

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
ESCUELA DE POSGRADO
MAESTRÍA EN GEOTECNIA Y GEOMECÁNICA
MINERA



TESIS

**DETERMINACIÓN POR MÉTODOS PROBABILÍSTICOS EN
DISCONTINUIDADES PARA LA ESTABILIDAD DE LOS TÚNELES Y
SEMITÚNELES VIALES DE KARKATERA- ABANCAY, APURÍMAC**

PRESENTADA POR:

JOSÉ ADOLFO CÁRDENAS CATALÁN

PARA OPTAR EL GRADO ACADÉMICO DE:

MAGISTER SCIENTIAE EN GEOTECNIA Y GEOMECÁNICA MINERA

PUNO, PERÚ

2018

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO

ESCUELA DE POSGRADO



MAESTRÍA EN GEOTECNIA Y GEOMECÁNICA MINERA

TESIS

**DETERMINACIÓN POR MÉTODOS PROBABILÍSTICOS EN
DISCONTINUIDADES PARA LA ESTABILIDAD DE LOS TÚNELES Y
SEMITÚNELES VIALES DE KARKATERA- ABANCAY, APURÍMAC**

PRESENTADA POR:

JOSÉ ADOLFO CÁRDENAS CATALÁN

PARA OPTAR EL GRADO ACADÉMICO DE:

MAGISTER SCIENTIAE EN GEOTECNIA Y GEOMECÁNICA MINERA

APROBADA POR EL SIGUIENTE JURADO:

PRESIDENTE


.....
M.Sc. MARIO SERARÍN CUENTAS ALVARADO

PRIMER MIEMBRO


.....
M.Sc. HENRY ARNALDO TAPIA VALENCIA

SEGUNDO MIEMBRO


.....
M.Sc. GERMÁN RAFAEL ESPINOZA RIVAS

ASESOR DE TESIS


.....
Dr. OSCAR ELOY LLANQUE MAQUERA

Puno, 27 de diciembre de 2018

ÁREA: Especialidad.

TEMA: Geotecnia.

LÍNEA: Estabilidad de excavaciones subterráneas.

DEDICATORIA

A DIOS, Por darme esta gran
Voluntad y esfuerzo de realizar
Este trabajo

A MI ESPOSA, Marisol, E HIJOS Karol, Arianna
y Adrián por ser la razón más importante de mi
existencia

A MIS PADRES Y HERMANOS
Por sus apoyos incondicionales

AGRADECIMIENTOS

- Expreso mi más sincero agradecimiento a la Universidad Nacional Del Altiplano Puno, a la Facultad de Ingeniería de Minas, Escuela de Postgrado Programa de MAESTRÍA EN GEOTECNIA Y GEOMECÁNICA MINERA, al personal docente y administrativo, quienes me incentivaron e impartieron conocimientos para mi formación profesional.
- A la Carrera Profesional de Ingeniería de Minas de la Universidad Nacional Micaela Bastidas de Apurímac, que me brindó todo el apoyo para hacer uso del Laboratorio de Mecánica de Rocas e Informática.
- A mi Asesor Dr. Ing. Oscar Llanque Maquera, por confiar en mi solicitud y orientación en el desarrollo del trabajo de investigación.
- A mis padres y hermanos que motivaron la culminación de la maestría. A mi esposa e hijos por permitirme ausentarme y esperarme con mucha paciencia en las horas dedicadas al trabajo de campo y laboratorio.
- A todos los colegas, quienes de alguna forma me apoyaron en la realización del trabajo, en especial, a la memoria del Ing. Gustavo Vallenas Casaverde, Ing. Wilber Robles Deza, Ing. Edgar Huacac Farfán, Dr. Leoncio Teófilo Carnero Carneero.
- A todos los amigos quienes de alguna forma me incentivaron a la culminación de la investigación

ÍNDICE GENERAL

	Pág.
DEDICATORIA	i
AGRADECIMIENTOS	ii
ÍNDICE GENERAL	iii
ÍNDICE DE TABLAS	vii
ÍNDICE DE FIGURAS	ix
RESUMEN	xi
ABSTRACT	xii
INTRODUCCIÓN	1

CAPÍTULO I**REVISIÓN DE ITERATURA**

1.1	Estabilidad de las estructuras en roca	3
1.2	Caracterización de discontinuidades	3
1.2.1	Orientación	4
1.2.2	Resistencia de las paredes de una discontinuidad	4
1.2.3	Espaciamiento	5
1.2.4	Apertura	6
1.2.5	Persistencia	6
1.2.6	Relleno	7
1.2.7	Rugosidad	8
1.2.8	Percolación.	9
1.3	Proyección estereográfica	9
1.3.1	Tipos de representaciones estereográficas	11
1.3.2	Diagrama de círculos máximos o diagrama beta	11
1.3.3	Diagrama de densidad de polos.	12
1.4	Criterios para la rotura	13
1.4.1	Criterios para la rotura Mohr-Coulomb	13
1.5	Estabilidad de obras subterráneas	15
1.5.1	Restricciones a la inestabilidad de cuñas	16
1.5.1.1	Orientación de estructuras subterráneas	16
1.5.1.2	Tamaño de estructuras subterráneas.	17
1.5.1.3	Forma de estructuras subterráneas.	18

1.5.2	Soporte de cuñas inestables.	18
1.6	Clasificación geomecánica de macizos	21
1.6.1	Análisis de las clasificaciones geomecánicas aplicadas a túneles	23
1.6.2	Aplicación de las clasificaciones geomecánicas en la selección de soportes	25
1.7	Tratamientos de datos medios y tratamiento vectorial	26
1.7.1	Tratamiento no vectorial	26
1.7.2	Tratamiento vectorial	27
1.8	Métodos probabilístico aplicados a geotecnia.	28
1.8.1	Fundamentos estadísticos	28
1.8.2	Medidas de tendencia central	28
1.8.2.1	Media aritmética - \bar{X}	29
1.8.2.2	Mediana M_c	29
1.8.2.3	Moda	30
1.8.3	Medidas de variación	31
1.8.3.1	Variación S^2	31
1.8.3.2	Desviación estándar S	32
1.8.4	Medida de forma	32
1.9	Probabilidades.	32
1.9.1	Conceptos básicos	33
1.9.2	Cálculo de la probabilidad	33
1.9.3	Métodos probabilísticos	34
1.9.3.1	Método de Montecarlo	34
1.9.3.2	Método FOSM	36
1.9.3.3	Método de dos puntos de estimación	38
1.10	Distribuciones	41
1.10.1	Distribución normal	42
1.10.2	Distribución Log-Normal	45
1.11	Análisis de Riesgo de Confiabilidad	46
1.12	Antecedentes	49

CAPÍTULO II

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

2.1	Identificación del problema	54
-----	-----------------------------	----

2.2	Formulación o planteamiento del problema:	55
2.2.1	Problema general	55
2.2.2	Problemas específicos	55
2.3	Justificación	56
2.4	Objetivos	56
2.4.1	Objetivo General	56
2.4.2	Objetivos Específicos	57
2.5	Hipótesis	57
2.5.1	Hipótesis General	57
2.5.2	Hipótesis específica:	57
2.6	Limitaciones del estudio	58
2.7	Motivación	58

CAPÍTULO III

MATERIALES Y MÉTODOS

3.1	Ámbito o lugar del estudio	59
3.1.1	Geografía	61
3.1.2	Clima.	61
3.1.3	Hidrogeología.	61
3.2	Aspectos geológicos	62
3.2.1	Geología regional	62
3.2.1.1	Altas Mesetas	62
3.2.1.2	Cordillera Oriental	63
3.2.1.3	Los Valles	63
3.2.2	Estratigrafía	63
3.2.3	Geología local	64
3.2.3.1	Petrología	64
3.2.3.2	Mineralogía	65
3.2.4	Geología estructural	65
3.3	Reconocimiento de campo	65
3.3.1	Geomorfología	65
3.3.2	Alteración	65
3.4	Población y muestra	66
3.4.1	Población	66
3.4.2	Muestra	66

3.5	Métodos	66
3.5.1	Metodología de la investigación	66
3.6	Herramientas computacionales	69
CAPÍTULO IV		
RESULTADOS Y DISCUSIÓN		
4.1	Casos estudiados	70
4.2	Caracterización de la masa rocosa	71
4.2.1	Mapeo de las discontinuidades y sus caracterizaciones	71
4.2.2	Distribución de discontinuidades	74
4.3	Clasificación de la masa rocosa de los túneles i y ii y semitúnel de Karkatera.	76
4.3.1	Aplicación de las clasificaciones en la selección de soportes en el Túnel-I, Túnel- II y el Semitúnel	77
4.4	Análisis de los túneles y semitúneles viales de Karkatera	82
4.4.1	Procesamiento de datos	83
4.4.1.1	Tratamiento medio de las orientaciones	84
4.4.1.2	Tratamiento vectorial de las orientaciones	87
4.4.2	Análisis de la estabilidad de cuñas en los túneles-I y II	92
4.4.3	Parámetros de resistencia	96
4.5	Análisis paramétrico	97
4.6	Estudios probabilísticos	104
4.6.1	Cálculos probabilísticos	106
4.6.2	Cálculo de la probabilidad de ruptura	112
4.7	Discusión y aplicación	113
4.8	Características geomecánica de los túneles viales i y ii, Karkatera	114
4.8.1	La Mecánica de Rocas en el Análisis de Interacción Soporte-Macizo Rocoso.	115
4.9	Consideraciones finales	116
CONCLUSIONES		117
RECOMENDACIONES		119
BIBLIOGRAFÍA		120

ÍNDICE DE TABLAS

	Pág.
1. Clases de macizos rocosos en función del Sistema	24
2. Clasificación Geotécnica ponderada	25
3. Comparación de la dispersión de datos de una misma área - Ejemplo hipotético.	31
4. Recorrido de la zona de estudio.	60
5. Estructuras subterráneas de los túneles de Karkatera son las siguiente	71
6. Mapeo de orientaciones y caracterización geomecánica de discontinuidades. Túnel-I, Tramo-1, “familia-1” hastial derecho	73
7. Distancias número de discontinuidades. Y el valor RQD Del Túnel I	78
8. Parámetros Clasificación Geomecánica Q y R.M.R. del túnel I por tramos (Descripción).	81
9. Resultados de los Parámetros Clasificación Geomecánica Q y R.M.R. del túnel I por tramos (Descripción).	82
10. Datos medios de TVK.(Túnel I) por tramos de (0-20) m.	87
11. Datos medios de TVK.(Túnel II) por tramos de 20m y de 30m.	87
12. Datos medios de tres brechas TVK.(Túnel II) por tramos de 30m.	87
13. Tratamiento Vectorial de la Familia-1 TVK.	90
14. Tratamiento Vectorial de la Familia-2 TVK	91
15. Tratamiento Vectorial de la Familia 3 TVK	91
16. Datos medios tratados Vectorialmente de TVK.(Túnel- I) por tramos de (0-20) m.	92
17. Datos medios tratados Vectorialmente de TVK. (Túnel II) por tramos de (20-30) m.	92
18. Valores del Factor de Seguridad desarrollado por el programa Unwedge Datos medios tratados de TVK. (Túnel-I).	94
19. Valores del FS desarrollado por el programa Unwedge Datos medios tratados Vectorialmente de TVK. (Túnel-I)	94
20. Ángulo de fricción de las discontinuidades de los túneles I y II Karkatera.	97
21. Análisis, por datos medios, de la pared derecha del T-I, (0-96) m. antes del soporte F.S.= 0.665	98
22. Análisis, por datos medios, de la pared derecha del T-I, (0-96) m. Después del soporte F.S.= 5.348.	98
	vii

23. Análisis, por datos medios, de la pared derecha del T-II, (40-132) m. antes del soporte. F.S.= 0.545	100
24. Análisis, por datos medios, de la pared derecha del T-II, (40-132) m. antes del soporte. F.S.= 6.217.	100
25. Calculo de Variancia Desviación Estándar Túnel-I Pared Derecha sin sostenimiento prog. (0-96)- m. Por tratamiento medio Dips V-6.0.	104
26. Calculo de Variancia Desviación Estándar Túnel-I Pared Derecha con sostenimiento prog. (0-96) m. Por tratamiento medio Dips V-6.0.	104
27. Cantidad de datos por túnel y número de cálculos realizados.	105
28. Datos característicos de los túneles estudiados.	107
29. Desviación estándar de los valores tratados en el T-I.	107
30. Desviación estándar de los valores tratados en el T-II	108
31. Resumen de los análisis paramétricos realizados para el Túneles I-Karkatera	110
32. Resumen de los análisis paramétricos realizados para el Túneles-II Karkatera	111

ÍNDICE DE FIGURAS

	Pág.
1. Esquema de representación geométrica de Orientación de una discontinuidad.	4
2. Ábaco por la correlación con el martillo Schmidt rebote (L).	5
3. Influencia del número de familias e intensidad de fractura en el modo de ruptura.	6
4. Apertura de las discontinuidades	6
5. Persistencia donde los segmentos discontinuos de roca intacta.	7
6. Relleno de discontinuidades.	8
7. Relación de la rugosidad en discontinuidades	9
8. Proyección estereográfica ecuatorial de la esfera y falsilla de Wulff.	10
9. Proyección estereográfica de un plano inclinado.	11
10. Diagramas	12
11. Diagrama de densidad de polos: a) en proyección equiareal y en proyección estereográfica (equiangular).	13
12. Curva $\tau * \sigma$ criterios para la rotura Mohr-Coulomb	14
13. Rectas de ruptura de pico y residual.	15
14. Orientación de la estructura:	17
15. Influencia del tamaño de la estructura subterránea	17
16. Uso del perno de anclaje en el soporte de la cuña.	21
17. Criba con Apertura W	35
18. Combinación (2^n) de los puntos particulares $X_i + e$ $X_i -$	40
19. Función de probabilidad normal.	43
20. Distribuciones normales con diferentes parámetros m e s.	44
21. Distribuciones con diferentes parámetros μ y σ .	46
22. Relación del b y de la (p_r)	48
23. Distribuciones estadísticas con diferentes FS y σ .	48
24. Fotografía de la zona de estudio Karkatera.	59
25. Plano de ubicación de la zona de estudio.	60
26. Plano Geológico regional de la Zona de los Túneles de Karkatera	62
27. En la imagen de la izquierda se muestra el Túnel II en toda su longitud, y en la imagen de la derecha se está realizando la medición de mapeo geomecánico de las discontinuidades.	72

28. Diagrama estereográfica de dispersión de polos en la zona de prioridad T- I, Progresiva (0-96) m que corresponden a diaclasas y fallas menores o discontinuidades en general.	74
29. Diagrama estereográfica de contorno de la zona de prioridad en todo el Túnel I, Progresiva (0-96) m.	75
30. Diagrama estereográfico de círculos máximos, donde se verifica la cuña por la intersección de las tres familias, Zona de prioridad, Túnel-I tramo progresiva (0-96) m.	75
31. Proyección estereográfica T-I, para todo el Túnel (0-96) m promedio de las discontinuidades.	85
32. Proyección estereográfica T-I, para todo el Túnel (0-96) m círculos mayores de discontinuidades.	85
33. Proyección estereográfica de TVK T-I progresiva (0-20) m.	86
34. Proyección estereográfica de TVK T-I progresiva 0-20 m. círculos mayores	86
35. Sistema de coordenadas cartesianas (modificado - Priest, 1985).	88
36. Vistas de las cuñas formadas por Unwedge del Tramo (0 – 96) m. T-1 “sin sostenimiento”	95
37. Vistas de las cuñas formadas por Unwedge del Tramo (0–96) m. T-I “con sostenimiento”	95
38. Diagrama de los datos medios de la pared derecha del Túnel I. Antes del soporte.	99
39. Diagrama de los datos medios de la pared derecha del Túnel I después del soporte.	99
40. Diagrama de los datos medios de la pared derecha del Túnel II antes del soporte.	101
41. Diagrama de los datos medios de la pared derecha del Túnel II después del soporte.	101
42. Relación entre σ y el pr (modificado - Sandroni & Sayão, 1993).	103
43. Prueba de adecuación de los resultados del T-I para con la distribución log-normal	112
44. Distribución log-normal donde se ve el área que define la PR.	113

RESUMEN

El desarrollo de los conocimientos de la Mecánica de Rocas ha alcanzado niveles muy altos que han contribuido a dar solución a problemas complejos en macizos rocosos de variadas condiciones geomecánicas, lo que ha permitido construir obras de envergadura en macizos de resistencia muy baja como túneles subterráneos de gran longitud, grandes construcciones subterráneas con fines diversos para almacenamiento de combustibles, despensas de alimentos, espacios deportivos, refugios subterráneos entre otros, para aprovechar el espacio subterráneo debido al pequeño espacio superficial que queda para construcciones, especialmente países de alta densidad poblacional. El objetivo en los Túneles Viales es de buscar el sostenimiento adecuado para su estabilidad, mediante un estudio probabilístico y estudios geomecánicos. En la excavación de los túneles de Karkatera, el uso de explosivos dosificados permitió realizar las obras en corto tiempo, se trató de provocar el menor daño posible a los macizos rocosos del entorno de la mismas con cortes regulares y controlados que redujeron la necesidad de refuerzos pero aun así el macizo rocoso posee su comportamiento gobernado por las discontinuidades caracterizadas por condiciones como número de familia, orientación, persistencia, espaciamiento, rugosidad de sus paredes relleno, etc. que definen el grado de fracturamiento del macizo rocoso y su resistencia al corte. De acuerdo a la Clasificación Geomecánica Q (Barton) y RMR (Bienawski) se obtiene valoración promedio en los Túneles I y II de 56, valor que indica un tipo de roca II y aplicar un sostenimiento adecuado en todo el túnel con pernos locales de 2-3 m y separados de 2-2.5 m, eventualmente con mallas. Estos resultados de sostenimiento son empíricos, debiendo corroborarse a través de los métodos estadísticos y probabilísticos que determinaron una Probabilidad de Rotura (PR) de 0-12% con sostenimiento. La presente investigación estudió los parámetros geométricos de las familias de discontinuidades haciendo uso de métodos probabilísticos y de cálculos determinísticos para evaluar la probabilidad de ruptura de las estructuras en estas obras civiles con resultados positivos, el cual permita proponer métodos de estabilización adecuados.

Palabras claves: Calculo determinístico, discontinuidad, estabilidad, geometría de discontinuidades, macizo rocoso, método probabilístico, resistencia al corte y seguridad.

ABSTRACT

The development of knowledge of Rock Mechanics has reached very high levels that have helped to solve complex problems in rocky massifs of varied geomechanical conditions, which has allowed to build large-scale works in very low resistance massifs such as underground tunnels of great length, large underground constructions for diverse purposes for storage of fuels, food pantries, sports spaces, underground shelters among others; to take advantage of the underground space due to the small surface space left for buildings, especially in countries with a high population density. The objective in the road tunnels is to find the adequate support for its stability, through a probabilistic study and geomechanical studies. In the excavation of the tunnels of Karkatera, the use of dosed explosives allowed the works to be carried out in a short time, trying to cause the less damage as possible to the rocky massif of the environment of the tunnel with regular and controlled cuts that reduced the need for reinforcements, but even so the rock mass has its behavior governed by discontinuities characterized by conditions such as family number, orientation, persistence, spacing, roughness of its walls, etc. that define the degree of fracturing of the rock mass and its resistance to cutting. According to the Geomechanical Classification Q (Barton) and RMR (Bieniawski) an average rating is obtained in Tunnels I and II of 56, a value that indicates a type of rock II and to apply an adequate support in the whole tunnel with local bolts of 2 -3 m apart from 2-2.5 m, possibly with meshes. These results of support are empirical, and must be corroborated through the statistical and probabilistic methods that determined a Proving of Break (PR) of 0-12% with support. The present investigation studied the geometric parameters of the families of discontinuities making use of probabilistic methods and deterministic calculations to evaluate the probability of rupture of the structures in these civil works with positive results, which allows proposing adequate stabilization methods.

Keywords: cut resistance, deterministic calculus, discontinuity geometry, discontinuity, probabilistic method, rock mass, safety and stability.

INTRODUCCIÓN

Este trabajo tiene como objetivo principal garantizar un adecuado sostenimiento, previo un estudio geomecánico o de base en una clasificación geomecánica RMR de Bieniawski, Q de Barton, RQD, Deere, pruebas hechas en laboratorio como las propiedades físicas y mecánicas, y caracterización del macizo rocoso, considerando la geología local del área; se busca un determinado sostenimiento para los túneles viales Karkatera para corroborar con un estudio usando métodos probabilísticos aplicados a la geotecnia, así también el método de simulación Monte Carlo y el método FOSM. El método de estimación de puntos propuesto por Rosenblueth (1975) mediante datos medios y vectoriales, nos brinda un análisis de confiabilidad y rotura de lo planteado en el sostenimiento.

Para un mejor seguimiento de la labor desarrollada durante la investigación, esta tesis se divide en cuatro capítulos y ocho anexos, los cuales se describen brevemente a continuación.

El capítulo I. Explica la importancia de los contenidos en el marco teórico, para sistematizar la producción científica, tecnológica y la relevancia del tema a estudiar y exponer situaciones similares en esta tesis o investigaciones realizadas con condiciones similares, que se utilicen en la ejecución del proyecto con metodologías validas específicas y de relevancia, para alcanzar dichos objetivos.

También se presenta los conceptos estadísticos que participan en los estudios probabilísticos aplicados a la ingeniería geotécnica. Para complementar este capítulo, en la primera parte se presenta el estándar y en el segundo ofrece una traducción del artículo Rosenblueth (1975), la Tabla de distribución normal, en la que se presentaron los conceptos matemáticos de su método probabilístico

Para la estabilidad de las estructuras rocosas, se pone énfasis en las definiciones aplicadas en esta tesis, los cuales son complementos a este capítulo. La primera secuencia muestra un cálculo teórico del factor de seguridad para la cuña de ruptura.

Capítulo II. Presenta la realidad y problemática, donde se hace conocer la necesidad del estudio geomecánico y estudios probabilísticos y así corroborar su adecuado estudio, en la estabilidad de los túneles T-I y T-II, dando las precisiones del estudio.

Capítulo III. Se refiere al diseño metodológico aplicado para el desarrollo de esta Tesis, todos los materiales empleados en la ejecución del proyecto de tesis tanto del personal, material, equipos, trabajos de campo y gabinete, detallando los métodos necesarios para alcanzar los objetivos del proyecto.

Capítulo IV. Presenta los estudios realizados durante el análisis de los túneles viales I y II Karkatera. Procesamiento de datos, estudios paramétricos, estudios probabilísticos y el cálculo de la probabilidad de ruptura que se presentan, en los Anexos 4, 5, 6, 7, y 8.

También se detallan los métodos utilizados desde la caracterización geomecánica del macizo rocoso en los túneles I y II de Karkatera, se describen los métodos en laboratorio y campo para la estabilidad de los túneles, los estudios paramétricos de discontinuidades, permitiendo observar esta tesis con claridad. Se presentan las herramientas computacionales utilizadas, más allá de eso fueron reemplazados por secuencias preparadas en el programa Excel, por razones de tiempo y la facilidad en el manejo de esta herramienta computacional. Se presenta el análisis de las discusiones y aplicaciones analizando e interpretando los resultados del estudio de esta tesis dando validez y logro para este trabajo de investigación.

Finalmente se presentan las conclusiones de los resultados obtenidos en los análisis de esta tesis, se formulan las propuestas y sugerencias para la investigación futura.

Anexos. - En esta parte del trabajo se exponen los cálculos, resultados en cuadros, tablas, planos y otros conceptos que complementan los métodos utilizados en laboratorio y campo, expuestos principalmente en el Capítulo IV.

CAPÍTULO I

REVISIÓN DE LITERATURA

1.1 Estabilidad de las estructuras en roca

Con los años los estudios realizados sobre estructuras en roca está avanzando de manera cada vez más intensa, frente a la creciente demanda del hombre por los recursos minerales para satisfacer sus necesidades, por lo que se buscan nuevas reservas a mayores profundidades, se abren nuevas vías de acceso que requieren construir en algunos casos túneles; nuevas ubicaciones para la instalación de plantas hidroeléctricas; nuevas formas de almacenamiento de sus productos manufacturados como cavernas de almacenamiento. Sin embargo, los tipos de rocas que en un primer momento parecen ser de excelente condición para llevar a cabo estas grandes obras de ingeniería, presentan irregularidades y defectos por las discontinuidades.

1.2 Caracterización de discontinuidades

Los problemas de inestabilidad en laderas rocosas y cavidades se rigen directamente por las características de las familias de discontinuidades, que son revisadas por la geotécnica de pendiente. Según Giani (1992), la ingeniería de pendientes rocosas está dedicada al análisis de las discontinuidades presentes en la obra. Por lo tanto, esta superficie de ruptura masiva tiende a seguir las discontinuidades preexistentes y por lo tanto no se producen a través de la roca intacta, a menos que la roca sea muy débil. A continuación, se describen las características de las discontinuidades, como la orientación, la resistencia de las paredes, el espaciamiento, la apertura, la persistencia, la rugosidad y la percolación (permeabilidad).

1.2.1 Orientación

La orientación, de acuerdo con la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas e Ingeniería de Rocas (ISRM), está representado por la medida de los ángulos, buzamiento (β) y la dirección del buzamiento (α), que son suficientes para la representación completa de la orientación de una discontinuidad. “Dip” es el ángulo (0 a 90°) formado entre una línea perpendicular a la línea insertada en el plano de la discontinuidad y la proyección del plano de observación. La línea es la intersección de la discontinuidad en el plano de observación. La dirección del buzamiento es el ángulo (0 a 360° grados) medidos en sentido horario o en sentido contrario, en este caso, hay que hacer para arreglar la medida entre el norte magnético y la línea perpendicular a la traza del plano de observación. La figura 1 resume esta definición.

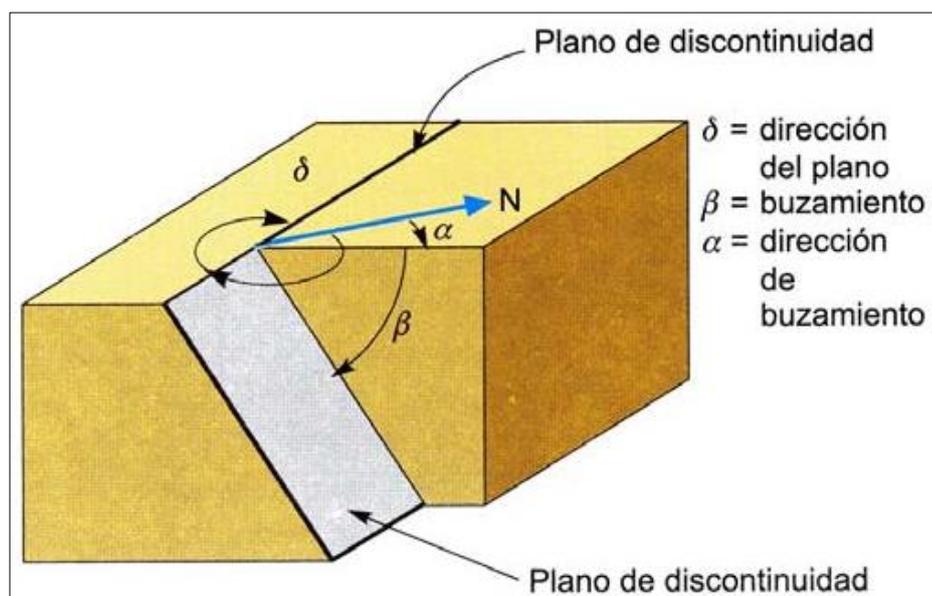


Figura 1. Esquema de representación geométrica de Orientación de una discontinuidad.

Fuente: Giani (1992)

1.2.2 Resistencia de las paredes de una discontinuidad

Según Dusseault y Franklin (1989) las superficies inalteradas de las paredes de una discontinuidad tienen una resistencia similar a la roca intacta, de tal manera que la resistencia a la compresión de las paredes de la discontinuidad (JCS) se puede obtener directamente por medio de ensayo de compresión realizadas a los bloques de roca que conforman las paredes. La resistencia debe ser igual o menor que la roca intacta. Si la resistencia es menor que la roca intacta y no hay

posibilidad de ejecutar el ensayo de compresión, se puede obtener información a través del martillo de rebote elástico de Schmidt, junto a los ábacos existentes de corrección, como se muestra en la Figura 2.

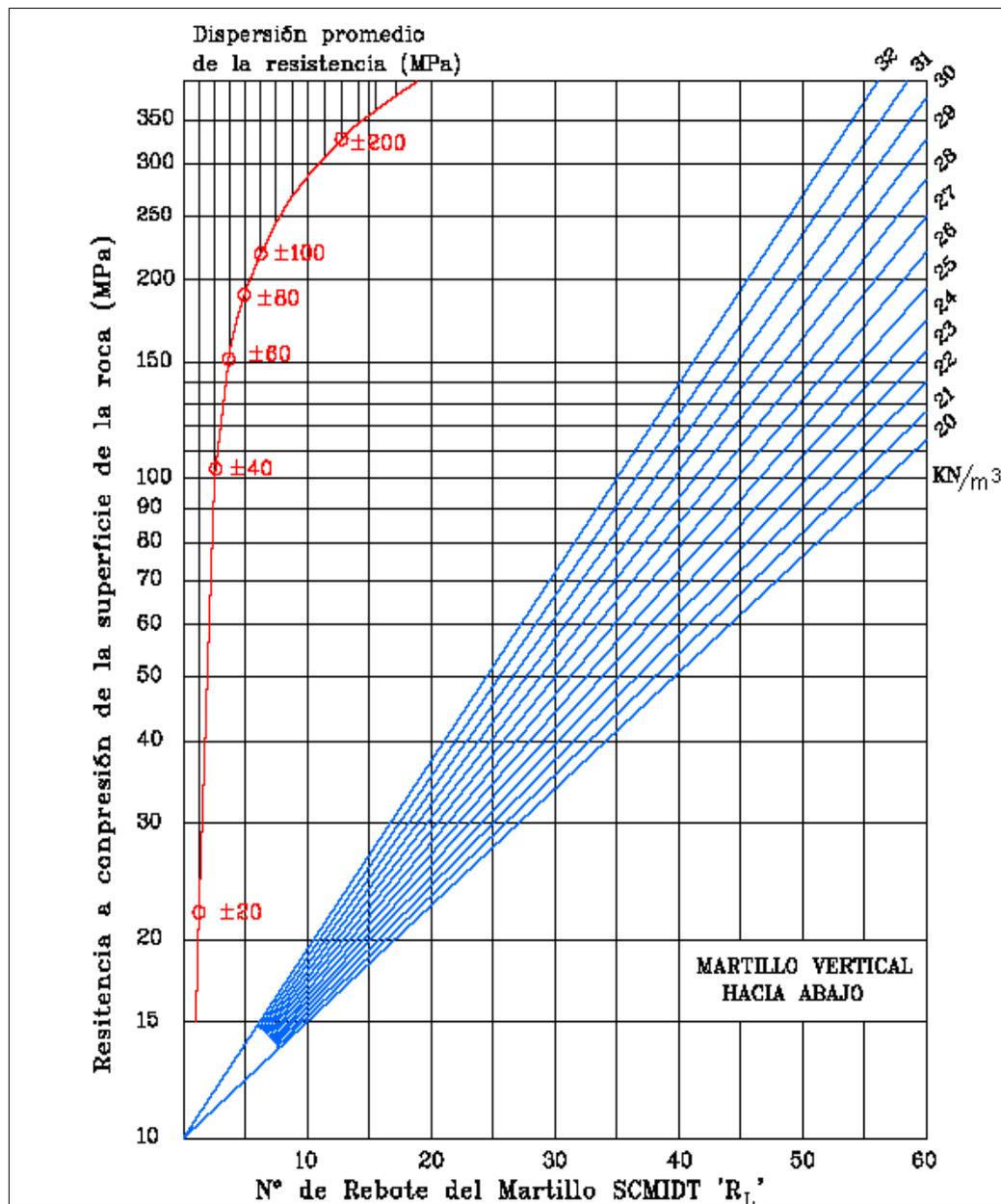


Figura 2. Ábaco por la correlación con el martillo Schmidt rebote (L).
Fuente: Dusseault y Franklin (1989).

1.2.3 Espaciamiento

Es la separación que puede ser descrito como la distancia perpendicular entre discontinuidades. Espacio en general se refiere a la separación media o modal de un conjunto de discontinuidades. La separación de las discontinuidades determina el tamaño de la roca intacta en bloques individuales. Alta intensidad de

fracturación del macizo rocoso, más se acercará al comportamiento del material granular al modo de falla circular de traslación, mientras que para grandes separaciones de estas familias condicionan mayores tamaños de los bloques. Ver figura 3.



Figura 3. Influencia del número de familias e intensidad de fractura en el modo de ruptura.

Fuente: Dusseault y Franklin (1989)

1.2.4 Apertura

De acuerdo con la definición de Dusseault y Franklin (1989), la abertura está representada por la distancia perpendicular entre las paredes de la discontinuidad, que pueden estar vacía o rellena. En la figura 4, se enumeran los tres tipos de apertura de discontinuidad: cerrados, abiertos y rellenas.

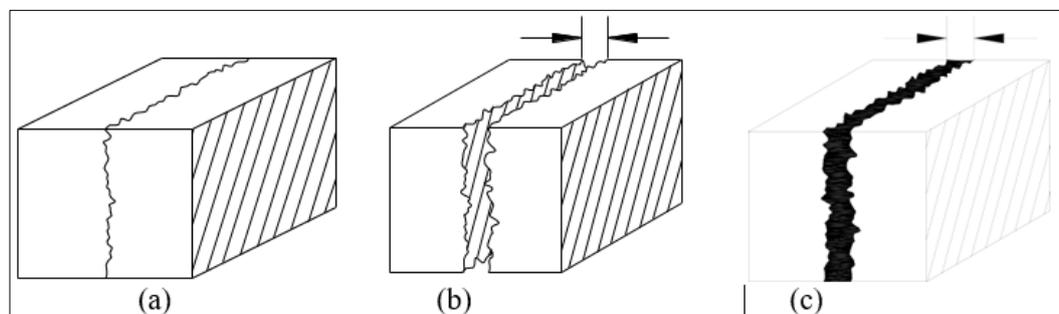


Figura 4. Apertura de las discontinuidades

Fuente: Dusseault y Franklin (1989)

Nota: a) cerrada; b) abierta; c) Rellenada.

1.2.5 Persistencia

La persistencia es la longitud de la traza de una discontinuidad tal como se observa en un afloramiento. Para Giani (1992), la idea de que el macizo rocoso es un sistema de bloques separados por planes de discontinuidades, se presenta como el más coherente. Superficies discontinuas son continuas a través de la roca, es decir, el plano que contiene la discontinuidad atraviesa regiones de roca intacta, como se ve en la Figura 5.

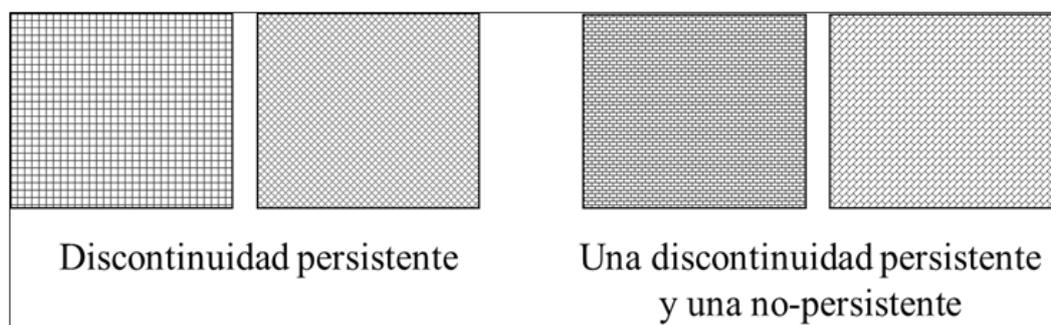


Figura 5. Persistencia donde los segmentos discontinuos de roca intacta.
Fuente: Giani (1992).

1.2.6 Relleno

Según Giani (1992), el material que llena el espacio vacío entre las paredes adyacentes de una discontinuidad se conoce como relleno, que es generalmente más débil que la roca original. Materiales de relleno típicos son: arena, limo y arcilla. También incluye películas de minerales secundarios, por ejemplo, cuarzo y calcita. La distancia perpendicular entre las paredes se llama apertura de discontinuidad.

Cella y Magellan (1998) señalan que, en función del espesor del material de relleno, puede alterar por completo o controlar la resistencia al corte y la conductividad hidráulica de la discontinuidad, como se observa en la figura 6.



Figura 6. Relleno de discontinuidades.
Fuente: Giani (1992).

1.2.7 Rugosidad

La rugosidad es el índice de rugosidad y ondulaciones en relación con el plano medio de la discontinuidad. Según Barton & Choubey (1978), la rugosidad de la discontinuidad afecta a la resistencia al corte, que está representado por CCI (coeficiente de rugosidad de la discontinuidad) presente en la resistencia de la ecuación de discontinuidad, que muestra que el ángulo de discontinuidad pico de fricción es directamente proporcional a este parámetro, y, por lo tanto, el grado de rugosidad se determina por la siguiente ecuación:

$$\phi_p = JRC \log \left[\frac{JCS}{\sigma_n} \right] + \phi_r \quad (\text{Ec.-1.1})$$

Dónde:

ϕ_p = Ángulo de fricción pico;

JRC = Coeficiente de rugosidad de la discontinuidad;

JCS = Índice de resistencia a la compresión de las paredes de la discontinuidad;

σ_n = A partir del esfuerzo normal;

ϕ_r = Ángulo de fricción residual.

Según ABGE / CBMR (1983), la importancia de la rugosidad de la superficie de la discontinuidad disminuye a medida que aumenta la apertura o el material de relleno, como se observa en la figura 7.



Figura 7. Relación de la rugosidad en discontinuidades
Fuente: Barton & Choubey (1978).

1.2.8 Percolación.

Según Giani (1992), la percolación es asociada con el flujo de agua y humedad visible en discontinuidades individuales en el macizo rocoso en general. En las primeras etapas del diseño de aberturas subterráneas, hay una necesidad de caracterizar al macizo rocoso y llevar a cabo un análisis hidrogeológico en gran escala. El número de discontinuidades son importantes para la evaluación de la percolación del agua.

1.3 Proyección estereográfica

Proyecciones estereográficas son representaciones simples en la resolución de problemas relacionados con la representación de la orientación de las líneas y planos en el espacio, de discontinuidades de acuerdo con Goodman (1989). En la mecánica de rocas, la proyección estereográfica se aplica a la caracterización de las orientaciones de las discontinuidades del macizo rocoso y sirve para el análisis de estabilidad de taludes y obras subterráneas.

La Figura 8, muestra el estereograma ecuatorial, donde se puede observar un gran número de círculos cuyos planos e incrementos al sur de sus buzamientos son alrededor de dos grados (2). El estereograma ecuatorial se utiliza ampliamente en la práctica debido a la

facilidad de manejo y la comprensión de sus lecturas. Para un mayor desarrollo y la comprensión en el uso de la proyección estereográfica, se recomiendan ver las publicaciones de Hoek & Bray (1981) y Goodman (1989).

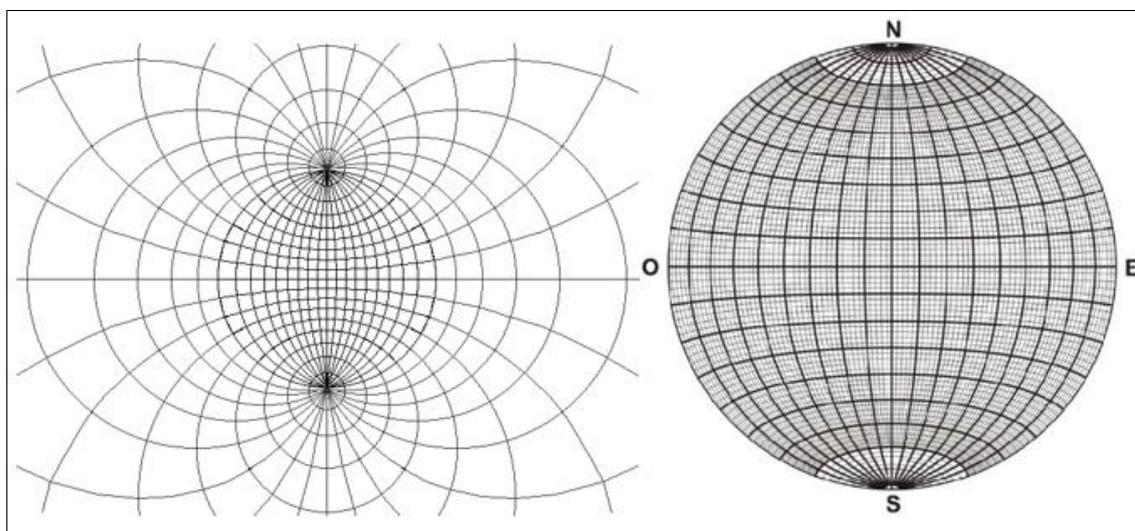


Figura 8. Proyección estereográfica ecuatorial de la esfera y falsilla de Wulff.
Fuente: Goodman (1989).

La proyección estereográfica es la representación del buzamiento y la dirección del buzamiento, de las orientaciones de discontinuidades mapeados en el campo. Esta representación se realiza sobre un papel que contiene la figura del estereograma. La dirección de buzamiento que se haya definido inicialmente alineando la posición de grado cero (0°) del estereograma con el norte magnético y de está midiendo el ángulo de abertura, que representa la dirección de la inclinación de la discontinuidad.

Sin embargo, en varias ocasiones, el número de orientaciones mapeadas es bastante alto y en estos casos es habitual para trabajar con la dirección del polo de discontinuidades, ya que esta medida hace que la proyección estereográfica de una discontinuidad se resuma en un punto. Este polo está definido por el posicionamiento de la dirección de buzamiento de la discontinuidad alineado con la horizontal y el estereograma, la ubicación del punto del buzamiento de la discontinuidad, se marca el polo a 90° .

Para trabajar con la proyección estereográfica es preciso conocer, inicialmente, una serie de términos geométricos, que nos permitan definir de forma unívoca cada elemento (figura 9), estos términos nos determinan su orientación. La orientación se define como la posición de un plano o línea en el espacio, referenciado mediante coordenadas

geográficas y su relación con el plano horizontal de comparación. La orientación de un elemento queda definida mediante el rumbo y la inclinación:

Inclinación: Ángulo vertical comprendido entre la horizontal y el plano o línea considerado.

Rumbo o dirección: Ángulo horizontal comprendido entre una línea y una dirección preestablecida, el norte magnético en geología estructural.

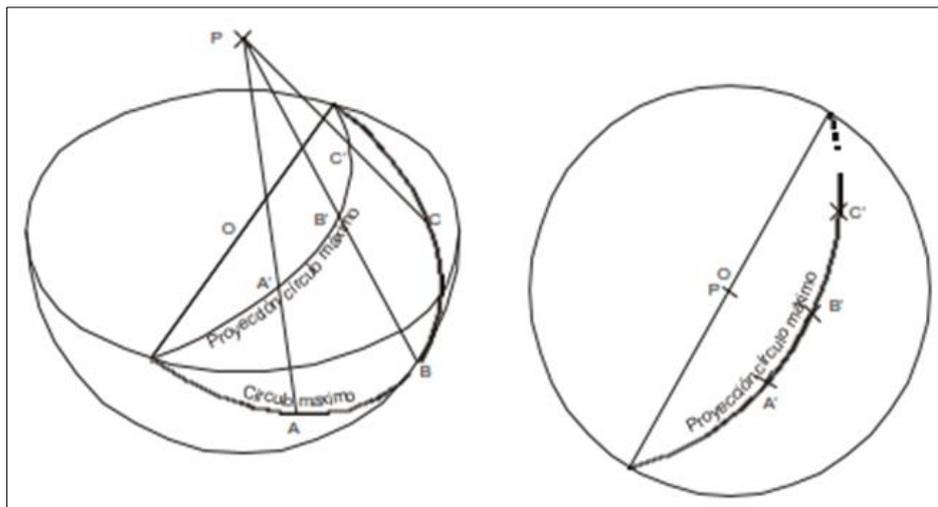


Figura 9. Proyección estereográfica de un plano inclinado.

Fuente: Goodman (1989).

En la figura 9 hemos representado la proyección estereográfica de un plano inclinado respecto al plano horizontal, definido por los puntos A, B, C, situados en un círculo máximo sobre la esfera.

1.3.1 Tipos de representaciones estereográficas

Existen diversas formas de representación de los elementos planos y lineales en la proyección estereográfica. Todos ellos se llevan a cabo mediante el empleo de la falsilla de Wulff que se obtiene a partir de la proyección de los meridianos y paralelos de la esfera (figura 9).

1.3.2 Diagrama de círculos máximos o diagrama beta

Únicamente se utiliza para la representación de elementos planos. Se obtiene por proyección sobre el plano ecuatorial, del círculo máximo de la superficie plana considerada. Este círculo máximo representa la intersección del plano con la

esfera (figura 10). Se muestra el diagrama de círculos máximos correspondiente al estudio de un macizo rocoso de las calizas.

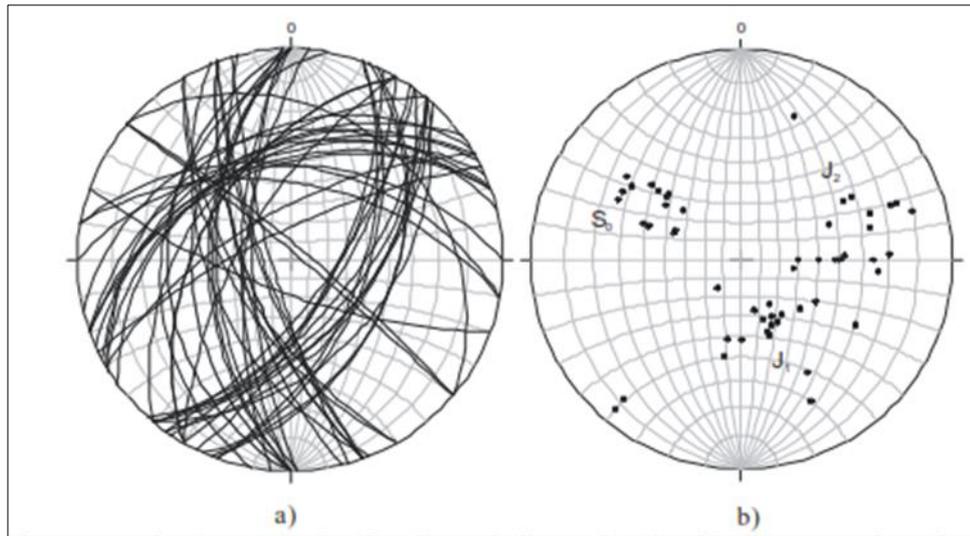


Figura 10. Diagramas

Nota: a) Diagrama de círculos máximos y b) diagrama de polos

Fuente: Goodman (1989).

1.3.3 Diagrama de densidad de polos.

La proyección estereográfica de un determinado elemento de la naturaleza, nunca están exacta como la de líneas y planos teóricos, ya que presentan irregularidades puntuales, falta de ajuste con la geometría ideal, en muchos casos, y posibles errores de precisión. Esto hace que se produzcan dispersiones que, dependiendo de su magnitud, pueden o no facilitar la interpretación de un polo o un círculo máximo. De ser así y producirse una gran dispersión de datos, será preciso recurrir a un análisis estadístico de una muestra grande de datos con el fin de determinar la dirección y buzamiento predominantes (figura 10). Este análisis estadístico no se puede realizar mediante la proyección estereográfica ya que se producirá una gran concentración de puntos en la parte central del diagrama (figura 11). Para realizar este análisis se recurre a la proyección equiareal, empleando la falsilla de Schmidt, que nos permite el recuento directo de los polos, calcular su valor estadístico por unidad de superficie y determinar las direcciones y buzamiento predominantes (figura 11).

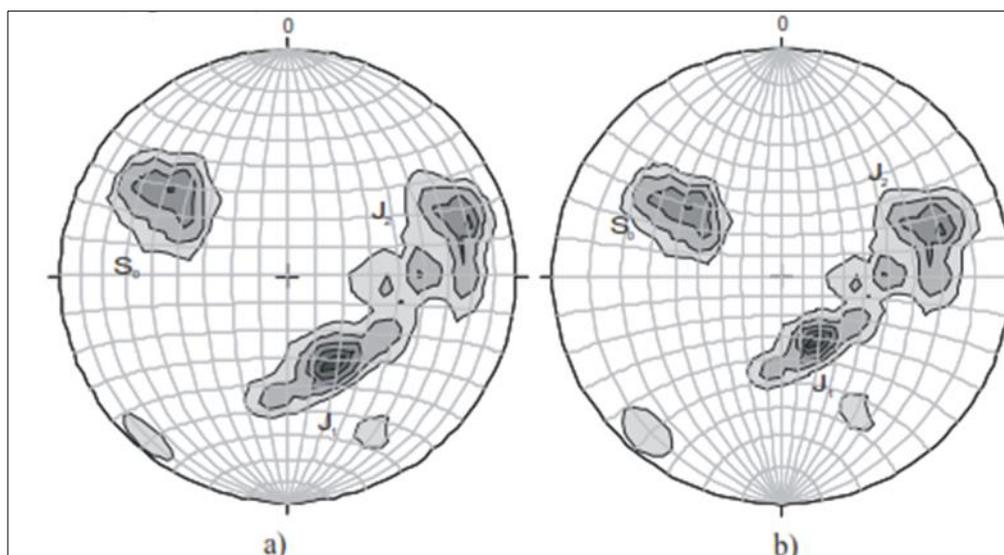


Figura 11. Diagrama de densidad de polos: a) en proyección equiareal y en proyección estereográfica (equiangular).
Fuente: Goodman (1989).

1.4 Criterios para la rotura

Serán tratados por el criterio de falla clásico de Mohr-Coulomb y el criterio de falla de Hoek & Brown (2002). El criterio de rotura de macizos rocosos de Hoek-Brown es ampliamente aceptado y ha sido aplicado en un gran número de proyectos a nivel mundial. Mientras que en general el criterio se considera satisfactorio, existen algunas incertidumbres e inexactitudes que ha creado inconvenientes en su implementación a modelos numéricos y a programas de computación de equilibrio límite. En particular, la dificultad de encontrar un ángulo de fricción y resistencia cohesiva equivalentes para un macizo rocoso dado, ha sido un inconveniente desde la publicación original del criterio en 1980. Este artículo intenta resolver todos estos problemas y establece una secuencia de cálculos recomendadas para la aplicación del criterio de rotura.

1.4.1 Criterios para la rotura Mohr-Coulomb

Según Assís (2001), el criterio de Mohr-Coulomb se aplica por lo general a los suelos, algunos tipos de roca intacta y discontinuidades planas y lisas, o aquellas controladas por el relleno. Supongamos que un número de muestras de la misma roca, sometidas cada una a una tensión normal (σ). Entonces se aplica la tensión de corte o cizallamiento (τ) medido del desplazamiento (u), como se muestra en la figura 12. Trazado de los valores de τ para sus desplazamientos.

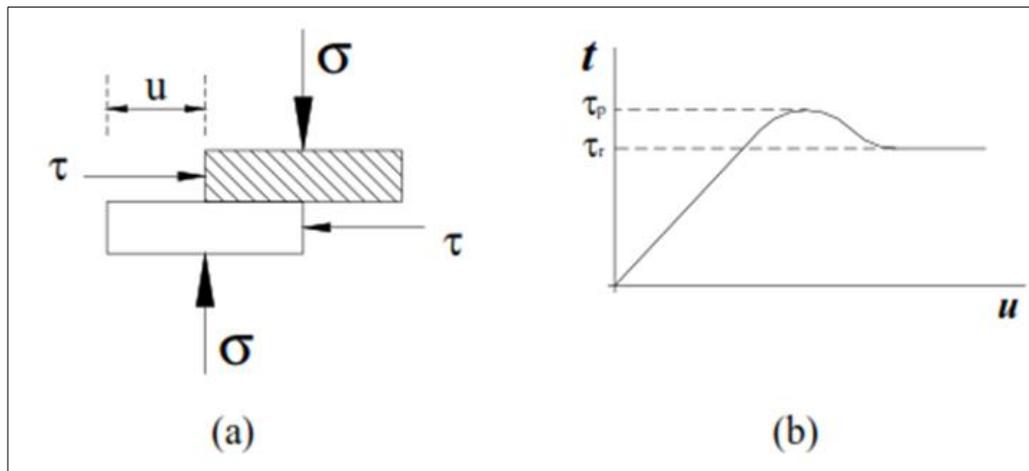


Figura 12. Curva $\tau * \sigma$ criterios para la rotura Mohr-Coulomb
Fuente: Hoek & Brown (2002).

Para pequeños desplazamientos, la muestra se comporta elásticamente tensión y cizallamiento es lineal. Como la resistencia a las fuerzas de movimiento se supera por la curva tensión de cizallamiento se convierte en no lineal y alcanza un pico llamado τ pico. Después de este valor, la tensión de cizallamiento requerida para causar un desplazamiento disminuye rápidamente a un valor que se vuelve constante, denominada corte o cizalladura residual o la última, τ_r tensión., se tiene la relación:

En el caso de los valores de pico τ_{pico} o τ_r para los diversos valores de tensiones normales en que se realizan curvas como la de la Figura 13, donde la pendiente de la recta es el ángulo de fricción y la intersección con el eje τ es la cohesión del material cementante que existente en la discontinuidad, o su grado de envoltura. El valor de la resistencia al cizallamiento se da por la Ley de Coulomb:

$$\tau_{pico} = c + \sigma \cdot \text{tag} \phi_p \tag{Ec.-1.2}$$

$$\tau_r = \sigma \cdot \text{tag} \phi_r \tag{Ec.-1.3}$$

Dónde:

τ_{pico} = Esfuerzo de cortante máximo.

τ_r = Esfuerzo cortante residual.

C = Cohesión del material.

σ = Tensión normal.

ϕ_p = Ángulo máximo de fricción.

ϕ_r = Ángulo de fricción residual.

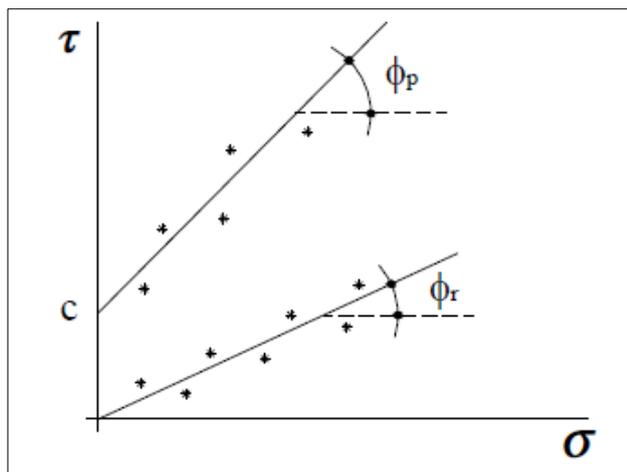


Figura 13. Rectas de ruptura de pico y residual.

Fuente: Hoek & Brown (2002).

El esfuerzo de corte residual se produce después de que la cohesión del material cementante está completamente perdida. Tenerse en cuenta que la fricción residual es normalmente menor que la fricción máxima a la tensión de corte o cizallamiento, es decir, $\phi_p \geq \phi_r$. (Figura 13).

1.5 Estabilidad de obras subterráneas

Obras subterráneas son estructuras extremadamente complejas, analizadas por medio de modelos simples y herramientas teóricas, que representan algunos de los procesos que interactúan entre sí para controlar la estabilidad de estas obras. Estos modelos por lo general sólo pueden usarse para analizar la influencia de un proceso particular en un momento dado, por ejemplo, la influencia de las altas tensiones o discontinuidades en la roca alrededor de la excavación. Rara vez es posible determinar teóricamente la interacción de estos procesos. Por lo tanto, el diseñador debe tomar algunas decisiones de

diseño, donde su juicio técnico y la experiencia práctica resultan ser importante para este tipo de proyecto (Hoek & Brown, 1980a).

Para Hoek & Brown (1980), la estabilidad de las obras subterráneas puede ser analizadas por medio de proyecciones estereográficas, que son útiles para una mejor previsión y comprensión de grandes rupturas controladas por las discontinuidades y rupturas puntuales de cuñas. Para proyectos de grandes obras subterráneas en rocas bastante fracturadas, el uso de estas técnicas requiere mucho tiempo y, en este caso, técnicas computacionales pueden ser utilizadas para analizar de manera rápida, rupturas controladas por las discontinuidades.

1.5.1 Restricciones a la inestabilidad de cuñas

La inestabilidad de cuñas en obras subterráneas se rige por ciertos condicionantes, entre las cuales pueden ser destacadas: la orientación, el tamaño y la forma de las estructuras subterránea.

1.5.1.1 Orientación de estructuras subterráneas

Es otro aspecto a considerar, la orientación de la obra en relación a la orientación relativa de las discontinuidades, así también la geometría de la labor subterránea, tienen un papel clave en la formación de potenciales inestabilidades en el macizo rocoso. Un ejemplo simple, como se muestra en la Figura 14, presenta dos orientaciones alternativas para el mismo trabajo con la misma característica geológica. Por lo tanto, se concluye que el más favorable para la formación de inestabilidad en el macizo rocoso es la figura 14a, que es una obra cuyo eje tiene orientación paralela a una gran cuña inestable. La mejor orientación se tiene en la figura 14b.

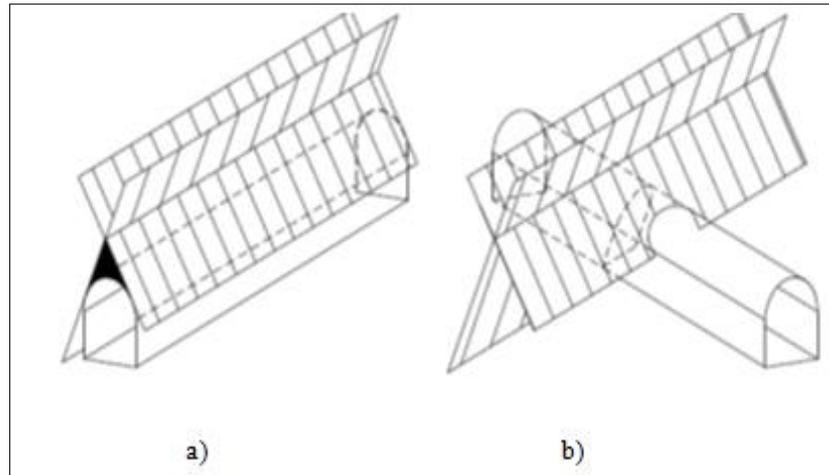


Figura 14. Orientación de la estructura:

Nota: a) desfavorable (formación de una gran cuña inestable); b) Optimizado (formación de una cuña ubicada)

Fuente: (Hoek & Brown, 1980).

1.5.1.2 Tamaño de estructuras subterráneas.

El tamaño de la excavación, es otro factor determinante para la inestabilidad de un macizo rocoso tal como puede verse en la figura 15, que presenta la sección en forma de herradura donde el eje de la excavación avanza paralela a la intersección de la orientación de las discontinuidades. Se considera también, que estas discontinuidades se espacian uniformemente. Se observa además que, con el aumento de la sección, crece considerablemente la cantidad de cuñas inestables en la obra. Así, de acuerdo con Hoek & Brown (1980) es evidente que el costo del soporte requerido es proporcional al volumen de las cuñas presentes que precisan ser soportadas en la excavación.

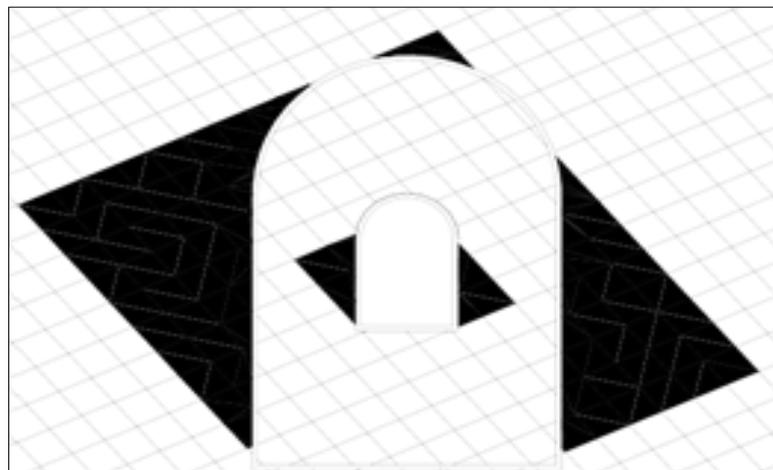


Figura 15. Influencia del tamaño de la estructura subterránea

Fuente: (Hoek & Brown, 1980).

1.5.1.3 Forma de estructuras subterráneas.

Las tensiones naturales del macizo rocoso son impuestas por su historia geológica. Con la excavación de obras subterráneas las tensiones naturales se someten a un proceso de redistribución, que se les conoce como tensiones inducidas. Esta redistribución depende estrechamente de la forma de la excavación subterránea, las tensiones se concentran en las esquinas de la geometría de la excavación. Por ejemplo, los túneles en forma de herradura, las tensiones son concentradas en las extremidades inferiores de su geometría. Mientras tanto, en túneles circulares las tensiones inducidas son distribuidas uniformemente en sus paredes; lo contrario sucede en una obra de sección cuadrada, grandes tensiones se concentran en sus vértices.

El estudio de estas tensiones no es parte de los objetivos de esta investigación. Sin embargo, para una mejor comprensión de esta área de estudio, es de importancia fundamental conocer para sugerir la forma de excavaciones subterráneas, tal como proponen Hoek & Brown (1980), Goodman (1989), Hoek (1998) e Hidalgo (2002).

1.5.2 Soporte de cuñas inestables.

El soporte de obras subterráneas se utiliza para garantizar ciertos niveles de desplazamientos admisibles o para prevenir posibles caídas de cuñas. En Hoek & Brown (1980), éste el asunto se estudia de una forma muy amplia, pero aquí se dará énfasis al soporte de las cuñas que se presentan libres para la caída.

El problema en el análisis de este tipo de inestabilidad está en la determinación de la geometría de la cuña (o bloque) a partir del cual se obtiene el peso de la misma. En la ayuda de este análisis se emplea la proyección estereográfica para la determinación del peso y de la dirección de deslizamiento de cuñas. Una vez que el peso ha sido establecido, el diseño del sistema de soporte es más fácil, donde éste trabajará estabilizando la cuña.

En general, se recomienda el uso de tirantes, que se presentan como una solución aislada para el soporte de potenciales cuñas o bloques inestables. Esto se debe al hecho de que estas cuñas (o bloques) se mueven independientemente del resto del

macizo rocoso. Por lo tanto, los tirantes deben aplicarse concentrados en la cuña o formar parte del sistema de soporte de en el soporte de cargas excéntricas. Hoek & Brown (1980) presentaron una formulación para el cálculo del factor de seguridad de (Figura 16) contra el deslizamiento en un plano simple. Es importante resaltar, que una cuña está formada por tres planos de discontinuidad, sin embargo, esta formulación es válida para el deslizamiento ocurriendo en sólo uno de los tres planos. El factor de seguridad es dado por:

$$FS = \frac{cA + (W \cos \beta_{\text{sup}} + T \cos \xi) \text{tg} \phi}{W \text{sen} \beta_{\text{sup}} - T \text{sen} \xi} \quad (\text{Ec.-1.4})$$

Donde:

W = Peso de la cuña

FS = Factor de seguridad entre

β_{sup} = Buzamiento de la superficie de escurrimiento.

ϕ = Ángulo de rozamiento en la superficie de escurrimiento

C = Cohesión del plano de ruptura

A = Área de la base de la superficie de escurrimiento (Cm^2)

ξ = Ángulo entre la dirección de aplicación del perno y el plano de ruptura

Con ayuda de las proyecciones estereográficas descrita por Goodman (1979), Hoek & Brown (1980) y Goodman (1983), se puede determinar el volumen o peso de bloques de roca inestables, así como la dirección de escurrimiento. El soporte es dimensionado para contener los movimientos ocasionados por el peso de bloques sueltos en el techo y paredes de las labores.

La práctica moderna de soportes recomienda el uso de pernos de anclaje para los bloques de roca o cuñas potencialmente inestables a caídas o escurrimientos bajo la acción de la gravedad. Estos bloques o cuñas se mueven independientemente del conjunto del macizo rocoso y producen cargas concentradas o excéntricas que pueden ser calculadas mediante la siguiente relación:

$$N = \frac{W * FS}{P_{\max}} \quad (\text{Ec.-1.5})$$

Dónde:

N = número de pernos de anclaje

W = peso de la cuña

FS = factor de seguridad entre $2 \leq Fs \leq 5$.

P_{\max} = Capacidad del perno de anclaje (Tn)

En el caso de cuñas en las paredes, la resistencia al rozamiento de la superficie de escurrimiento es calculada en el cálculo del refuerzo. Se colocan los pernos perpendiculares a la superficie rugosa de la fractura lo que permite aumentar el efecto de carga normal y por consiguiente la resistencia al corte del macizo rocoso (Carnero & Fujimura, 1995), se aplica la siguiente relación para el cálculo de los pernos:

$$N = \frac{w(Fs \sin \beta - \cos \beta \times tg \phi) - c A}{P_{\max}(\cos \alpha \times tg \phi + Fs \sin \alpha)} \quad (\text{Ec.1.6})$$

Dónde:

N = número de pernos

W = *Peso de la cuña*

Fs = *Factor de seguridad entre $1.3 \leq Fs \leq 3$*

β = *Buzamiento de la superficie de escurrimiento.*

ϕ = *Ángulo de rozamiento en la superficie de escurrimiento*

C = *Cohesión del plano de ruptura*

A = *Área de la base de la superficie de escurrimiento (Cm^2)*

P_{\max} = *Capacidad del perno de anclaje*

α = *Ángulo entre la dirección de aplicación del perno y el plano de ruptura.*

En macizos rocosos fracturados, la resistencia al corte es generalmente baja y el perno debe controlar la deformación del macizo rocoso creando un arco de presión en la corona de la excavación, (Figura 16).

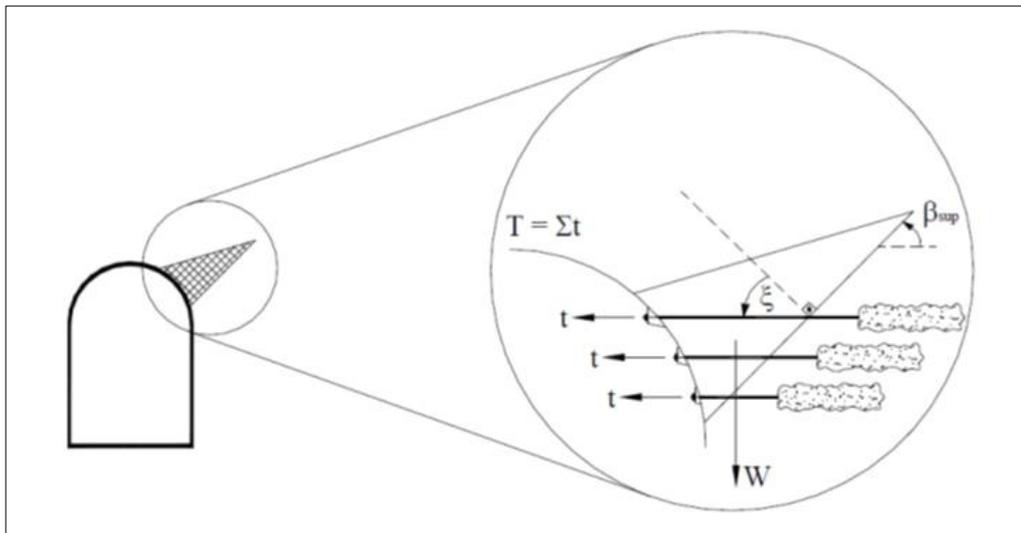


Figura 16. Uso del perno de anclaje en el soporte de la cuña.
Fuente: (modificado - Hoek & Brown, 1980).

1.6 Clasificación geomecánica de macizos

Clasificar un macizo rocoso es distribuirlo en clases y/o grupos de determinada calidad con características comunes. El objetivo específico de taxonomía es dividir el macizo rocoso en partes o regiones de determinada calidad, o igual comportamiento, pero existe la necesidad de cuantificar esas propiedades.

Un macizo rocoso está constituido por la interacción entre el material rocoso, las discontinuidades presentes y el agua. Para comprender su comportamiento es necesario conocer el origen del material rocoso, textura, estructuras, mineralogía y características geotécnicas de las discontinuidades, origen, tipos y sus características descriptivas (orientación, espaciamiento, persistencia, rugosidad, relleno, etc.).

En los últimos años se ha alcanzado un elevado perfeccionamiento de estudios geológico geotécnicos en excavaciones subterráneas, principalmente la interpretación de los fenómenos envueltos, caracterización y clasificación; además de un gran refinamiento de métodos de cálculo con el computador. Aún con estos avances, se tiene dificultades propias a la elaboración de proyectos por el precario conocimiento de los parámetros que intervienen en el comportamiento del macizo rocoso frente a los esfuerzos impuestos por

la construcción. Se dan casos que en muchos proyectos se asumen parámetros de realidades distintas aplicados a otra realidad, que no correlacionan en la fase de ejecución.

Los parámetros son dependientes de:

- Las características mecánicas del macizo, condicionadas por las discontinuidades y propiedades del material.
- Estado de tensiones iniciales.
- Características hidrológicas de las formaciones.
- Dimensiones de la excavación.
- Esquema ejecutivo de la excavación.

Son tres los objetivos principales de una clasificación, a saber:

- Definir cuantitativamente las categorías de roca que se deben comportar de manera semejante frente a los esfuerzos impuestos por la excavación.
- Establecer un lenguaje común entre los profesionales técnicos presentes en las fases de la obra.
- Proporcionar subsidios en el proyecto con fines de establecer los contratos y pagos.

Por lo tanto, la clasificación debe ser funcional y el lenguaje utilizado debe contener términos definidos al describir las clases de macizos y relacionados a las necesidades de información. Además, el objetivo específico de una clasificación es el dimensionamiento de refuerzos y soportes de la excavación.

Existe gran dificultad en establecer valores de parámetros que retraten fielmente las características del macizo rocoso, de los soportes y otros factores influyentes, frente a esta problemática, en los últimos años se vienen desarrollando métodos de proyecto siguiendo vías empíricas que toman como base la experiencia y aproximaciones teóricas para establecer las clasificaciones geomecánicas, mediante la selección de determinadas características evidenciadas del macizo, que son ordenadas y jerarquizadas para dividir el macizo en clases, donde cada clase tiene un comportamiento distinto que definen las operaciones necesarias en la construcción de la obra.

1.6.1 Análisis de las clasificaciones geomecánicas aplicadas a túneles

Terzaghi (1946), en sus trabajos de construcción de túneles para dimensionamiento de soportes, no introdujo su metodología como una clasificación, pero estableció criterios de parámetros geológicos, grado de fracturamiento del macizo, parámetros asociados a las características dimensionales de la excavación subterránea y su posición con relación al nivel de agua. Cecil (1970), sostiene que, si se considera la metodología de Terzaghi como una clasificación, ésta es muy general para permitir una evaluación objetiva de la calidad de la roca y no proporciona información cuantitativa sobre las propiedades de los macizos rocosos. Sin embargo, su metodología ha contribuido notablemente para los proyectistas de túneles, en las décadas pasadas, con criterios para la ejecución de proyectos.

A) Clasificación geomecánica de Barton, Lien y Lunde

Barton, Lien y Lunde (1974, 1976 y 1982), investigadores del "Norwegian Geotechnical Institute" (NGI), propusieron un método práctico denominado Sistema Q, para cuantificar el padrón geomecánico de un macizo rocoso a partir de la compilación de un gran número de datos de numerosas obras de excavaciones subterráneas (túneles) y de testigos de sondaje.

El Sistema Q, considera seis parámetros importantes los cuales son: índice geomecánico de Deere "rock quality designation" (RQD), índice de influencia del número de juntas (J_n), índice de influencia de la rugosidad de las juntas (J_r), índice de influencia de la alteración de las paredes de las juntas (J_a), índice de influencia de la acción del agua en las juntas (J_w) e índice de influencia del estado de tensiones en el macizo (SRF , "Stress Reduction Factor"). Donde el sistema Q , en función de esos parámetros es definido por:

$$Q = \left(\frac{RQD}{J_n}\right) \cdot \left(\frac{J_r}{J_a}\right) \cdot \left(\frac{J_w}{SRF}\right) \quad (\text{Ec.-1.7})$$

Físicamente los términos entre paréntesis de la expresión anterior pueden ser interpretados como: $\left(\frac{RQD}{J_n}\right)$, parámetros cuantitativos de los efectos de las

dimensiones de los bloques delimitados por las juntas; $(\frac{J_r}{J_a})$, parámetro de la resistencia al cizallamiento a lo largo de las superficies de juntas y $(\frac{J_w}{SRF})$, parámetro de las tensiones actuantes "in situ". Los índices citados están cuantificados a través de la Tabla 1, Clasificación y valoración de los parámetros individuales del índice Q Barton y Grimstad 1994 presentados en el anexo 1 además de las observaciones complementarias hechas por Barton, Lien y Lunde en Stillborg (1986).

Tabla 1
Clases de macizos rocosos en función del Sistema

PADRÓN GEOMECÁNICO DEL MACIZO	VALORES DE Q
Pésimo (excepcionalmente malo)	< 0,01
Extremadamente malo	0,01 - 0,1
Muy malo	0,1 - 1,0
Malo	1,0 - 4,0
Regular	4,0 - 10,0
Bueno	10,0 - 40,0
Muy bueno	40,0 - 100,0
Óptimo (extremadamente bueno)	100,0 - 400,0
Excelente (excepcionalmente bueno)	> 400,0

Fuente: (Barton, 1974).

B) Clasificación geomecánica de Bieniawski

Los cálculos y estimaciones de la Clasificación geomecánica se desarrollan en el CAP.IV con los datos recogidos y medidos en el campo con los criterios mencionados en este Capítulo.

Bieniawski (1974), en la propuesta de clasificación original consideró 8 parámetros y posteriormente en (1976), modificó algunos de los parámetros de la clasificación original, eliminando el grado de meteorización como parámetro separado, ya que su efecto está incluido en la resistencia a la compresión simple y a su vez, incluyó otro parámetro llamado estado de las discontinuidades. Aún más, eliminó de la lista el parámetro de orientación del *rumbo y buzamiento* ya que sus efectos entran en cuenta en el ajuste de la clasificación después de evaluar los parámetros básicos. Finalmente, los parámetros básicos después del ajuste en la clasificación quedaron en cinco (5) que son:

- Resistencia a la compresión simple;



- RQD (índice de calidad de roca de Deere, 1966)
- Espaciamiento de las discontinuidades;
- Estado de las discontinuidades (abertura, continuidad, rugosidad, relleno y meteorización de las discontinuidades) ;
- Condiciones de aguas subterráneas (influencia de flujos de aguas subterráneas en la estabilidad de la excavación).

En la clasificación geomecánica de Bieniawski (1974). El ajuste propuesto consiste, en la modificación del valor original del parámetro RQD en cierto porcentaje por llevar en cuenta la influencia de la meteorización, tensiones "in situ" e inducidas, influencia de la orientación del rumbo y buzamiento en la excavación y efectos de la voladura (Hoek y Brown, 1980), (Stillborg, 1986). Así, por ejemplo, si el valor original del RQD = 75%, medido en testigos de sondaje y si la excavación es por voladura el valor de RQD se reduce en 20%, entonces el valor ajustado del RQD será de 60%. En base al ajuste y considerando la práctica de soportes típicos para minería, Laubuscher y Taylor, propusieron recomendaciones de soporte presentadas en el Anexo 1 mediante las tablas 2,3, 4, y Tabla 5.- A, B, C y D - Sistema de clasificación geomecánica ponderada de Bieniawski (1984) dándose mayores detalles del proceso de clasificación en la Tabla 2.

Tabla 2
Clasificación Geotécnica ponderada

SUMATORIA DE LOS PESOS (FACTOR RMR)	81 - 100	61 – 80	41 - 60	21 - 40	≤ 20
CLASE DEL MACIZO	I	II	III	IV	V
CONDICIÓN GENERAL	MUY BUENO	BUENO	REGULAR	MALO	MUY MALO

Fuente: Bieniawski (1984)

1.6.2 Aplicación de las clasificaciones geomecánicas en la selección de soportes

La previsión del comportamiento de macizos rocosos en excavaciones constituye el principal objetivo de las clasificaciones geomecánicas. Por lo tanto, los mayores beneficios del empleo de una clasificación, incluye una estimativa de autosoporte

de macizos rocosos, sistemas de soporte adecuado, geometría de las excavaciones y la secuencia de voladura con explosivos.

Otro aspecto que beneficia las clasificaciones geomecánicas es que en ellas se puede hacer comparaciones en la eficacia con otras obras realizadas en macizos rocosos semejantes, posibilitando el intercambio de experiencias sobre los sistemas de soporte más eficientes en cada caso, procesos de excavación más efectivos, eficiencia de la excavación a lo largo del tiempo y como medio de retroalimentación para la propia clasificación.

1.7 Tratamientos de datos medios y tratamiento vectorial

1.7.1 Tratamiento no vectorial

Los tratamientos no vectoriales son los que requieren menor complejidad de cálculo, sin embargo, no permiten la utilización de estadísticos basados en las distribuciones circulares y esféricas. Por este motivo, y desde un punto de vista puramente estadístico, los tratamientos no vectoriales son obsoletos, aunque por su simplicidad muchos geólogos siguen utilizándolos, por ello se ha creído conveniente exponer a continuación, aunque sea someramente, aquellos casos en los que se suelen seguir utilizando.

En el caso más común lo constituye los datos direccionales en un espacio de dos dimensiones en el cual cada observación queda definida por el ángulo que forma con una dirección de referencia del espacio. Lo más común en geología es que se trata de la dirección de un accidente o indicador definido por su azimut (el ángulo que la dirección de la observación forma con la dirección norte en el plano horizontal) o bien de la inclinación de un plano definido por su ángulo buzamiento (ángulo que forma la línea de máxima pendiente con la horizontal en el plano vertical que contenga a ambos)

En el caso de que las observaciones se presenten relativamente agrupadas, la media aritmética de ángulo director representa una buena estimación de la dirección real. Sin embargo, el sistema clásico utilizado para calcular la media aritmética no puede emplearse en este caso, ya que la dirección angular es una función continua (los valores extremos 0° y 360° no representan dos direcciones extremas y opuestas sino que son contiguas). Esto puede obviarse definiendo a

priori una dirección media tentativa y dando valores positivos y negativos a cada observación según se aparten a un lado o a otro lado de la media así definida, luego se calcula la media Aritmética de estas desviaciones, con cuyo valor puede corregirse la media provisional para obtener una estimación media definitiva.

En el caso de observaciones en un espacio de tres Dimensiones la dirección media no puede ser calculada a partir de un tratamiento no vectorial, por ello la mayoría de los geólogos utilizan una estimación visual a partir de la proyección estereográfica de los datos direccionales definidos por un azimut y buzamiento descrito por Pincus (1956)

1.7.2 Tratamiento vectorial

Cualquier observación direccional utilizada en geología puede ser considerada como un vector unitario, que pasa el origen del sistema de coordenadas utilizado como sistema de referencia, y que queda totalmente definido por sus cosenos directores. En los casos en los que convenga ponderar distintamente unas medidas de otras, pueden utilizarse vectores no unitarios, sin que por ello varíe el tratamiento y significación estadística.

Un vector unitario que pasa por el origen de coordenadas se define por sus cosenos directores x , y , z . en el que x es el coseno del ángulo formado por el vector con la dirección norte, y es el coseno del ángulo que forma con la dirección este y z es el coseno del ángulo lo que forma con la dirección vertical Así, una línea del azimut T e inclinación P tendría por coseno directores.

$$X = \cos T \cos P \quad (\text{Ec.-1.8})$$

$$Y = \text{sen} T \text{sen} P \quad (\text{Ec.-1.9})$$

$$Z = \cos P \quad (\text{Ec.-1.10})$$

Mientras que los cosenos directores del polo de un plano de dirección T y buzamiento P serán.

$$X = \text{sen} T \text{sen} P \quad (\text{Ec.-1.11})$$

$$Y = \cos T \text{sen} P \quad (\text{Ec.-1.12})$$

$$Z = \cos P \quad (\text{Ec.-1.13})$$

1.8 Métodos probabilísticos aplicados a geotecnia.

Peck en 1969 propuso una metodología, conocida como Método Observacional, que preveía ajustes en el proyecto, durante su ejecución, de acuerdo con cambios de su comportamiento.

Según Assis et al. (2001), cuando no es posible esperar hasta la ejecución de dichas decisiones,

el proyecto debe asumir un cierto riesgo, desde su inicio, lo que se ha hecho de forma arbitraria incorporando un cierto valor, creciente o decreciente, en el riesgo de la obra. Este valor es conocido como Factor de Seguridad (FS).

En Ingeniería Civil, principalmente en el área de Geotecnia, desde hace bastante tiempo ha sido reconocido que las cargas y los parámetros pueden sufrir variaciones en torno a sus valores adoptados, lo que lleva a una inevitable convivencia con riesgos de rupturas de obras geotécnicas (Ang & Tang, 1975). De esta forma, para Asís et al. (2001), los métodos estadísticos y probabilísticos aparecen como una alternativa sistemática de incorporar la variabilidad de cargas y parámetros en el proyecto y luego calcular el riesgo de ruptura o la confiabilidad de estas estructuras. Sin embargo, el uso de métodos probabilísticos en la ingeniería no ha sido tan grande como se podría imaginar.

1.8.1 Fundamentos estadísticos

En cualquier análisis y / o interpretación, varias medidas descriptivas representando las propiedades de tendencia central, la variación y la forma se pueden utilizar para extraer y resumir las principales características del conjunto de datos.

Si estas medidas descriptivas resumidas se calculan mediante una muestra de datos, se llamarán estadísticas; si se calculan a través de toda una población de los datos se llaman parámetros.

1.8.2 Medidas de tendencia central

Para Levine et al. (1998), la mayoría de los datos presentan una tendencia diferente agrupar o concentrar alrededor de un punto central. De esta forma, para un conjunto de datos En particular, generalmente se hace posible seleccionar un

valor típico o medio para describir todo el conjunto. Tal valor descrito típico es una medida de localización o tendencia central. A continuación, se presentarán tres tipos de promedios generalmente utilizados como medida de tendencia central, que son: la media aritmética, la mediana y la moda.

1.8.2.1 Media aritmética - \bar{X}

La media aritmética, también conocida simplemente por media, es, en general, el tipo de tendencia central más utilizada. Se calcula sumando todas las observaciones en un informe, el conjunto de datos y dividiendo el total por el número de elementos involucrados. De este modo, para una muestra que contiene un conjunto de n observaciones. $X_1, X_2, X_3 \dots$

X_n la media aritmética puede ser escrita como expresa:

$$\bar{X} = \frac{X_1 + X_2 + X_3 + \dots + X_n}{n} \quad (\text{Ec.-1.14})$$

O simplemente:

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^n X_i}{n} \quad (\text{Ec.-1.15})$$

1.8.2.2 Mediana M_c

La mediana es el valor del medio de una secuencia ordenada de datos. Si no existen valores repetidos, la mitad de las observaciones será menor y la mitad será mayor. La mediana no se ve afectada por cualquier observación extrema en un conjunto de datos. Así, cuando una la observación extrema está presente, es apropiado utilizar la mediana en lugar de la media aritmética para describir la tendencia del conjunto de datos.

Para el cálculo de la mediana por medio de un conjunto de datos recolectados, se necesita inicialmente, colocar los datos en una disposición ordenada. Entonces, para encontrar en la disposición ordenada el lugar que

representa el valor de la mediana, se utiliza la fórmula del punto de posicionamiento presentada por la siguiente ecuación:

$$M_c = \frac{n+1}{2} \quad (\text{Ec.-} \\ 1.16)$$

Dónde:

n - Número de datos ordenados.

Las reglas siguientes ayudan al cálculo de la mediana:

- Si el tamaño de la muestra es un número impar, la mediana se representa por el valor correspondiente al punto $\frac{n+1}{2}$ después del ordenamiento;
- Si el tamaño de la muestra es un número par, la mediana se representa por el valor medio correspondiente a las dos observaciones centrales.

En resumen, el cálculo del valor de la mediana se ve afectado por el número de observaciones y no por la magnitud de cualquier valor extremo. Cualquier observación seleccionada aleatoriamente, tanto puede exceder la mediana como puede ser excedida por ella.

1.8.2.3 Moda

A veces, al resumir o describir un conjunto de datos, la moda se utiliza como una medida de tendencia central. La moda es el valor que aparece más frecuentemente en un conjunto de datos. Puede obtenerse a través de una disposición ordenada.

A diferencia de la media aritmética, la moda no se ve afectada por la ocurrencia de cualquier valor extremo. Sin embargo, la moda se utiliza sólo para fines descriptivos, ya que es más variable, de muestra para la muestra, que otras medidas de tendencia central

1.8.3 Medidas de variación

La medición de variación es la cantidad de dispersión o dispersión ("spread") de los datos. Los dos conjuntos pueden diferir tanto en la tendencia central como en la variación; o, de conformidad ejemplo hipotético de la Tabla 3, dos conjuntos de datos, de una misma área, presentados por dos equipos de sondeo pueden tener las mismas medias, pero divergir bastante en términos de variación. El conjunto de pruebas por datos presentado por el equipo II es mucho menos variable que el presentado por la prueba del equipo I.

Tabla 3

Comparación de la dispersión de datos de una misma área - Ejemplo hipotético.

Equipo	Peso Especifico (kN/m^3)						Media	Varianza	Desvia. Padron
I	15.0	15.4	15.8	16.2	16.6	17.0	16.0	0.56	0.75
II	15.8	15.8	15.8	16.2	16.2	16.2	16.0	0.05	0.22

A continuación, se presentarán dos tipos de medidas de variación: la varianza y la desviación estándar. La varianza y la desviación estándar miden la dispersión "media" en torno a la media muestral, es decir, como las observaciones fluctúan en torno a la media muestral.

1.8.3.1 Variancia S^2

La varianza muestral es aproximadamente la media de las diferencias al cuadrado entre cada una de las observaciones de un conjunto de datos y la media aritmética del conjunto. Siendo así,

$X_1, X_2, X_3 \dots X_n$, la varianza de muestreo puede ser escrita como por la siguiente ecuación:

para una muestra que contenía n observaciones

$$S^2 = \frac{(X_1 - \bar{X})^2 + (X_2 - \bar{X})^2 + \dots + (X_n - \bar{X})^2}{n - 1} \quad (\text{Ec.-1.17})$$

Escribiendo la ecuación 1.17 de forma reducida se tiene que:

$$S^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{n-1} \quad (\text{Ec.-1.18})$$

1.8.3.2 Desviación estándar S

La desviación estándar de la muestra es la raíz cuadrada de la suma de las diferencias al cuadrado alrededor media aritmética dividida por el tamaño de la muestra menos 1, es decir, es la raíz cuadrada de la varianza muestral, definida por la siguiente ecuación:

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{n-1}} \quad (\text{Ec.-1.19})$$

1.8.4 Medida de forma

Una tercera propiedad importante en un conjunto de datos es su forma, es decir, cómo se distribuyen los datos. La distribución de los datos puede ser simétrica o asimétrica. Para describir la forma, se necesita solamente comparar la media aritmética y la mediana. Si estas dos medidas son iguales, se puede afirmar, en general, que los datos son simétricos. Por otro lado, si la media aritmética supera la mediana, los datos pueden ser de manera general, como positivos o asimétricos a la derecha. Si la mediana es mayor que la media aritmética, estos datos pueden ser llamados, de manera general, de negativos o asimétricos a la izquierda.

1.9 Probabilidades.

Según Ang & Tang (1975), la probabilidad se refiere a la ocurrencia de un evento en medio otros eventos posibles de ocurrir. A continuación, se presentan algunos conceptos básicos, como también la forma de calcular la probabilidad de un evento. Sin embargo, para un mayor entendimiento de este tema, lecturas complementarias en publicaciones disponibles en la literatura, son recomendables.

1.9.1 Conceptos básicos

Para Levine *et al.* (1998), los elementos básicos de la teoría de la probabilidad son resultados del proceso o el fenómeno en estudio. Cada tipo posible de ocurrencia se relaciona como uno (E), un evento simple puede ser descrito por una característica simple.

En el caso de los pacientes, (1998), el conjunto de todos los eventos posibles se llama espacio muestral (S). Cuando el espacio muestral engloba un número finito o infinito de los eventos, este se llama espacio muestral discreto. Si el espacio muestral engloba todos los números reales de un intervalo determinado, se conocerá por espacio muestral continuo, según Asís et al. (2001).

Experimento aleatorio, para Asís et al. (2001), es el proceso de recolección de datos relativos a un fenómeno que acusa variabilidad en sus resultados, o sea, no es posible prever su el resultado mismo conociendo el conjunto de todos los resultados posibles (espacio muestral).

El evento mutuamente excluyente es la operación de intersección de eventos que no genera un nuevo evento, evento, es decir, ambos eventos no se pueden producir al mismo tiempo. Evento colectivo exhaustivo, es la operación de unión entre eventos que genera un nuevo evento que contiene todos los elementos existentes en los eventos que se han unido, es decir, uno de los eventos debe necesariamente ocurrir.

1.9.2 Cálculo de la probabilidad

El cálculo de la probabilidad se basa en el conocimiento previo del espacio muestral (S) envuelto. Así la probabilidad $P(A)$ de ocurrencia de un cierto evento es dado por:

$$P(A) = \frac{n(A)}{n(S)} \quad (\text{Ec.-1.20})$$

Dónde:

$P(A)$ = Probabilidad de ocurrencia del evento A

$n(A)$ = Número de elementos del evento A.

$n(S)$ = Número de elementos del espacio muestral.

La probabilidad del evento A es un número entre 0 y 1 que representa las chances de ocurrencia del evento A , cuando es realizado a partir de un experimento aleatorio. Así, un evento imposible tiene una probabilidad cero (0) de ocurrencia y un evento verdadero tiene una probabilidad de 1 de ocurrir.

1.9.3 Métodos probabilísticos

De acuerdo con Assis et al. (2001), métodos probabilísticos son aquellos que permiten la evaluación de la distribución de la probabilidad de una variable dependiente en función del conocimiento de las distribuciones estadísticas de las variables independientes que generan a la variable dependiente. Existen tres (3) métodos bastante utilizados en la estadística aplicada que son: el método de Monte Carlo, método FOSM y el método de puntos de estimativa de Rosenblueth, que serán descritos detalladamente en la tesis.

1.9.3.1 Método de Montecarlo

Históricamente, el método de Monte Carlo fue utilizado de forma reconocida por primera vez como una herramienta de investigación, en el desarrollo de los trabajos de la bomba atómica durante la II Segunda Guerra Mundial (Hammersley & Handscomb, 1964). Este trabajo implicó simulaciones directas de problemas probabilísticos, con el propósito de estudiar la difusión aleatoria de neutrones en material inestable. Pero incluso en una breve etapa de esta investigación, John von Neumann y Ulam refinó esta simulación directa con ciertas técnicas de reducción de la varianza, en particular los métodos Ruleta Rusa y División. El término Monte Carlo fue introducido, por sus investigadores, durante el desarrollo de la bomba como el nombre del proyecto, en realidad era un código secreto.

Harr (1987) presenta, como primeras consideraciones sobre Monte Carlo, el ejemplo de la Figura 17, que representa la malla de un tamiz cuya abertura se considera como w .

De la misma forma, se admite que la sección del hilo del alambre constituyente de la criba es circular y con un diámetro igual a D .

De este modo, se solicita la determinación de la probabilidad de la partícula, es decir, el diámetro de la esfera de retención en la malla del tamiz.

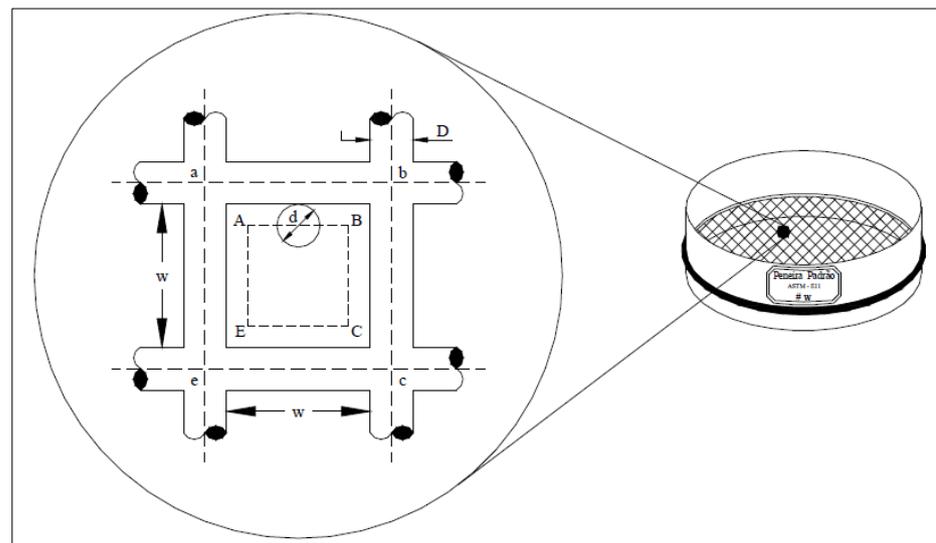


Figura 17. Criba con Apertura W
Fuente: Harr (1987)

Los posibles resultados pueden ser reportados a partir de la ubicación del centro de la esfera relativa a la malla. Se puede considerar, en toda la malla del tamiz, sólo un cuadrado, siempre que todos los cuadrados presentes son similares. La probabilidad de que la esfera alcance la malla, se puede medir por la probabilidad de que el centro de la esfera se encuentre fuera del límite ABCE.

Los resultados posibles se miden por el área del cuadrado $abce = (w + D)^2$. Entonces, asumiendo que las esferas se encuentren uniformemente sobre el área $abce$, la región favorable es medida por el área del cuadrado ABCE y el cuadrado $abce$, es decir, $(w+D)^2 - (w-d)^2$.

El espacio es el área $(w+D)^2$. Entonces, la probabilidad requerida es dada por:

$$P (\text{La bola se retiene}) = 1 - \left(\frac{w-d}{W+D} \right)^2 \quad (\text{Ec.-1.21})$$

$$P (\text{La bola pasa}) = \left(\frac{w-d}{W+D} \right)^2 \quad (\text{Ec.-1.22})$$

Estos resultados proporcionan algunas indicaciones sobre lo que sucede en el proceso de detección. Asumiendo que no hay interferencia entre las partículas, en una malla de # 200, con $w = 0,074\text{mm}$, $D = 0,021\text{mm}$, la partícula con el diámetro 90% de la abertura $d = 0,067\text{mm}$ tiene la probabilidad de 0,9915 de quedar retenida en la malla bajo condiciones fijas.

Si el tamiz se mueve a través de N ciclos, la probabilidad de que la partícula quede retenida después de estos N ciclos será de $(0,9915)^N$. Para calcular el número de ciclos N necesario para el cribado, considerando que la probabilidad de que la partícula pase al cribado es el 90% y que la probabilidad de que se mantenga retenida es del 10%, se tiene que $(0,9915)^N = 0,10$ o $N = 270$ ciclos, una tarea manual difícilmente realizada.

1.9.3.2 Método FOSM

De acuerdo con Kottogoda & Rosso (1997), el método FOSM ("First-Order, "Second-Moment") fue utilizado inicialmente en proyectos de la industria del acero, donde se trabajó con el valor medio y la desviación estándar para la resistencia X y la carga Y (sin tener en cuenta sus distribuciones), en un caso para obtener el índice de fiabilidad, calculado por:

$$\beta_{FOSM} = \frac{\ln(\mu_x/\mu_y)}{\sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2}} \quad (\text{Ec.-1.23})$$

Dónde:

β_{FOSM} = índice de confiabilidad calculado para FOSM

μ_x e μ_y = Medidas de X e Y respectivamente

σ_x e σ_y = Desviación estándar de X e Y respectivamente.

El método FOSM, ampliamente utilizado en estudios de geotecnia, corresponde a la segunda categoría de los métodos probabilísticos desarrollados por una expansión de la serie de Taylor, para la determinación de la distribución de probabilidad de una función con un número de variables aleatorias. El truncamiento de la función de expansión de la serie de Taylor forma la base de estos métodos. Las entradas y salidas de datos se expresan por valores esperados (medios) y desviaciones estándar. Las ventajas de esta categoría de soluciones son simples requerimientos matemáticos, cálculos auxiliares generalmente innecesarios y sólo el conocimiento de los valores de los momentos de las distribuciones estadísticas de las variables formadoras de la función. Las desventajas corresponden al hecho de que los requisitos matemáticos, aunque más simples que de otros los métodos exactos, generalmente no son elementales (Harr, 1987).

Según Harr (1987), los fundamentos matemáticos del método FOSM pueden ser entendidos de la expansión de la función sobre el punto $x = \bar{x}$, realizada de la fórmula de Taylor:

$$f(x) = f(\bar{X})(X - \bar{X}) + \frac{f''(\bar{X})}{2!}(X - \bar{X})^2 + \dots + \frac{f^{N-1}(\bar{X})}{(N-1)!}(X - \bar{X})^{N-1} + R_N \quad (\text{Ec.-1.24})$$

Dónde:

$f^{(n)}(\bar{X})$ = Es el n-enésimo derivado para $X = \bar{X}$

R_N = Es el resto, que puede o no ser cero.

La expansión de la serie de Taylor de una función de 2 variables $F(x, y)$ en los puntos \bar{X} e \bar{Y} , conservando solamente términos de 1^a orden (lineales), resulta en la siguiente ecuación:

$$F(x, y) = F(\bar{x}, \bar{y}) + \frac{\partial F}{\partial X}(X - \bar{X}) + \frac{\partial F}{\partial Y}(Y - \bar{Y}) \quad (\text{Ec.-1.25})$$

Donde:

Todas las derivadas se estiman para $X = \bar{X}$ e $Y = \bar{Y}$. Tomando X e Y para ser los respectivos valores esperados de las variables y aplicando el formulario para distribuciones bivariadas, se tienen los acercamientos:

$$E[F(x, y)] = F(\bar{x}, \bar{y}) \quad (\text{Ec.-1.26})$$

$$V[F(x, y)] = \left(\frac{\partial F}{\partial x}\right)^2 V(X) + \left(\frac{\partial F}{\partial y}\right)^2 V(Y) + 2\left(\frac{\partial F}{\partial x}\right)\left(\frac{\partial F}{\partial y}\right) \text{cov}(x, y) \quad (\text{Ec.-1.27})$$

Donde de nuevo todas las derivadas se estiman para los valores esperados de las variables.

Para n variables aleatorias no correlacionadas, $X = \bar{X}$, conservando solamente los términos lineales en la serie de Taylor, tenemos las siguientes ecuaciones:

$$E[F] = F(\bar{X}_1, \bar{X}_2, \bar{X}_3 \dots \dots, \bar{X}_n) \quad (\text{Ec.-1.28})$$

$$V[F] = \sum_{i=1}^n \left(\frac{\delta F_i}{\delta X_i}\right)^2 \times V(X_i) \quad (\text{Ec.-1.29})$$

Dónde:

$E[F]$ = Valor medio esperado para F

$V[F]$ = Varianza de F igual al cuadrado de su desviación estándar

δF_i = Variancia de F que ocurre cuando se varía δX_i para cada uno de los n parámetros Xi

δX_i = Tasa de variación de las variables involucradas en el estudio

$V[X_i]$ = Varianza de cada uno de los Xi

1.9.3.3 Método de dos puntos de estimación

El método de puntos de estimación fue propuesto por Rosenblueth (1975) y su obra se encuentra en el Apéndice D de esta tesis. Inicialmente, este método se limita a un análisis de tres variables y se extendió

posteriormente a cualquier número de variables independientes o correlacionados (Giani,1992). La distribución de un variable aleatorio situado por:

$$X_{i+} = \overline{X}_i + \sigma_i \quad (\text{Ec.-1.30})$$

$$X_{i-} = \overline{X}_i - \sigma_i \quad (\text{Ec.-1.31})$$

\overline{X}_i = Valor medio de distribución de variable X_i

σ_i = Desviación estándar de la distribución de la variable X_i

La probabilidad asociada para estos puntos son P_+ y P_- , las cuales son funciones de la no simetría de la distribución.

En el caso de n variables correlacionadas (variables aleatorias del problema en estudio), el método de Rosenblueth necesita 2^n valores estimados para cada combinación de puntos particulares X_{i+} e X_{i-} según la Figura 18.

Después de la realización de la combinación de los puntos particulares (X_{i+} e X_{i-}), se inicia procedimiento probabilístico por medio de cálculos determinísticos, para este grupo de 2^n valores. Así, para cada nueva fase del proceso probabilístico, los cálculos determinísticos son alimentados por un grupo de nuevos valores, es decir, nuevos datos de entrada son utilizados en el próximo cálculo.

Numero de variaciones aleatorias

		1	2	3	4	...	n
N		1	-	-	-		
	ú	2	+	-	-	-	
m		3	-	+	-	-	
	e	4	+	+	-	-	
r		5	-	-	+	-	
	o	6	+	-	+	-	
d		7	-	+	+	-	
	e	8	+	+	+	-	
T		9	-	-	-	+	
	e	10	+	-	-	+	
r		11	-	+	-	+	
	m	12	+	+	-	+	
o		13	-	-	+	+	
	s	14	+	-	+	+	
		15	-	+	+	+	
	16	+	+	+	+		
	.						
	.						
	.						
	2 ⁿ						

Figura 18. Combinación (2ⁿ) de los puntos particulares X_{i+} e X_{i-}
Fuente: Rosenblueth (1975)

El procedimiento de evaluación de la confiabilidad implica los siguientes pasos:

- Determinación de los valores medios (Xi) y sus desviaciones estándar de las variables aleatorias involucradas en el estudio;
- Definición de la tasa de variación para cada variable aleatoria involucrada en el estudio. Como una estimación inicial se sugiere trabajar con una variación en el orden del 10% del valor promedio de cada variable aleatoria, como se observa en la siguiente ecuación:

$$\delta X_i = 0.10 X_i \tag{Ec.-1.32}$$

- Cálculo de la variación del FS (δ FS_i) que se observa cuando es variado δX_i para cada una de las variables aleatorias, a partir de la siguiente ecuación

$$\delta FS = FS(\bar{X} + \delta X_i) - FS(\bar{X}) \tag{Ec.-1. 33}$$

- Cálculo de la derivada parcial del FS a partir de la siguiente ecuación:

$$\frac{\delta FS_i}{\delta X_i} \quad (\text{Ec.-1.34})$$

- Cálculo de la varianza total del FS a partir de la suma de las varianzas parciales de cada variable aleatoria, realizada siguiente ecuación

$$V[FS] = \sum_{i=1}^n \left(\left[\frac{\delta FS_i}{\delta X_i} \right]^2 * V[X_i] \right) \quad (\text{Ec.-1.35})$$

- Cálculo de la contribución relativa, en porcentaje, para las diferentes variables aleatorias implicadas en el estudio, a partir de la siguiente ecuación:

$$\text{Contribuciones} = \frac{V[X_i]}{V[FS]} 100 \quad (\text{Ec.-1.36})$$

- Determinación de la media del FS ($E[FS]$) y de su desviación estándar ($\sigma [FS]$), para posterior cálculo del índice de confiabilidad por la siguiente ecuación:

$$\beta = \frac{E[FS]-1}{\sigma[FS]} \quad (\text{Ec.-1.37})$$

- Obtención de la probabilidad de ruptura a partir de la Figura 21 del cálculo del área bajo la curva de distribución de probabilidad, tal como se define en el ítem 1.9.

1.10 Distribuciones

Según Kottogoda & Rosso (1997) variable aleatoria, es aquella que presenta valores imprevisibles, inciertos o indeterminados. Por lo tanto, una variable aleatoria puede ser se visualiza, entonces, como una función definida en el espacio muestral de un evento donde existe un valor numérico correspondiente a cada resultado posible de ocurrir.

Dado que el valor de una variable aleatoria representa un evento, éste puede asumir un valor numérico sólo como una probabilidad asociada o probabilidad medida. De esta forma, para Ang & Tang (1975), la regla para describir la medida de la probabilidad asociada con todos los valores de una variable aleatoria se denomina distribución de probabilidad.

Como el objetivo de representar esta distribución de probabilidad, varias distribuciones están disponibles en publicaciones existentes en la literatura, tales como la distribución normal, log-normal, binomial, geométrica, Poisson, exponencial, gamma, hiperbólica, beta y otras. Sin embargo, a continuación, se presentan tres distribuciones estadísticas: la distribución normal; la distribución log-normal y la distribución bivariacional.

1.10.1 Distribución normal

Para Levine et al. (1998), la más conocida y utilizada distribución de probabilidad la representada por la función de distribución normal, también conocida como la distribución de Gauss. La distribución normal tiene su función de probabilidad dada por:

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\left[\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2\right]} \quad (\text{Ec.-1.38})$$

Dónde:

σ = Desviación Padrón.

x = Variable aleatoria asociada $-\infty < x < \infty$;

μ = Media de dispersión

Esta función posee varias propiedades teóricas importantes, entre ellas destacan:

- En términos de apariencia, es simétrica y tiene el formato de una campana (Figura 19);
- Sus medidas de tendencia central (media aritmética, mediana, moda) son todas idénticas;

- Su "dispersión media" es igual a 1,33 desviación estándar. Esto significa que el intervalo intercuentil está contenido dentro de un intervalo de dos tercios de una desviación estándar a continuación de la media aritmética y dos tercios de una desviación estándar por encima de la media;

-Su variable aleatoria asociada tiene un intervalo infinito: $-\infty < x < \infty$;

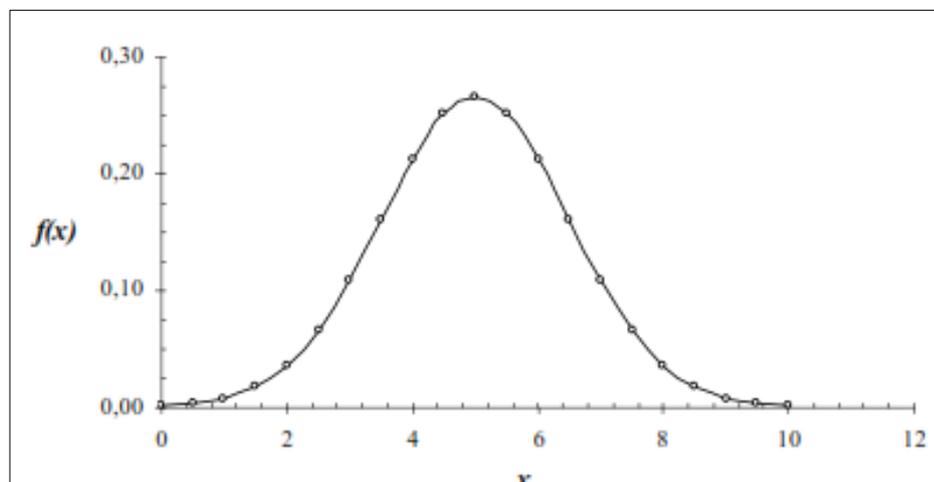


Figura 19. Función de probabilidad normal.

Fuente: Levine *et al.* (1998).

Haciendo un análisis de los componentes de la función de probabilidad de la (ecuación 1.48), una vez que e y π son constantes matemáticas, las probabilidades de la variable x son dependientes sólo de los dos parámetros de la función, es decir, del promedio de la distribución (μ) y de la desviación estándar (σ). Cada vez que se especifica una determinada combinación entre μ e σ , una se genera la distribución normal diferente. Levine *et al.* (1998) presenta la (Figura 20), donde son representadas tres distribuciones normales diferentes. Las distribuciones A y B tienen la misma σ pero diferentes μ . Por otro lado, las distribuciones A y C poseen el mismo μ , pero σ diferente. Además, las distribuciones B y C representan dos funciones de distribución de las probabilidades normales que difieren en lo que se refiere tanto a μ como a σ (Figura 20).

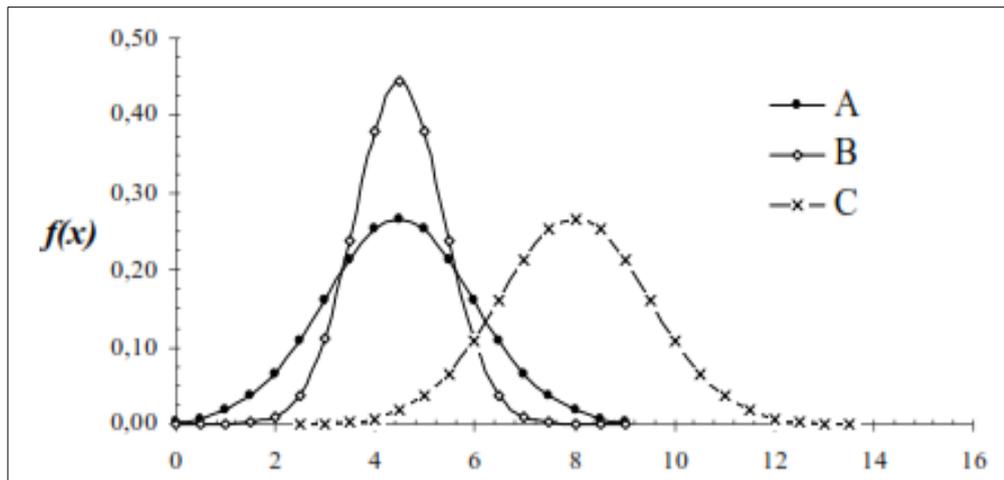


Figura 20. Distribuciones normales con diferentes parámetros μ e σ . Fuente: (Levine et al., 1998).

La expresión matemática de la (Ecuación 1.39) muestra un cálculo exhaustivo. Para no tener que hacer tales cálculos, sería útil disponer de un conjunto de tablas que proporcionasen las probabilidades deseadas. Sin embargo, dado que existe un número infinito de combinaciones de los parámetros μ e σ , sería necesario un número infinito de esas tablas. Afortunadamente por medio de la estandarización de datos, se necesita sólo una tabla, la que se presenta en el C. Así, Ang & Tang (1975) presentan la utilización de la fórmula de transformación para que cualquier variable aleatoria normal (x) se convierta en una variable normal estandarizada (Z):

$$Z = \frac{X - \mu}{\sigma} \tag{Ec.-1.39}$$

Mientras que los datos originales para la variable aleatoria X posea media aritmética (μ), y la desviación estándar (σ), la Z tendrá siempre $\mu=0$ y $\sigma=1$ de este modo caracterizado una distribución normal estandarizada. Se sustituye la (Ecuación 1.39) se tiene que La función de densidad de probabilidad de una variable normal estandarizada se expresa ahora por:

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{\left[-\frac{1}{2}Z^2\right]} \tag{Ec.-1.40}$$

Dónde:

Z = Variable normal estandarizada.

Por lo tanto, siempre se puede convertir cualquier conjunto de datos distribuidos de manera normal para su forma estandarizada, de modo que se determine cualquier probabilidad deseadas a partir de la tabla de distribución normal estandarizada.

1.10.2 Distribución Log-Normal

La distribución log-normal es el modelo para una variable aleatoria cuyo logaritmo tiene la variable aleatoria siguiente distribución normal con parámetros m y s . Así, la función de distribución de probabilidad para $Y=\ln x$ es decir por:

$$f(x, \mu, \sigma) = \frac{1}{\sigma x \sqrt{2\pi}} e^{\left[-\frac{1}{2\sigma^2} [\ln(x) - \mu]^2 \right]} \quad (\text{Ec.-1.41})$$

S = Desviación padrón, en que $\sigma = \sqrt{\sigma^2}$ en la que $\sigma > 0$;

X = Variable aleatoria, en la que $X > 0$;

M = Media en la que $-\alpha < \mu < +\alpha$.

La distribución log-normal es un modelo utilizado en situaciones donde la variable de interés presenta asimetría a la izquierda o para variables que físicamente no poseen valores inferiores a cero. Considere como ejemplo, la distribución de las probabilidades de los factores de (FS) en un proyecto de estabilidad de talud en suelo, es decir, ante la amplia la variabilidad de sus principales parámetros (c , ϕ), se hace posible la obtención de factores de seguridad muy cerca de cero, pero jamás por debajo de éste (valores negativos).

Examinando los componentes de la función de probabilidad de la (Ecuación 1.42), como se hizo por Hahn & Shapiro (1967), se observa que esta distribución puede asumir diferentes formas, como se ve en el trazado de las distribuciones log-normales de la Figura 21, donde:

-En la Figura 21a, las distribuciones $A(\mu = 0, \sigma^2 = 1)$, $B(\mu = 0.3, \sigma^2 = 1)$ y $A(\mu = 1, \sigma^2 = 1)$ representan diferentes valores m y igual valores de (σ^2) .

- En la Figura 21, las distribuciones $D(\mu=0, \sigma^2=0.1)$, $E(\mu=0, \sigma^2=0.3)$ y $F(\mu=0, \sigma^2=1)$ representan iguales valores m y diferentes valores de (σ^2) .

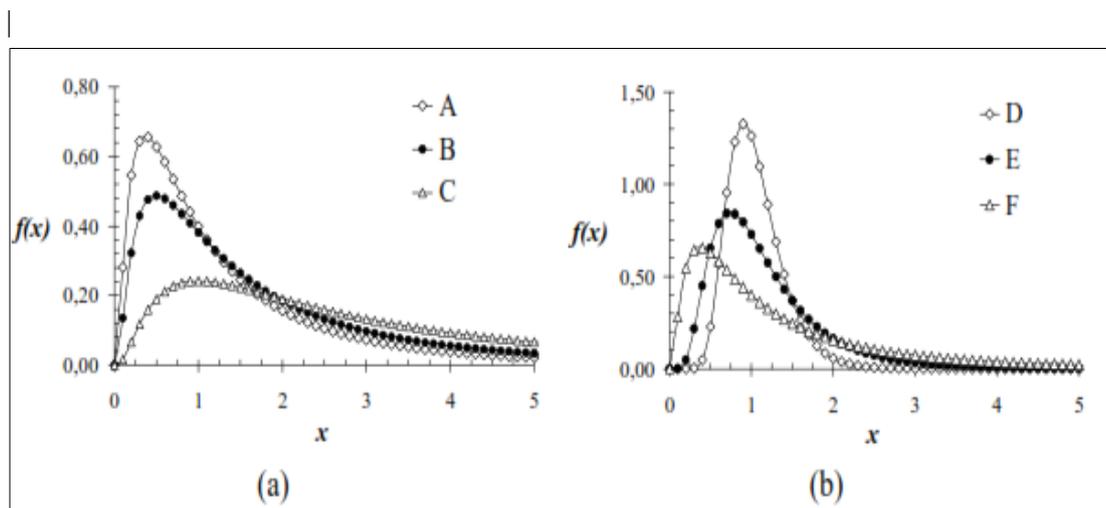


Figura 21. Distribuciones con diferentes parámetros μ y σ .

Fuente: (Hahn & Shapiro, 1967).

Se percibe que m y s son, respectivamente, el parámetro de escala y el de forma y no los de localización y escala, como en la distribución normal.

1.11 Análisis de Riesgo de Confiabilidad

La conformidad de un proyecto de ingeniería civil o de minas es generalmente determinado, por la evaluación de la capacidad del sistema en acomodar las demandas impuestas sobre el proyecto por el usuario o por el medio ambiente. Niveles aceptables de conformidad o de riesgo, son sujetos a evaluaciones con respecto a los aspectos económicos y sociales (Ang & Tang, 1975). Se toma como ejemplo la evaluación de los niveles de riesgo en un proyecto de disposición de relaves. En este tipo de obras, las consecuencias inherentes a su ruptura son desastrosas y grandes, frente a potenciales perjuicios económicos, ambientales y sociales.

La evaluación del riesgo y seguridad en los proyectos de ingeniería y ambiental, es tradicionalmente basado en la adopción de factores de seguridad. De acuerdo con Kottogoda & Rso (1997), estos factores son estimados por los proyectistas por medio de sus experiencias con el comportamiento de proyectos o a partir de respuestas observadas de proyectos similares.

Otra medida de la adecuación de un proyecto de ingeniería es el índice de confiabilidad (β), definido en su forma general por:

$$\beta_c = \frac{\mu_c}{\sigma_c} \quad (\text{Ec.-1.42})$$

Dónde:

β_c = Índice de confiabilidad en su conceptualización estadística;

μ_c = Media de la distribución de probabilidad en su concepción estadística;

σ_c = Desviación estándar de la distribución de probabilidad en su concepción estadística.

En la ingeniería civil, se sabe que cuando el factor de seguridad de los proyectos es inferior a 1

($FS_{critico} = 1$), estos están potencialmente sujetos a ruptura. De este modo, la (ecuación 1.42) puede reescribirse en la siguiente ecuación, e interpretada como la representación de la distancia, en crítico número de desviaciones estándar (σ_s) entre o valor medio (μ_s) y el valor de factor de seguridad crítico ($FS_{critico} = 1$).

$$\beta = \frac{\mu_s - 1}{\sigma_s} \quad (\text{Ec.-1.43})$$

Dónde:

β = Índice de confiabilidad;

μ_s = Media de la distribución de probabilidad de los factores de seguridad;

σ_s = Desviación estándar de la distribución de probabilidad de los factores de seguridad.

La importancia del conocimiento del índice de confiabilidad en la ingeniería está en el hecho de que se puede saber el valor de la probabilidad de ruptura (p_r) de un eventual

proyecto. La Figura 22 presenta la relación del coeficiente de confiabilidad con la probabilidad de ruptura sugerida por Sandroni & Sayão (1993).

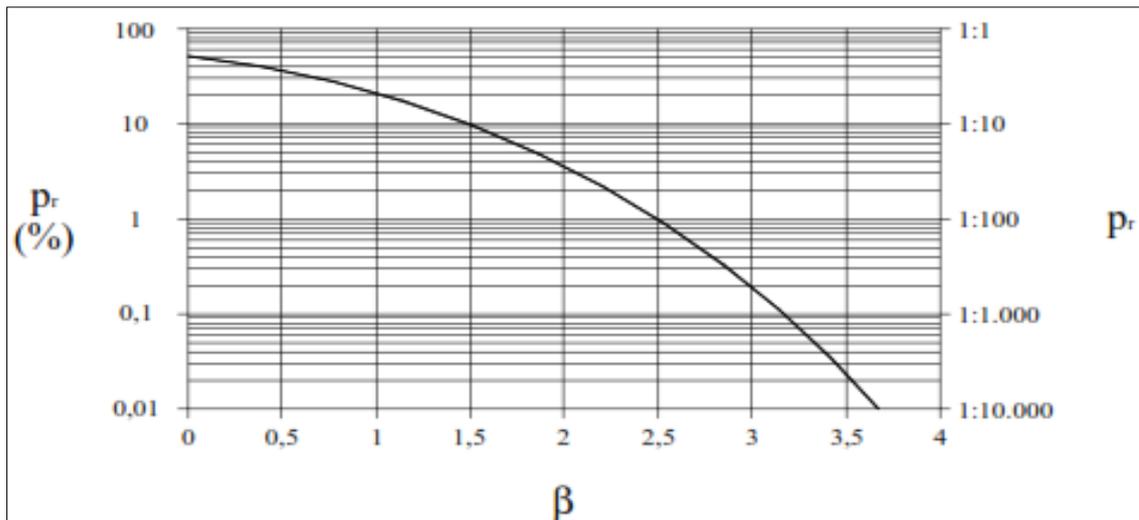


Figura 22. Relación del β y de la (p_r)
 Fuente: (modificado – Sandroni β & Sayão, 1993).

La probabilidad de ruptura es representada por el área bajo la curva de distribución de las probabilidades, contenida a la izquierda del $FS=1$, como se observa en la Figura 23 presenta dos proyectos hipotéticos. El proyecto A tiene un factor de seguridad definido de 1,50 con desviación estándar de 0,25, y el proyecto B tiene un factor de seguridad de 2,00 con desviación estándar de 0,80.

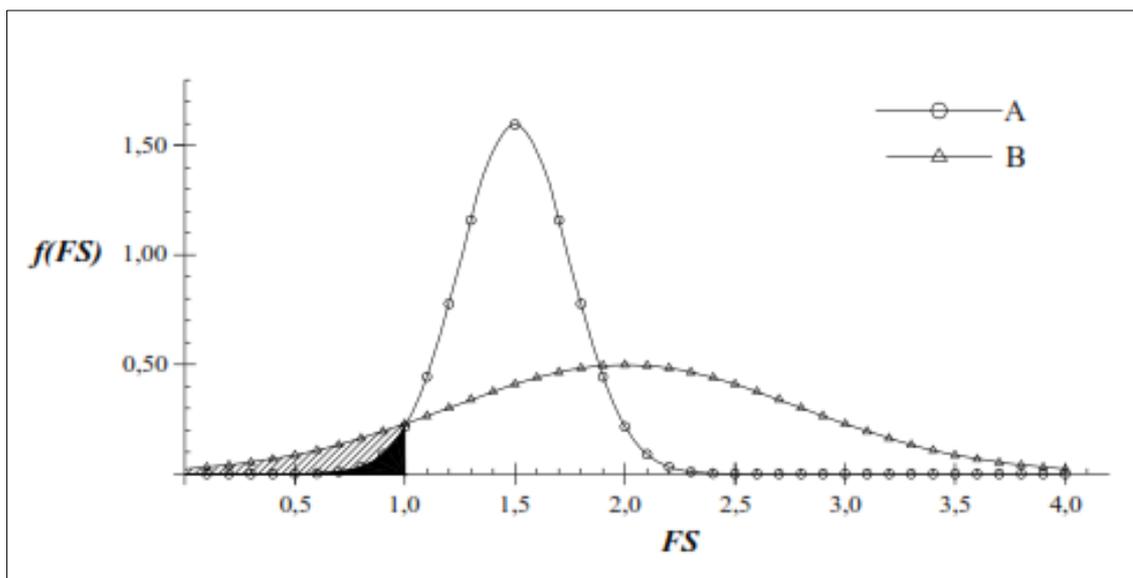


Figura 23. Distribuciones estadísticas con diferentes FS y σ .
 Fuente: (Hahn & Shapiro, 1967).

Después de la realización del cálculo de las probabilidades de ruptura de ambos proyectos, se constata que el proyecto A, desde el punto de vista probabilístico, presenta la menor posibilidad de la ocurrencia de eventos indeseables (ruptura), por este poseer, como se ve en la Figura 23, un área bajo su distribución mucho menor que la observada en la distribución del proyecto B.

1.12 Antecedentes

En la literatura internacional se ha encontrado investigaciones previas que pasamos a describir sucintamente:

Lionço (1999), realizó una amplia revisión bibliográfica y comparativa de los modelos elásticos que consideran la no linealidad del comportamiento tensión-deformación de la roca intacta. Algunas de sus conclusiones fueron obtenidas por medio de análisis de las leyes que dependen del módulo de elasticidad; de las soluciones analíticas empleadas en las aberturas circulares de medios rocosos homogéneos e isotrópicos (módulo elástico variable) y, de los resultados numéricos de la herramienta computacional del software FLC. De la investigación se dedujo que la incorporación de la no linealidad en el análisis de tensiones y de desplazamiento inducidos, por las obras subterráneas se tiene resultados distintos de aquellos originados por la teoría lineal elástica.

Carnero & Fujimura (1995) consideran al soporte como uno de los “ítems” más importantes en una excavación subterránea, en la tesis enfoca los aspectos teóricos y técnicos del sistema de soporte con pernos de anclaje. Los autores consideran que el perno de anclaje cumple con eficacia la función de refuerzo de macizos rocosos y soporte de cuñas en roca dura y macizos fracturados actuando inmediatamente después de ser colocados y se adapta a excavaciones subterráneas de variada geometría con bajo costo. Destacan, además que, en la actualidad, en túneles, el sistema de pernos de anclaje se utiliza como soporte permanente y constituye un soporte flexible junto al concreto lanzado con fibra de acero, proporcionando un soporte duradero y de bajo costo, se demostró en la construcción de los túneles del Metro de San Pablo Brasil.

Lauro (2001) desarrolló un modelo probabilístico tridimensional para la previsión de la distribución de discontinuidades en el interior del macizo rocoso fracturado. Se utilizó en la investigación un macizo rocoso de la mina Timbopeba para calibrar el modelo probabilístico de Lauro. Definido el modelo probabilístico, fue desarrollado un

modelador tridimensional de las discontinuidades contenidas en el interior del macizo rocoso en lenguaje Auto LISP, para una visualización de la estructura interna del macizo rocoso.

Hidalgo (2002) caracterizó el macizo rocoso del AHE Quimado por medio de la revisión de los mapeos geológico-geotécnicos de los túneles, ejecuto ensayos de caracterización de la roca intacta y estableció la clasificación geomecánica del macizo en las obras, considerando los parámetros del macizo y de las discontinuidades. Además, calculó cinemáticamente por medio de métodos de equilibrio límite la estabilidad de cuñas por medio del programa UNWEDGE.

Maia (2003) aplicó herramientas estadísticas y probabilísticas en el estudio del comportamiento del macizo rocoso para sus discontinuidades, las que pueden ser caracterizadas por condiciones como: número de familias, la orientación, la persistencia, el espaciamiento, la rugosidad de las paredes, el relleno, etc. Se sabe que parte de estos condicionantes son específicos de las familias de discontinuidades, definen el grado de fracturamiento del macizo, la resistencia al corte. Además, se estudió parámetros geométricos de las familias de discontinuidades (buzamiento y dirección de buzamiento) y otros de la resistencia de las discontinuidades (ángulo de rozamiento y cohesión).

Fialho (2003) investigó el trabajo de varios sistemas de soporte, mayormente compuesto por pernos de anclaje y concreto lanzado. El autor controló la estabilidad de las estructuras subterráneas excavadas en macizos rocosos fracturados, que eran considerados medios continuos equivalentes. La metodología que empleó se basó en simulaciones numéricas de la herramienta numérica PLAXIS, que utilizaba parámetros geomecánicos del macizo rocoso obtenidos a partir de los tradicionales sistemas de clasificación geomecánica. Estudió y propuso un método de estimativa del factor de seguridad global, por medio de resultados obtenidos del análisis de tensión – deformación.

Carvalho y Pacheco de Assis (2003) aplicaron métodos probabilísticos a la estabilidad de taludes en roca, en macizos rocosos gobernados por las discontinuidades y observó la aplicabilidad de los métodos probabilísticos frente a los tradicionales métodos determinísticos aplicado en los taludes y túneles AHE Queimado de la mina Timbopeba.

Cartaya (2006) nos indica que: En los macizos estudiados se presentan situaciones en que ellos se comportan como un medio discreto, las más comunes son: la presencia de sectores

del macizo fracturado en bloques de formas más o menos regulares que yacen con alguna inclinación respecto al eje de la excavación; también en ocasiones se presentan situaciones con bloques acuñados que tienden a deslizarse hacia la excavación y en no pocos casos sectores triturados.

Córdova (2008) recomienda: dentro de la metodología planteada para la aplicación de la geomecánica al minado subterráneo, la preparación de la información básica juega un rol importante. Al respecto es recomendable seguir la secuencia: mapeos geotécnicos; caracterización, clasificación geomecánica y zonificación geomecánica de la masa rocosa; definición de los parámetros de comportamiento mecánico de la roca intacta, de las discontinuidades y de la masa rocosa.

Castresana (2016) concluye que, para un mejor análisis de sostenimiento y un mejor acercamiento a la realizada, en grandes obras como las analizadas en el presente trabajo, se debe realizar un análisis geológico más detallado. De esta manera las diferencias entre los valores geológicos no serán tan dispares y el sostenimiento inicial descrito tendrá mayores similitudes con el que se escogerá al final.

Burgos (2015) recomienda: Ante las limitaciones de los softwares actuales de modelamiento numérico en el análisis de pernos de roca, conviene plantear una nueva formulación que se adapte a los requerimientos básicos del diseño de este tipo de elementos. Esto ayudaría a obtener análisis más detallados de la interacción entre el macizo rocoso y los sistemas de soporte, desarrollando análisis que incluyan el funcionamiento del soporte como un sistema completo, mas no como elementos aislados.

Corimanya (2003) recomienda: La utilización de "softwares" especializados en Mecánica de Rocas y en Perforación Voladura de Rocas son de suma importancia, ya que agiliza cálculos tediosos y complicados para el análisis de estabilidad del macizo rocoso y análisis de mallas de perforación y disparos.

Rodriguez (2003) concluye que: La valoración del macizo rocoso mediante los índices RMR lo consideran de calidad "media" tipo III, si bien el índice Q lo enmarca dentro del tipo "malo". El SRC obtenido engloba este tipo de macizo pizarroso dentro de la roca "muy mala" de clase V. En caso de excavaciones subterráneas se propone sostenimiento con bulonado sistemático, mallazo en clave y gunitado en clave y hastiales.

Alameda (2014) concluye: La automatización del procesado de datos provenientes de la estación geomecánica supone un ahorro muy considerable de tiempo. Para ello es muy útil el empleo de software de representación estereográfica y la implementación de algoritmos informáticos con las ecuaciones para estimar los parámetros de las clasificaciones.

Jaramillo (2017) concluye: Dado a la variabilidad de los resultados de los valores de RMR o SMR entre las diferentes familias de discontinuidades que se pueden encontrar en una zona; para la elaboración de un mapa de susceptibilidad, es recomendable utilizar los valores mínimos, es decir los valores críticos (o más susceptibles).

Romero (2012) concluye: El Análisis de Decisiones Multicriterio resulta una herramienta de ayuda muy útil para tomar decisiones en proyectos mineros. Además, los encargados de tomar decisiones asumen grandes responsabilidades y la mayoría de las veces tienen que apoyarse en expertos que les asesoren. Muchas veces los decisores presentan intereses en conflicto los cuales deben conjugarse para lograr una solución.

Rodríguez (2011) concluye: Para la realización del diseño y análisis de la estabilidad de obras en macizos rocosos es necesario conocer las características de deformación y resistencia de los mismos. La metodología de estimación de los parámetros resistentes de los macizos rocosos, es amplia y generalmente aceptada y ha sido aplicada a un buen número de proyectos a lo largo y ancho del mundo. Sin embargo, esta metodología sólo contempla el comportamiento del macizo rocoso hasta alcanzar el nivel de rotura. Revisando la literatura, se encuentran relativamente pocos trabajos que analicen el comportamiento del macizo rocoso tras sufrir cierto grado de rotura o deterioro (comportamiento post-rotura).

Castro (2015) recomienda: La metodología utilizada para el modelamiento numérico utilizando la desratización del modelo de dilución, probó representar de buena forma la evidencia empírica. Esta metodología es completamente replicable para estudios futuros, y es capaz de entregar como resultado final un criterio para el modelamiento numérico de caserones que representa la sobre excavación de los casos estudiados, además de presentar información de la conducta de los valores de dicho criterio.

Garrido (2003) concluye: Al realizar una simulación tridimensional del avance del frente de una excavación se puede obtener el valor de las curvas de convergencia-confinamiento

y con ello la relajación necesaria que debe sufrir el macizo rocoso antes de la colocación del sostenimiento.

Bustamante (2008) recomienda: Progresivamente se debe implementar el sostenimiento de pernos cementados, cable bolting, shotcrete, y enmallado, hasta el tope de las labores mineras de acuerdo a las recomendaciones del área de geomecánica, a fin de estabilizar mejor el techo de la labor y brindar al personal una labor segura.

CAPÍTULO II

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

2.1 Identificación del problema

Al ejecutarse las excavaciones subterráneas en los túneles viales de Karkatera se alteró el estado natural de equilibrio tensional existente en el macizo rocoso generándose una redistribución de esfuerzos para retornar a su estado natural, en ese proceso se producen deformaciones en la roca circundante a la excavación, si la resistencia del macizo rocoso es menor que las deformaciones, este comienza a ceder hasta llegar a la ruptura. En todo el proceso está involucrado, las condiciones de las discontinuidades y el tamaño de la excavación.

A lo largo de los años, la inestabilidad de estructuras subterráneas especialmente aquellas relacionadas a obras civiles, viales y mineras como túneles, semitúneles, galerías, rampas etc. han ocasionado numerosas pérdidas de vidas humanas y perjuicios económicos por caída de rocas debido a la inestabilidad de los macizos rocosos, especialmente en la zona circunvecina a la excavación que constituye la zona plástica. Los túneles y semitúneles viales de Karkatera, por las condiciones de las discontinuidades existentes y el tiempo transcurrido, están propensos a la inestabilidad por las tensiones generadas debido a la carga de roca, proceso de intemperismo, discontinuidades y geometría de la abertura, que pueden ocasionar accidentes fatales en el tránsito continuo existente. En tal sentido, la investigación propone una metodología probabilística de previsión, donde su aplicación está orientada a prever, ese comportamiento plástico observado con cierto grado de confiabilidad durante la fase de vida útil de las obras.

En esta vía de acceso no existe control de la estabilidad de las rocas que conforman el macizo rocoso y se debe resaltar otros factores como:

- No hay un programa de control geomecánico ni preocupación de autoridades en establecerlo a pesar que por esta vía transitan peatones, vehículos pequeños, medianos y pesados que traen productos del interior de las comunidades a la ciudad de Abancay.
- Total desconocimiento de las propiedades físico-mecánicas de las rocas y discontinuidades.
- Existe un alto grado de agrietamiento del macizo rocoso orientado a lo largo de la excavación, propenso a desprenderse y ocasionar accidentes fatales.
- Las tensiones actuantes en el macizo rocoso cada vez se incrementan con el tiempo.
- Los flujos excesivos de agua, especialmente en época de lluvias, incrementa las presiones hidráulicas en el macizo rocoso.

2.2 Formulación o planteamiento del problema:

Por lo expuesto, se genera la interrogante principal siguiente:

2.2.1 Problema general

¿En qué medida la aplicación de la metodología probabilística determinará la previsión de la estabilidad en la zona plástica de las obras viales de los túneles y semitúneles de Karkatera?

2.2.2 Problemas específicos

De esta interrogante general se desprende las interrogantes específicas siguientes:

- ¿Cómo influyen las discontinuidades presentes en el macizo rocoso para el comportamiento geotécnico de las obras civiles de Karkatera?
- ¿Cuál es la previsión del comportamiento plástico con respecto a la resistencia del macizo rocoso en los túneles y semitúneles de Karkatera?
- ¿Es posible con la aplicación de la metodología probabilística prever el comportamiento de la zona plástica con cierto grado de confiabilidad en los túneles y semitúneles para la zona de estudio de Karkatera?

- ¿Qué herramientas estadísticas, probabilísticas y computaciones permitirán simular situaciones desfavorables en zonas plásticas que afecten la estabilidad de las excavaciones y proponer sistemas de refuerzo o soporte en los túneles y semitúneles de Karkatera?

2.3 Justificación

Siendo las principales funciones que tienen las obras viales de unir pueblos aislados por la morfología de la zona rocosa, el transporte de personas, mercancías, abastecimiento de productos a las grandes ciudades, es justificable realizar la investigación porque se observa el comportamiento de la zona plástica de los túneles y semitúneles con cierto grado de confiabilidad y evitar accidentes lamentables durante la fase de la vida útil de las estructuras de las obras subterráneas de Karkatera; para esto, utilizando métodos novedosos y modernos de análisis probabilísticos para discontinuidades, poco estudiado en una realidad objetiva dentro del campo de la ingeniería de macizos rocosos, haciendo uso de herramientas computacionales y programas como el Roclab, Dips, Unwedge, entre otros.

El trabajo de investigación también, tiene como fin contribuir como aporte al desarrollo de la ingeniería de macizos rocosos dentro del ámbito de la región Apurímac y del país, en las Escuelas Académicas Profesionales de Ingeniería de Minas y Civil de nuestras universidades y como objetivo personal obtener el Grado Académico de Maestro en Geomecánica y Geotécnica de la Universidad Nacional del Altiplano.

2.4 Objetivos

El objetivo final de esta tesis es comparar los resultados del análisis determinístico y probabilístico de la estabilidad de los túneles viales de Karkatera, debido a la variabilidad natural de los parámetros geométricos de las discontinuidades (por buzamiento y dirección de buzamiento) presente en el macizo rocoso.

2.4.1 Objetivo General

Aplicación de la metodología probabilística a discontinuidades para determinar la previsión de la estabilidad de las obras viales de túneles y semitúneles en Karkatera, en función de parámetros geométricos de las familias de

discontinuidades presentes en el macizo rocoso y sugerir medidas de sostenimiento.

2.4.2 Objetivos Específicos

- Determinar la influencia de las discontinuidades presentes en el macizo rocoso de los túneles y semitúneles de Karkatera, para prever el comportamiento geotécnico del macizo en las obras civiles excavadas.
- Analizar el comportamiento plástico en el entorno de las superficies de las excavaciones en los túneles y semitúneles de Karkatera, para determinar la resistencia al corte de las discontinuidades presentes en el macizo rocoso.
- Aplicar la metodología probabilística en el comportamiento de la zona plástica de los túneles y semitúneles de Karkatera y evaluar el grado de confiabilidad.
- Utilizar herramientas estadísticas, probabilísticas y computaciones para simular situaciones desfavorables en zonas plásticas de las excavaciones de los túneles y semitúneles de Karkatera que afectan la estabilidad de las obras.

2.5 Hipótesis

2.5.1 Hipótesis General

Aplicando la metodología probabilística se determinará el comportamiento de la estabilidad en la zona plástica de los macizos rocosos en las obras civiles viales de los túneles y semitúneles existentes en la zona de Karkatera de la provincia de Abancay, Región de Apurímac.

2.5.2 Hipótesis específica:

- Determinando la influencia de las discontinuidades presentes en el macizo rocoso de los túneles y semitúneles de Karkatera, se prevé el comportamiento geotécnico del macizo, utilizando herramientas computacionales y conocimientos de la mecánica de rocas en las obras civiles excavadas.

- Estimando el comportamiento plástico en el entorno de las superficies de las excavaciones en los túneles y semitúneles de Karkatera, se determinará la resistencia al corte de las discontinuidades presentes en el macizo rocoso.
- Con la aplicación de la metodología probabilística se estimará el comportamiento de la zona plástica, con cierto grado de confiabilidad en los túneles del tramo vial de Karkatera.
- Utilizando herramientas estadísticas, probabilísticas y computaciones se conseguirá simular situaciones desfavorables en zonas plásticas que afecten la estabilidad de las excavaciones y proponer sistemas de refuerzo o soporte en los túneles y semitúneles de Karkatera.

2.6 Limitaciones del estudio

El presente trabajo de investigación, se limita al semitúnel que solamente se realizará hasta los estudios geomecánicos para evaluar un determinado sostenimiento y no a lo probabilístico por no tener una adecuada información o parámetros de estudio para semitúnel y con los estudios de caracterización geomecánica esta zona es estable y no tiene muchas discontinuidades en el macizo, avocándonos más a los túneles I y II (túneles viales).

2.7 Motivación

El interés por los métodos probabilísticos surgió a partir del conocimiento de que el comportamiento del macizo rocoso por lo general está dominado por las discontinuidades presentes en su interior. Tales discontinuidades pueden ser descritas por múltiples características. Algunas de estas características son las familias de discontinuidades específicos y definen así el grado de fractura en masa. Otras características son propias discontinuidades específicas, que dictan su resistencia al corte.

Sin embargo, las características de las discontinuidades tienen una variabilidad natural que, aunque poco estudiados, se sabe que es real. Por lo tanto, la motivación de esta investigación proviene de la posibilidad de que, a partir de esta tesis, los nuevos investigadores y diseñadores se sienten atraídos a trabajar con modelos probabilísticos.

CAPÍTULO III

MATERIALES Y MÉTODOS

3.1 Ámbito o lugar del estudio

Los Túneles se encuentran entre las comunidades de Karkatera y Occopata, distrito de Abancay, provincia Abancay, departamento Apurímac; a una distancia de 25, 6 km. en dirección NW desde la ciudad de Abancay. La vía que une hacia los túneles es carretera afirmada, a una altitud promedio de 3010 msnm, enmarcada entre las coordenadas UTM: N = 8 494 832 y E = 718 827. Ver Figura 24 y Figura 25 donde se muestra las zonas de estudio.



Figura 24. Fotografía de la zona de estudio Karkatera.

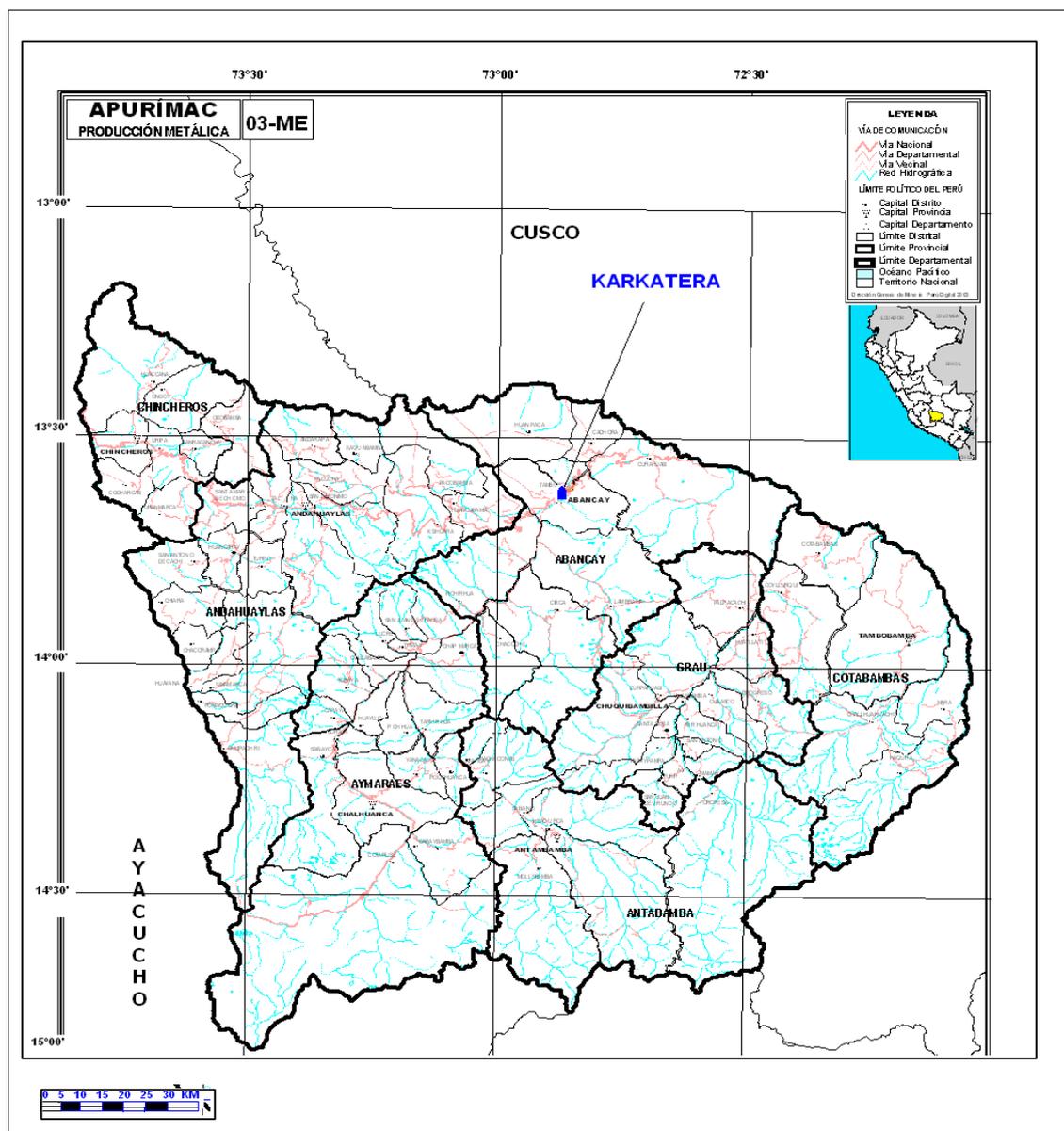


Figura 25. Plano de ubicación de la zona de estudio.

La vía de penetración tiene el siguiente recorrido, presentado en la Tabla 4.

Tabla 4
Recorrido de la zona de estudio.

LUGAR DE REFERENCIA	DE	LONG. PARCIAL (km)	LONG. ACUMULADA (km)	ALTITUD (m.s.n.m.)
Abancay		00	00	2378
Abancay – Pob. Karkatera.		12.00	12.00	3020
Pob. Karkatera – Túneles		13.60	25.60	2990

El Tiempo de viaje desde la ciudad de Abancay hacia los túneles es aproximadamente de 1:30 horas, en camioneta rural

3.1.1 Geografía

La superficie de la zona es accidentada con presencia de grandes geoformas negativas (quebradas) en V y grandes elevaciones como picachos. Se observa pendientes muy abruptas, en general la zona presenta un relieve muy irregular. (Morocco, 1975)

3.1.2 Clima.

El clima es típico de la región Quechua, frío durante los meses de mayo a septiembre donde la temperaturas descienden hasta los 0 °C, durante los meses restantes del año, el clima se presenta templado, frío y lluvioso con fuertes precipitaciones sólidas y líquidas. Morocco (1975)

3.1.3 Hidrogeología.

La hidrogeología está determinada por las características geológicas del área del proyecto en relación con su geomorfología y la climatología de la zona. Al fondo del valle en V, se encuentra la microcuenca de los ríos Quellomayo y Yuracmayo, que son tributarios del río Pachachaca.

En la zona del proyecto la principal fuente de agua proviene de efluentes que drenan desde la parte alta del cerro Karkatera, remanentes de épocas de lluvia de diciembre a marzo y precipitaciones ocasionales en los meses primaverales, producto de los mecanismos de almacenamiento del macizo rocoso. Morocco (1975).

Durante el periodo de lluvias, las precipitaciones en la zona del proyecto son intensas, generalmente se dan por la noche, disminuyendo la intensidad durante el día, lo que permitió continuidad en los trabajos de excavación.

3.2 Aspectos geológicos

3.2.1 Geología regional

En el ámbito de la región fueron identificadas tres unidades geomorfológicas que bien Morocco (1975) las identificó y a continuación las describimos en el Plano Geológico Regional de la Zona de los Túneles de Karkatera, tal como se muestra en la Figura 26.

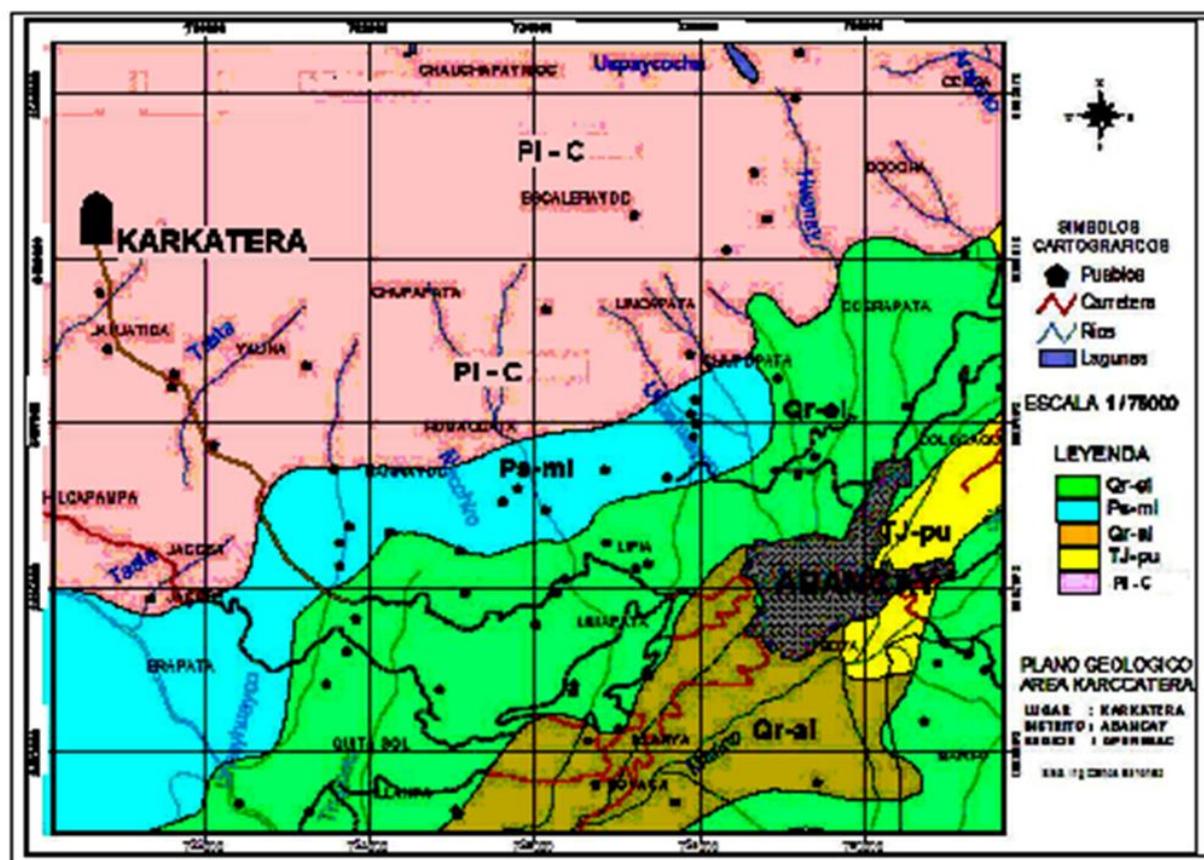


Figura 26. Plano Geológico regional de la Zona de los Túneles de Karkatera
Fuente: Instituto Geológico Minero y Metalúrgico (INGEMET)

3.2.1.1 Altas Mesetas

Denominación dada por Megard (1968), donde existe una zona de relieve suave, pero truncadas por una superficie de erosión que se da entre los 4 200 a 4 700 m.s.n.m. Bowman (1916) y Laughlin (1924), quienes la denominaron superficie de erosión conocida como “Puna”.

En superficie, se observa fuerte disolución superficial, pero poca acción erosiva en profundidad; probablemente debido a los factores climáticos y

litológicos de la zona, los efectos de las aguas de escorrentía se saturan rápidamente y al producirse la infiltración el efecto del agua, no tienen poder disolvente.

Potentes afloramientos de cuarcitas del grupo Yura (Jurásico Superior-Cretáceo Inferior), en los anticlinales de la zona de Cotabambas, determinan zonas altas, de relieve suave por la horizontalidad de las capas en el eje del anticlinal y rocas granodioritas intrusivas en la unidad “Altas Mesetas”, que han resistido la acción erosiva del tiempo y se encuentran en la superficie Puna de la hoja de Abancay.

3.2.1.2 Cordillera Oriental

Se encuentra al norte de la unidad Altas Mesetas, separada por una zona de falla con orientación Este-Oeste, se diferencia de la anterior por su morfología, donde los relieves son muy agudos y no se observan colinas de formas suaves. Corresponde a una morfología joven con un juego de falla, conocida como Abancay, de orientación E-W. El levantamiento de los Andes ocurrido en el Cuaternario por juego de fallas normales, cortaron la superficie Puna y se levantaron superficies, una más que otras. Las partes altas, sufrieron una reactivación de la erosión y se encuentran rejuvenecidas.

3.2.1.3 Los Valles

Las unidades anteriores se encuentran disectadas por valles profundos y a menudo encañonados. Dentro de los valles de la región son del Río Apurímac y de los tributarios constituidos por los ríos Santo Tomás, Antilla, Pachachaca, Pincos y otros. Todos presentan un encañonamiento que va más allá de los mil metros en diferentes tramos de sus recorridos. Los flancos poseen fuertes pendientes y frecuentemente están cubiertos de gruesos mantos de aluviales.

3.2.2 Estratigrafía

En el área afloran terrenos sedimentarios con edades que varían desde el Permiano Inferior al Cuaternario. Debido a la geología dinámica externa e interna, con la

presencia de depósitos superficiales recientes, e intrusiones, describiéndose a continuación las unidades aflorantes y como referencia aquellas relacionadas a zonas vecinas.

El nombre de Copacabana fue dado por Dunbar y Newell (1946), se refiere a una potente secuencia fosilífera de calcáreos, que aflora en toda la Cordillera del Centro y Sur del Perú, como referente a los afloramientos típicos existentes en la península de Copacabana en el lago Titicaca.

El nombre del grupo Mitu, fue utilizado por primera vez por Mac Laughlin en 1924, para describir en el Perú Central una secuencia de capas rojas y de volcánicos yacientes sobre calizas y lutitas del Permiano inferior y medio.

3.2.3 Geología local

Se caracteriza por tener una potencia promedio de 2000m. La base no ha sido reconocida en la zona, constituye una potente secuencia compuesta por calizas de coloración gris claras principalmente en estratos de 5 a 20 cm de espesor o en su efecto en bancos superiores a 1 metro de espesor, las calizas son mayormente clásticas con cuarzo redondeado, existen horizontes compuestos casi en su totalidad por lumaquela que están silicificados, en los 700 m. superiores presenta lutitas negras a gris oscuras, algunas alternancias de limonitas.

Está constituido por areniscas gris blanquecinas, lutitas negras no muy fisibles, arcosas y conglomerados, con intercalados niveles de calizas gris oscuras, con vetilleo de calcita, algunos niveles coralinos que totalizan los 3000 m. de potencia.

3.2.3.1 Petrología

En el área afloran principalmente rocas calcáreas en paquetes de unos cuantos centímetros a algunos metros de potencia, la mayor parte son masivas de color grisáceo, en estratos, están poco fracturadas y presentan relleno de calcita en vetillas discontinuas y de unos cuantos centímetros de espesor, presenta también calizas de aspecto brechado con bloques subredondeados y material cementante calcáreo de color amarillento (aragonito), también se tiene la presencia de lutitas en forma esporádica, en estratos de apenas centimétricos.

3.2.3.2 Mineralogía

En el área de estudio no hay presencia de mineralización metálica, pero si mineralización no metálica que puede tener carácter económico, en las calizas las fracturas y fallas contienen ocurrencia de relleno parcial de aragonito.

3.2.4 Geología estructural

Las rocas calizas del área están enrumadas al Noroeste y buzando al Suroeste, son parte del flanco de un anticlinal, de los muchos que están presentes en el área y afectaron un replegamiento general andino.

En la zona de estudio podemos resaltar la presencia de fallas de rumbo general Noreste de las que sobresalen 5 fallas principales, que equidistan unos 20 m entre ellas con presencia de relleno parcial de aragonito de hasta 1 metro de potencia, el principal sistema de fallamiento corre subparalelo a los ejes de los túneles, el segundo sistema de fallamiento es de estratificación de rumbo NW y con buzamiento al SW, paralelo a los estratos (ver plano N° 3 en el anexo N° 10).

3.3 Reconocimiento de campo

3.3.1 Geomorfología

El lugar donde se encuentran los túneles de Karkatera, corresponde a un valle en forma de V, en la margen derecha del Río Pachachaca, entre altitudes que van de 3000 a 3400 msnm, con geoformas muy agrestes, cubiertas de vegetación típica de la zona.

3.3.2 Alteración

Las rocas calcáreas presentes en el área de estudio están sometidas a agentes meteóricos como las aguas superficiales que percolan por las grietas y fracturas desintegrando o disolviendo la roca para rellenar en niveles inferiores de las fallas, material aragonítico, situación claramente observada en los túneles 2 y 3, reduciendo la competencia de la roca original.

3.4 Población y muestra

3.4.1 Población

La población de la zona de estudio la conforma todos los túneles y semitúneles viales de Karkatera – Occopata.

3.4.2 Muestra

La muestra se obtuvo en la misma zona de estudio mediante zonificación por tramos adecuados para las mediciones y caracterizaciones geomecánicas, extracción de muestras y su análisis en el laboratorio para sus cálculos en gabinete y procesarlos.

3.5 Métodos

El presente estudio involucra todas las coordinaciones, trabajo de campo y concluyó con la preparación del informe final correspondiente. Se desarrollaron una serie de actividades tanto de campo como de gabinete para el logro de los objetivos. Las actividades se resumen en las siguientes:

Las variables se analizaron por la aplicación de los métodos probabilísticos como variable independiente y estabilidad de túneles como variable dependiente.

Se aplicó métodos estadísticos para la prueba de hipótesis, con datos geométricos de las discontinuidades presentes, en el macizo rocoso se recurrirá a varios “software” como Dips, RocLab, Unwedge, entre otros y vectorialmente los datos serán tratados aplicando la metodología de Priest (1985). Se obtuvieron valores a partir de los cálculos determinísticos y probabilísticos cuyos resultados fueron comparados y finalmente se obtienen conclusiones obtenidas de los análisis de los resultados, se hicieron las propuestas y sugerencias consideradas necesarias.

3.5.1 Metodología de la investigación

Método general: análisis y comparación.

Método específico: observación y medición

En la presente investigación se empleó métodos descriptivos y experimentales en algunos casos para lo cual es el estudio “Determinación por métodos

probabilísticos en discontinuidades para la estabilidad de los túneles y semitúneles viales de Karkatera- Abancay, Apurímac” y así determinar una buena estabilidad en los túneles, que servirá como información para otro tipo de trabajos similares en esta región que no se aplican en este tipo de trabajos.

Los trabajos realizados comprendieron la ejecución de investigación de campo, trabajos en laboratorio y labores en gabinete, utilizando todos los criterios definidos en el capítulo I de esta tesis.

En Campo: Se realizaron las siguientes Actividades:

- Revisión y análisis de información disponible.
- Inspección general de la zona de estudio.
- Levantamiento topográfico de los túneles y área de influencia.
- Estudio y levantamientos geológicos- Geomorfológicos de las labores en estudio.
- Mapeos geotécnicos en las estructuras rocosas subterráneas.
- Determinación de dominios estructurales.
- Toma de muestras rocosas para la ejecución de ensayos de laboratorio de mecánica de rocas.
- Recopilación adicional (planos, Informes etc.) de interés para el estudio.

En Gabinete se llevó acabo lo siguiente.

- Revisión de literatura especializada e información concerniente a los trabajos geomecánicos previos a lo efectuado en los túneles viales I y II Karkatera.
- Elaboración de los planes de trabajo, referentes a los detalles prácticos de la ejecución de la tesis.
- Procesamiento y análisis de la información registrada en el papeo geotécnico: aplicación de técnicas estereográficas y estadística convencional.

- Evaluación de las propiedades físico-mecánicas de las rocas intactas, discontinuidades y masa rocosa.
- Revisión bibliográfica de los métodos estadísticos con el fin de controlar mejor esta estadística de la herramienta. Los mecanismos de falla presentes en macizos rocosos también fueron revisados con el fin de definir que se estudió. Al mismo tiempo, se estudiaron modelos estadísticos de representación vectorial de las orientaciones de las discontinuidades con el fin de elegir la que es más simple y más fiable para calcular el buzamiento y Dip dirección media del medio.
- Posteriormente, se adquirieron datos de los túneles viales Karkatera. Estos datos fueron catalogados y separados por un estudio de caso, a continuación, fueron tratados como datos promedio o vector, y sólo entonces se dio cuenta de los cálculos deterministas y probabilísticos. Sólo los túneles viales se analizaron mediante parámetros de resistencia (c , ϕ), ya que sus análisis se realizan mediante el programa Excel, como se explica en el Capítulo 4.
- Los datos geométricos provenientes de las familias de discontinuidades, fueron tratados por datos medios a partir de la utilización del programa Dips. Así como, los datos geométricos provenientes de las familias de discontinuidades, fueron tratados por vectoriales a partir de la metodología de Priest (1985)
- Los valores de los cálculos deterministas y probabilistas se determinaron a partir de los datos procesados. Los valores de estos cálculos se comparan entre sí, con la expectativa de un acercamiento entre los resultados deterministas y probabilísticos para ser observado, porque como sabemos determinista y estudios probabilísticos tienen valores muy próximos entre sí, como se ha visto en estudios de los túneles viales Karkatera.
- Después de los cálculos deterministas y probabilísticos, analiza la probabilidad de ruptura de las obras se llevaron a cabo para determinar cómo el factor de seguridad de las obras se ve afectada por la variabilidad natural sencilla de los parámetros geométricos de las discontinuidades presentes en el

macizo rocoso de los túneles, sino también por la variabilidad natural de los parámetros de resistencia de discontinuidades en la masa de roca.

- Por último, las conclusiones se han obtenido a partir del análisis de los resultados y se presentan propuestas y sugerencias para la investigación futura derivada del interés de un mayor conocimiento acerca de los métodos probabilísticos.

3.6 Herramientas computacionales

Cada vez más, las investigaciones numéricas (estudios computacionales) se vienen realizando, debido al hecho de que experimentos a escala real exigen un volumen elevado de inversiones financieras. Así, los análisis numéricos surgen como una alternativa bastante confiable de representación del comportamiento de casos reales. De este modo, estos análisis proporcionan, respuestas consistentes del comportamiento de tales casos.

Este capítulo presenta cuatro herramientas computacionales: DIPS, RocLab, y Unwedge. Además, se presenta una definición sucinta del método de equilibrio límite. Las descripciones de esta herramienta computarizada se describen en el anexo N° 9 que se describe brevemente.

CAPÍTULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1 Casos estudiados

Los estudios de esta tesis fueron desarrollados por medio de casos reales de los túneles viales de Karkatera, para el cual se realizó un trabajo de investigación de pre grado en el año 2009; para ello fue necesario seguir haciendo trabajos de campo, pruebas de laboratorio y trabajos de gabinete, utilizando técnicas adecuadas pertinentes al estudio. Los trabajos geotécnicos proporcionan información concerniente con los modelos geológicos y geomecánicos, toda esta información fue necesaria para luego ser integrada en modelos matemáticos.

Los túneles se encuentran ubicadas en el ámbito geográfico de las comunidades de Karkatera y Occopata, distrito de Abancay, departamento de Apurímac, a una distancia de 25.6 km. de la ciudad de Abancay, la carretera es de material afirmada con dirección NW, a una altitud promedio 3100 msnm, con coordenadas UTM: N=8494832, E=718827; la roca aflorante en este tramo tiene una secuencia de geología local correspondiente al grupo Copacabana, con una potencia estimada de 2000 m, constituido por rocas calizas de color predominante gris claro, con alternancia de lutitas de coloración negras a grises oscuras.

De acuerdo al plano topográfico de la zona de estudio, donde se encuentran los túneles viales de Karkatera (Tabla N° 5), presenta curvas de nivel que muestra una morfología accidentada y de fuertes pendientes en sentido noroeste a la zona de estudio, tal como se observan en el Anexo 10. Plano N° 01 (Plano topográfico), Plano N° 02, (Plano geológico), Plano N° 03 (Plano geomecánico) y secciones de corte Plano N° 04.

Tabla 5

Estructuras subterráneas de los túneles de Karkatera son las siguiente

Estructura	Altura (m)	Ancho (m)	Largo (m)	Profundidad (m)	Pendiente (%)
Túnel 1	5.5	4.5	96.00	155.00	2
Túnel 2	5.5	4.5	120	140.00	2
Semi túnel	5.5	2.5	180	-	2

4.2 Caracterización de la masa rocosa

Para la caracterización de la masa rocosa en el área de estudio donde se ubican los túneles I, II y el semitúnel, se realizó previamente el reconocimiento de la zona en estudio, luego el levantamiento topográfico y posteriormente un sondeo geológico superficial, acciones que de los cuales se tomó la decisión de hacer el seccionamiento por tramos de 20 m. en el túnel I y de 20 m. al inicio y 30 m al final del túnel II, tramos que de acuerdo al comportamiento de las discontinuidades y fallas ameritaban tal acción.

El mapeo geotécnico se llevó a cabo utilizando el método directo en toda la longitud de los túneles I y II, secciones transversales de 20.00 m. en el túnel I y, 20.00 m. y 30.00 m. en el túnel II; asimismo, el seccionamiento de 30.00 m en el semitúnel. Mediante este método, se realizaron mediciones sistemáticas de las discontinuidades y fallas, cubriendo íntegramente las mediciones y caracterización de los dos túneles.

Durante el mapeo geomecánico de la exposición de rocas subterráneas, también se registraron en campo las discontinuidades principales, las que fueron registradas en los planos geológicos y geotécnicos estructurales, los cuales se presentan en el Anexo 10, Plano N° 03.

4.2.1 Mapeo de las discontinuidades y sus caracterizaciones

Durante las mediciones geotécnicas de los túneles Karkatera, el personal técnico de apoyo participó en el mapeo de las discontinuidades presentes en el macizo rocoso aflorantes en los túneles I y II, estos métodos son los convencionales y comprenden las líneas de detalle de los tramos determinados en cada túnel, la asignación caracterizaba las discontinuidades según su buzamiento ("Dip") y dirección de buzamiento ("Dip Direction"), de acuerdo con las recomendaciones de la Sociedad Internacional de Mecánica de las Rocas ("International Society for

Rock Mechanics - ISRM"). El mapeo de las discontinuidades presentes en los túneles I II y su caracterización estructural se ejecutaron continua, sistemática y detalladamente en cada discontinuidad, (Figura 27).



Figura 27. En la imagen de la izquierda se muestra el Túnel II en toda su longitud, y en la imagen de la derecha se está realizando la medición de mapeo geomecánico de las discontinuidades.

Los datos obtenidos de la caracterización del túnel I, se encuentran en la Tabla N° 6, correspondiente a la familia 1, este cuadro es la forma del procedimiento como se llevó a cabo la caracterización del mapeo geomecánico de campo a gabinete. La caracterización completa de las discontinuidades presentes en los túneles I, II y semitúnel se presentan en el Anexo N° 1 respectivamente.

Tabla 6
 Mapeo de orientaciones y caracterización geomecánica de discontinuidades. Túnel-I, Tramo-I, “familia-I” hastial derecho (eje azimut 54°) Progresiva (0-20) m.

N°	DIP	DIP DIRECT.	DO ESPACIA- (mm)	PERSISTEN- CIA (m.)	TERMINA CIÓN	APERTURA (mm.)	RUGOSIDAD	RELLENO TIPO	RELLENO ESPESOR	ONDULA- CIÓN	METEORI- ZACION.	SUBT AGUA.
1	77	287	2	2	2	5	2	4	1	2	2	2
2	88	294	2	1	1	1	3	1	1	2	2	1
3	88	296	2	1	1	1	3	1	1	2	1	2
4	84	280	2	1	1	1	2	1	1	2	1	2
5	79	298	3	2	2	1	3	1	1	2	1	2
6	79	295	3	2	1	1	3	1	1	2	1	2
7	87	287	2	1	1	2	3	1	1	1	1	2
8	84	280	3	3	1	1	3	2	1	2	1	2
9	84	286	2	2	2	1	2	1	1	2	1	2
10	83	289	2	2	2	1	2	1	1	2	1	2
11	84	290	3	1	2	1	3	1	1	1	1	2
12	85	287	2	3	2	1	2	5	1	1	1	2
13	86	289	1	1	2	1	3	1	1	2	2	2
14	85	275	4	2	2	1	3	1	1	2	2	2
15	88	290	3	1	2	1	3	1	1	2	2	2
16	87	291	2	3	3	1	2	1	2	2	2	2
17	88	292	3	2	1	1	3	1	1	1	2	2
18	84	275	4	2	1	2	2	1	1	2	2	2
19	85	279	3	1	1	1	3	1	1	2	3	2
20	79	290	3	3	1	2	2	1	1	2	1	2
21	88	291	2	2	2	1	3	1	1	1	2	2
22	85	277	2	2	1	2	2	1	2	1	2	2
23	84	278	2	3	1	1	3	1	1	2	2	2
24	83	288	4	1	2	2	2	1	1	1	1	2
25												

4.2.2 Distribución de discontinuidades

Para establecer las características de la distribución de discontinuidades, tanto mayores y menores, el procedimiento de los datos orientacionales se realizó mediante la técnica de proyección estereográfica, utilizando la versión avanzada del programa de computo DIPS V. 6.0, de Rocscience del Departamento de Ing. Civil de la Universidad de Toronto (Canadá). Los detalles de los resultados de las características de distribución de los sistemas de discontinuidades estructurales se muestran, en el Anexo 10, Plano N° 03 (Plano Geomecánico) y en los estereogramas desarrollados con el programa Dips V. 6.0.

En las estructuras registradas en la caracterización, se incluyen diferentes tipos de discontinuidades registrado en toda su longitud de estudio, generalmente estas son: Diaclasas, fallas de contacto, pseudo estratos o juntas de estratificación. Los resultados del procesamiento de datos se presentan en el programa DIPS V. 6.0 mostradas en las Fig. 28, 29, y 30, del Túnel I Progresiva (0-96) m.

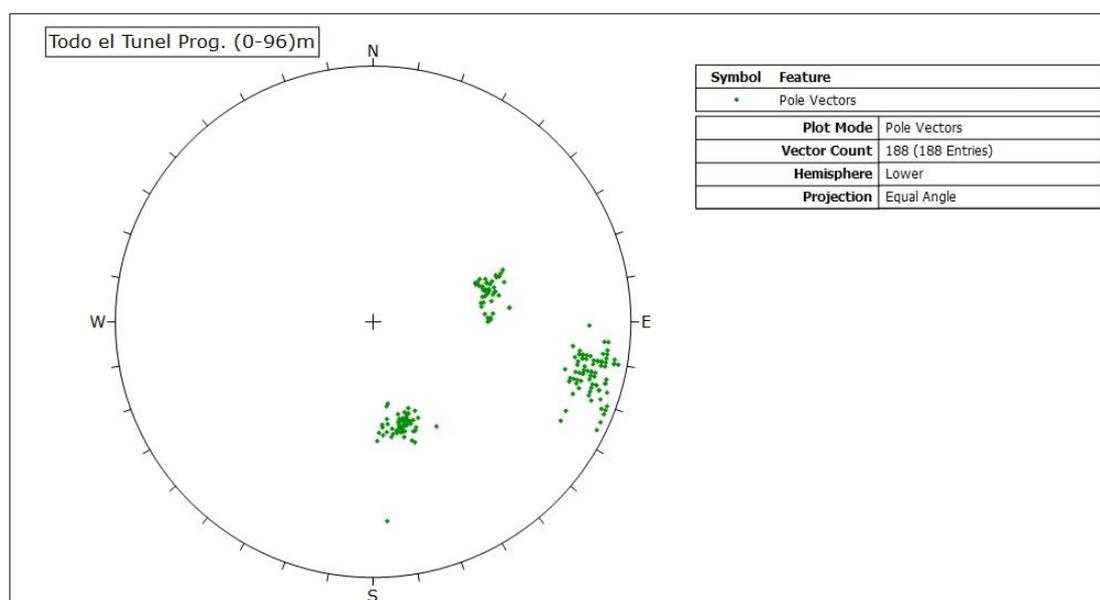


Figura 28. Diagrama estereográfico de dispersión de polos en la zona de prioridad T- I, Progresiva (0-96) m que corresponden a diaclasas y fallas menores o discontinuidades en general.

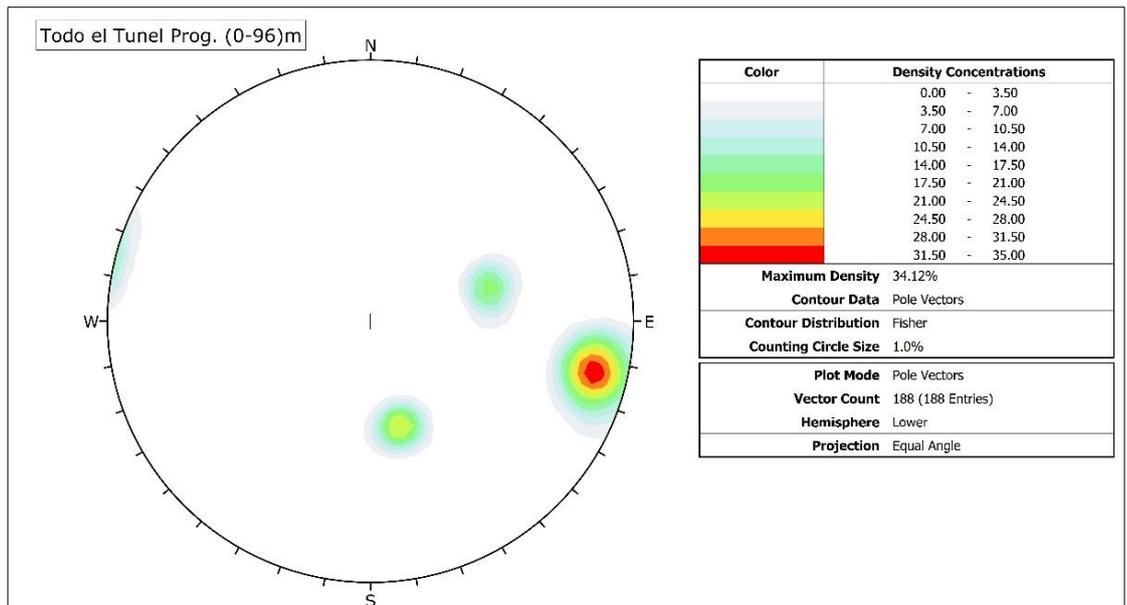


Figura 29. Diagrama estereográfica de contorno de la zona de prioridad en todo el Túnel I, Progresiva (0-96) m.

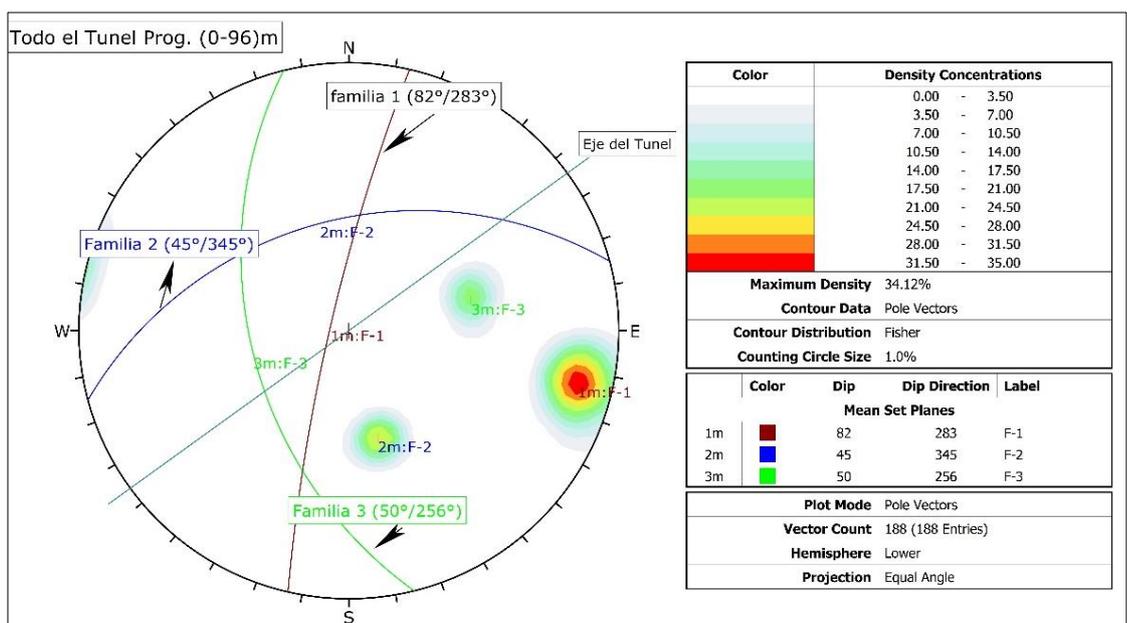


Figura 30. Diagrama estereográfico de círculos máximos, donde se verifica la cuña por la intersección de las tres familias, Zona de prioridad, Túnel-I tramo progresiva (0-96) m.

Como se puede apreciar en las Figuras 28, 29 y 30 estos resultados, están marcadamente bien definidos en tres sistemas típicos de discontinuidades estructurales, los cuales son:

Sistema 1.- Es el más importante y dominante, conformado principalmente por diaclasas y fallas. Tiene dirección y buzamiento promedio de 283° y buzamiento Promedio de 82° expresados en rumbos y buzamiento: $N77^\circ W$ y $82NW$ respectivamente.

Sistema 2.- Segundo en importancia, conformado mayormente por diaclasas y muy pocas fallas. Tiene dirección de buzamiento promedio 345° azimutales, y un buzamiento promedio 45° , expresados en rumbos y buzamiento: $S15^\circ W$ y $45SW$.

Sistema 3.- Es el tercer sistema o grupo de familia con menos discontinuidades y en menor cantidad de diaclasas u otro tipo de discontinuidades. Tiene dirección de buzamiento 256° azimutales y un buzamiento de 50° . Expresados en rumbo y buzamiento. $S74^\circ W$ y $50^\circ SW$.

Para el Túnel I en toda su longitud de 96 m, los sistemas de discontinuidades 1, 2, y 3 son los promedios aritméticos realizado por el programa Dips V-6. Para un mejor análisis de sus discontinuidades, caracterización y clasificación geomecánica, el Túnel I fue dividida en tramos de 20 m. (Total 5 tramos).

Los cálculos del túnel II, con una longitud de 132 m, también se caracterizaron 02 tramos de 20 m, y 3 tamos de 30 m. por tener diferente comportamiento a partir de los 40 m iniciales. Los cálculos, y las figuras estereográficas del Túnel I y Túnel II se presentan en el Anexo N°2.

Las mediciones y cálculos del semitúnel, que tiene una longitud de 186.m se realizaron 06 tramos de 30 m. Teniendo un comportamiento uniforme en toda su longitud donde se realizaron las caracterizaciones geomecánicas. En este tramo, se observa muy poca presencia de discontinuidades y es una zona estable.

4.3 Clasificación de la masa rocosa de los túneles i y ii y semitúnel de Karkatera.

Para la clasificación de la masa rocosa se consideró los criterios de clasificación geomecánica RMR (Rock Mass Rating o Valoración de la Masa Rocosa) de Bienawski (1989) y el sistema Q de Barton (1974). Se utilizaron estas dos clasificaciones geomecánicas porque se adecua en su caracterización para esta zona de estudio de los Túneles I, II y semitúnel. Las más utilizadas y recomendadas por el I.S.R.M (International Society for Rock Mechanics) es la clasificación geomecánica para los tramos de estudio,

lo cual nos dará el tipo de sostenimiento adecuado a utilizar en los túneles, y elevar el factor de seguridad (F.S.) en la estabilidad de los túneles viales, el que también nos pide para la entrada al Programa UNWEDGE y así darnos un factor de seguridad (F.S.) mayor que se haya aplicado sin sostenimiento y tener mayor confiabilidad de estabilidad del sostenimiento.

Los valores de resistencia compresiva de la roca intacta, fueron obtenidos tanto con el martillo de Schmidt o esclerómetro, así también en el laboratorio mediante la prueba de compresión simple. Los valores del índice de calidad a la roca (RQD) fueron determinados mediante el registro lineal de discontinuidades, utilizando la relación propuesta por Priest & Hudson (1976), teniendo como parámetros de entrada principal la frecuencia de fracturamiento por metro lineal. Los otros parámetros son medidos generalmente a la discontinuidad de mayor relevancia, Familia I.

4.3.1 Aplicación de las clasificaciones en la selección de soportes en el Túnel-I, Túnel- II y el Semitúnel

La previsión del comportamiento de macizos rocosos en excavaciones subterráneas constituye el principal objetivo de las clasificaciones geomecánicas. Por lo tanto, los mayores beneficios del empleo de una clasificación incluyen, una estimativa de autosoporte de macizos, sistemas de soporte adecuados, geometría de las excavaciones y secuencia de voladura. Otro aspecto de beneficio de las clasificaciones es que, en ellas, es posible efectuar comparaciones del desempeño entre obras realizadas en macizos semejantes, posibilitando el intercambio de experiencias sobre el sistema de soporte más eficiente en cada caso de procesos de excavación, eficacia de la excavación a lo largo del tiempo y como un medio de realimentación a las propias clasificaciones como nuevos casos históricos de éxito en los Parámetros de Clasificación.

Según Priest & Huston (1976), se tienen las fórmulas Ec.-4.1 y Ec.-4.2, para hallar el RQD, que complementará las clasificaciones Geomecánicas del Q y RMR.

$$RQD = 100 e^{-0.1\lambda(0.1\lambda+1)} \quad (\text{Ec.-4.1})$$

$$\text{Donde } \lambda = \frac{N^{\circ} \text{ de discontinuidades}}{\text{metro lineal}} \quad (\text{Ec.-4.2})$$

Índice de la Calidad de la Roca RQD Túnel-I

Tabla 7

Distancias número de discontinuidades. Y el valor RQD Del Túnel I

DOMINIO	tramo-1	tramo-2	tramo-3	tramo-4	tramo-5
Distancia (mts).	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00
Nº de discontinuidad.	55	37.00	33.00	32.00	31.00
λ	2.7	1.85	1.65	1.60	1.55
RQD	70.41	80.30	82.5	83.05	83.60

Espaciamiento de Discontinuidades

Se tomaron la distancia perpendicular entre discontinuidades adyacentes. Este determina el tamaño de los bloques de roca intacta. Cuanto menos espaciado tenga, los bloques serán más pequeños y cuando más espaciado tenga, los bloques serán más grandes Las condiciones de las discontinuidades se definen por los siguientes parámetros:

- Persistencia.
- Apertura.
- Rugosidad.
- Relleno.
- Intemperización.

Ajuste de Orientación de Discontinuidades

Efecto del rumbo y buzamiento de las discontinuidades en las condiciones de estabilidad de la excavación.

Uso de los Sistemas de Clasificación Geomecánica Q y RMR para Evaluar la Estabilidad de Excavaciones tomando como muestra el Túnel I tramo 2, en las Ec.-4.3 y Ec.-4.4 tiene como resultado Q de 10.71 y un RMR= 66.9 luego de correlacionar con la Ec.-4.5, el resto de los resultados del Túnel I se encuentra en la Tabla 7.

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \quad (\text{Ec.-4.3})$$

Reemplazando en (Ec.-4.3) se obtiene para el T- I, Tramo 2

$$Q = \frac{80.3}{9} \times \frac{3}{1} \times \frac{1}{2.5}$$

$$Q = 10.71$$

$$RMR = \sum (RC + RQD + A + B + A + D) \quad (\text{Ec.-4.4})$$

$$RMR = \sum (12 + 17 + 10 + 25 + 10 - 5)$$

$$RMR_i = 69$$

Correlación entre RMR y Q

$$RMR_f = 10.5 \ln Q + 42 \quad (\text{Ec.-4.5})$$

$$RMR = 10.5 \ln 10.71 + 42$$

$$RMR = 66.9$$

Correlación para los valores de RMR

$$\text{Correlacion} = \left| \frac{RMR_f - RMR_i}{RMR_f} \right| \quad (\text{Ec.-4.6})$$

$$\text{Correlacion} = \left| \frac{66.9 - 69}{66.9} \right| = 0.031 = 3.1\%$$

Donde:

RMR_f = Es el RMR obtenido a partir de Q mediante una Correlación

RMR_i = Es el RMR obtenida la sumatoria de la valoración de los parámetros obtenidos del mapeo geomecánico.

La Correlación entre los valores de RMR_f y RMR_i Ec.-4.6, no debe ser mayor al 5%, si fuera mayor es posible existan errores en la asignación de valores a los

parámetros del macizo rocoso en el momento que se realiza el mapeo geomecánico.

Análogamente se resuelve para el resto de los dominios estructurales que se encuentran en la tabla general de resultados Tabla N° 8, los parámetros de clasificación en la tabla N° 9, son los resultados del Túnel I, donde se indican el tipo de sostenimiento a realizar, el ángulo de fricción a tomar en cuenta, para hallar el tipo de cuña y el factor de seguridad (F.S.). Las tablas de aplicación del RMR de (Bienawski) Q (Barton) más los resultados del túnel II y Semitúnel se encuentran en el Anexo N° 3.

Tabla 8
Parámetros Clasificación Geomecánica Q y R.M.R. del túnel I por tramos
(Descripción).

DOMINIO	T-1 Tra-1	T-1 Tra-2	T-1 Tra-3	T-1 Tra-4	T-1 Tra-5
RESULTADOS Q DE BARTON					
Distancia (mts).	20	20	20	20	20
Nº de discontinui.	55	37	33	32	31
λ	2.75	1.85	1.65	1.6	1.55
RQD	70.41	80.30	82.50	83.05	83.60
Jn	tres sistemas de juntas				
Jr	Rugoso e irregular, ondulado	Rugoso e irregular, ondulado	Rugoso e irregular, ondulado	juntas discontinuas	Rugoso e irregular, ondulado
Ja	Juntas con paredes ligeramente alteradas, rocas dessintegradas librs de arcilla	Juntas con paredes no alteradas solo con coloracion superficial	Escaso recubrimiento,duro, relleno endurecido e impermeable	Juntas con paredes no alteradas solo con coloracion superficial	Juntas con paredes ligeramente alteradas, rocas dessintegradas librs de arcilla
Jw	Excavaciones secas o flujo pequeños	Flujo o presion media, labado ocasionalmente del relleno de las junta	Flujo o presion media, labado ocasionalmente del relleno de las junta	Excavaciones secas o flujo pequeños	Excavaciones secas o flujo pequeños
SRF	Zonas simples de corte en roca competente (libre de arcilla),(prof. De excav. <50m)	Zonas simples de corte en roca competente (libre de arcilla),(prof. De excav. >50m)	Zonas simples de corte en roca competente (libre de arcilla),(prof. De excav. >50m)	Zonas simples de corte en roca competente (libre de arcilla),(prof. De excav. >50m)	Zonas simples de corte en roca competente (libre de arcilla),(prof. De excav. <50m)
Q	6.19601	10.70706	14.66704	9.74463	7.35672
RESULTADOS RMR					
RC (Comp. Medi.)Mpa.	126.68	126.68	126.68	126.68	126.68
RQD	70.41	80.30	82.50	83.05	83.60
Espac. De juntas (m)	0.2-0.6	0.2-0.6	0.6-1	0.6-1	0.6-1
Estado de fisuras	Ligeramente rugoso e<1mm borde duro	Ligeramente rugoso e<1mm borde duro	Ligeramente rugoso e<1mm borde blando	Ligeramente rugoso e<1mm borde blando	Ligeramente rugoso e<1mm borde duro
Agua subterráneas	Lige. Húmedo	Lige. Húmedo	Húmedo	Lige. Húmedo	Lige. Húmedo
Ajuste, Orient. Discon	perpendicular al eje				
RMR	69	69	66	69	74
RMRf	61.16	66.9	70.2	65.9	62.95
CORR.RMRi Y RMRf	0.1282	0.0314	0.0598	0.0470	0.1755
CALIDAD DE LA ROCA	II	II	II	II	II

Cabe indicar que el afloramiento rocoso predominante en la zona de estudio son rocas calizas y han sido medidos en su totalidad como estructuras menores de las familias I, II, y III, que forman cuñas en cada tramo los cuales son estudiados y verificados con análisis paramétricos y probabilísticos. Este cuadro nos da los índices del RMR y Q de las clasificaciones geomecánicas, asimismo un tipo de sostenimiento que será útil para la

entrada del programa UNWEDGEL, que verificará la existencia de cuñas y el factor de seguridad (FS).

Tabla 9
Resultados de los Parámetros Clasificación Geomecánica Q y R.M.R. del túnel I por tramos (Descripción).

DOMINIO	T-1 Tra-1	T-1 Tra-2	T-1 Tra-3	T-1 Tra-4	T-1 Tra-5
Distancia (mts).	20	20	20	20	20
Nº de discontinui.	55	37	33	32	31
λ	2.75	1.85	1.65	1.6	1.55
RQD	70.41	80.30	82.50	83.05	83.60
Jn	9	9	9	9	9
Jr	3	3	3	4	3
Ja	1	1	0.75	1	1
Jw	0.66	1	1	0.66	0.66
SRF	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
Q	6.20	10.71	14.67	9.74	7.36
VALORACION RMR					
RC	12	12	12	12	12
RQD	17	17	17	17	17
Espac. De juntas	10	10	15	15	15
Estado de fisuras	25	25	20	20	25
Agua subterráneas	10	10	7	10	10
Ajuste, Orient. Discon	-5	-5	-5	-5	-5
RMR	69.00	69.00	66.00	69.00	74.00
RMRf	61.16	66.9	70.2	65.9	62.95
CORR.RMRi Y RMRf	0.128	0.031	0.060	0.047	0.176
CALIDAD DE LA ROCA	II	II	II	II	II
SOSTENIMIENTO.	Pernos locales, con longitud de (2-3)m. separacion (2-2.5) event. Con malla	Pernos locales, con longitud de (2-3)m. separacion (2-2.5) event. Con malla	Pernos locales, con longitud de (2-3)m. separacion (2-2.5) event. Con malla	Pernos locales, con longitud de (2-3)m. separacion (2-2.5) event. Con malla	Pernos locales, con longitud de (2-3)m. separacion (2-2.5) event. Con malla
	25°-35°	25°-35°	25°-35°	25°-35°	25°-35°

4.4 Análisis de los túneles y semitúneles viales de Karkatera

El desarrollo de los estudios realizados en las obras túneles y semitúneles viales, los datos fueron tomados en campo desde el levantamiento topográfico, mapeo geológico superficial y subterráneo, fallas principales, mapeo geotécnico para la caracterización de las discontinuidades que luego se obtendrá las clasificaciones geomecánicas de RQD,

RMR y el Q de Barton para tomar como base de sostenimiento y comparar con la investigación de la aplicación de métodos probabilísticos.

El sistema de soporte utilizado en el estudio fue diseñado para túneles, con características constantes y de acuerdo a las clasificaciones geomecánicas se obtendrá como la calidad de roca Tipo II según Bieniawski, lo que indica un sostenimiento con pernos de anclaje locales, con longitud de 2-3 m. y separación de 2-2.5 m. y eventualmente con mallas metálicas, definidas con el sistema RMR de Bieniawski y Q de Barton. Estos resultados se encuentran en la Tablas del Túnel I y del Túnel II, ambos se encuentran en el Anexo 3.

4.4.1 Procesamiento de datos

El análisis de datos se realizó de acuerdo a dos líneas de trabajo definidas al inicio del estudio. La primera línea de investigación estudia el problema de la estabilidad de las cuñas en túneles por medio de un enfoque determinista, mientras que la segunda línea estudia el mismo problema por un enfoque probabilístico.

El enfoque determinista, usando valores medios de las características presentes en el problema objeto de estudio, es decir, sin la variabilidad estudio de los valores previamente conocidos de tales variables. Por lo tanto, estos valores medios se obtienen a partir de la simple adquisición o por la media aritmética de las variables conocidas del problema bajo los valores de estudio. El enfoque probabilístico, a diferencia del determinista considera la variabilidad natural de los valores de los parámetros actuales en cuestión, por la desviación y / o variación estándar. Por lo tanto, se requiere un mayor número de valores de estas variables para la determinación de la desviación estándar. Definida la Línea de estudio, fue necesaria la determinación de los valores de las variables que intervienen en el problema de dos vertientes, una con datos promedio y otras con datos vectoriales. Posteriormente, se realizó la obtención de la desviación estándar para los datos medios y vectoriales. Se decidió por el fraccionamiento de los túneles en tramos de 20 m y 30 m y de estos definidos para los datos medios y/o vectoriales, los valores de las orientaciones de las discontinuidades a seguir, fue seleccionado el tramo que mejor describiese el comportamiento de las orientaciones de las discontinuidades existentes en cada túnel estudiado.

La selección del tramo más representativo se realizó por estudios del grado de dispersión de las familias de discontinuidades presentes en cada sección, en relación con todos los existentes a lo largo de las familias del túnel. Este estudio consistió en la determinación de las orientaciones de las familias de discontinuidades contenidas en las secciones o tramos cada 20 m, en el túnel I y, de 20 m y 30 m para el túnel II; para el semitúnel la sección fue de 30 m. Después se calcula la determinación de la desviación estándar de los tramos distintamente, de estos desvíos estándar será seleccionado el tramo con menor grado de dispersión, finalmente fue definida la división del túnel en tramos de 20 m. y 30 m.

4.4.1.1 Tratamiento medio de las orientaciones

Los valores promedio fueron obtenidos de proyecciones estereográficas de los tramos seleccionados y se utilizaron en los estudios deterministas y probabilísticas de los túneles viales Karkatera. Las Figuras 31 y 32 muestran la proyección estereográfica de todo el túnel I. Las Figs. 33 y 34 muestran la proyección estereográfica solo del tramo I o progresiva 0-20 m de TVK, en la que se observan en este tramo las tres familias de discontinuidades. Las otras proyecciones estereográficas de los tramos 2, 3, 4 y 5 de los túneles en estudio se presentan en el Anexo 2.

Los resultados medios de las orientaciones se encuentran en las tablas N° 10, 11 y 12 del Túnel I y del Túnel II, que son extraídos del promedio de cada familia encontrándose principalmente tres familias precisando que la Familia o Set 1 es de mayor preponderancia por tener mayor cantidad de discontinuidades y así sucesivamente, los que fueron obtenidos de los tramos resueltos por el programa Dips proyección estereográfica de los Túneles Viales Karkatera (TVK) de cada progresiva. Estos resultados medios serán utilizados para el programa UNWEDGE y verificando la formación de cuñas y sus posteriores estudios de cálculos probabilísticos.

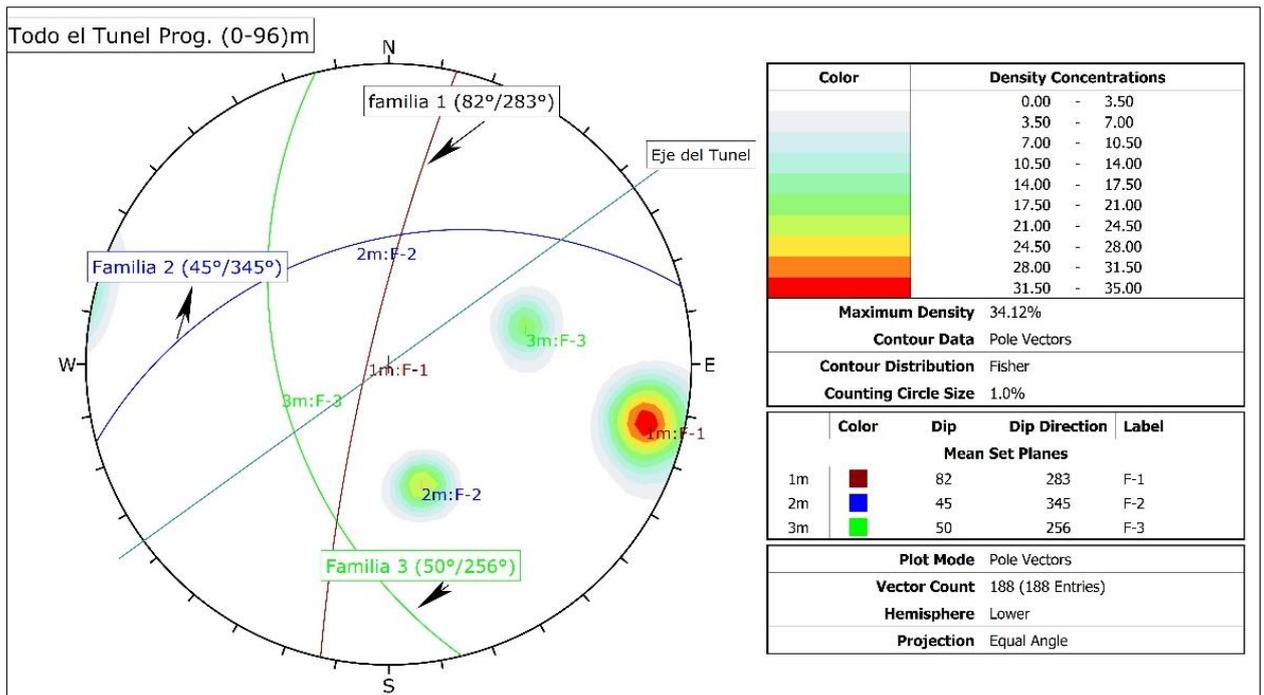


Figura 31. Proyección estereográfica T-I, para todo el Túnel (0-96) m promedio de las discontinuidades.

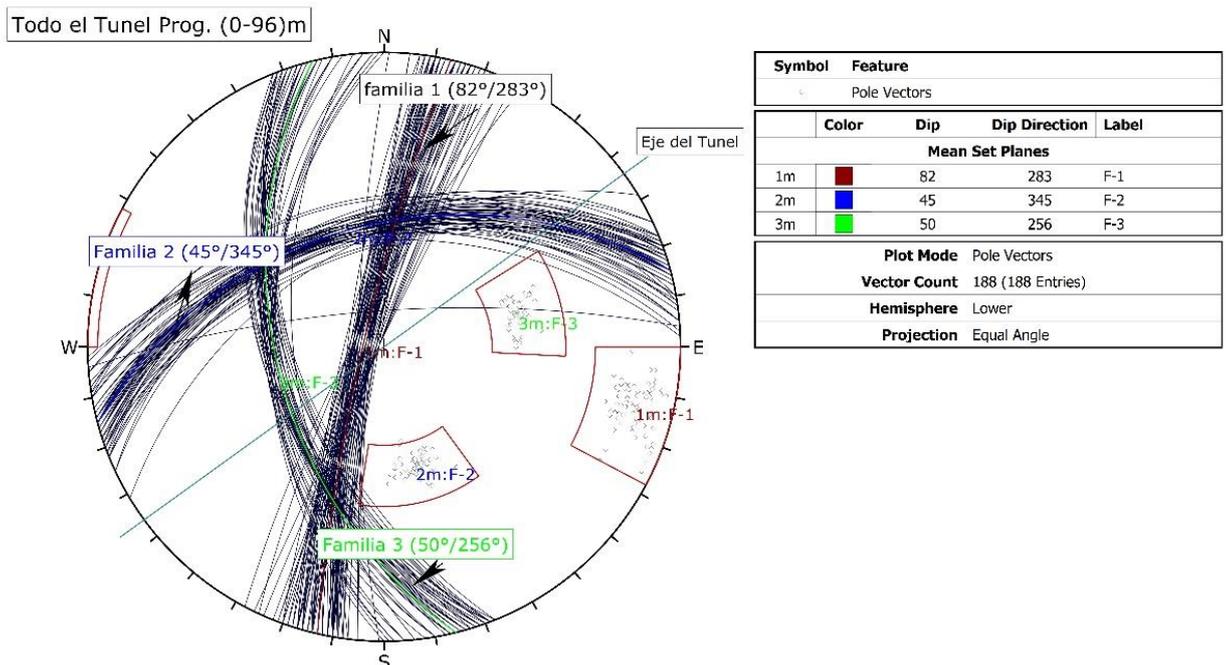


Figura 32. Proyección estereográfica T-I, para todo el Túnel (0-96) m círculos mayores de discontinuidades.

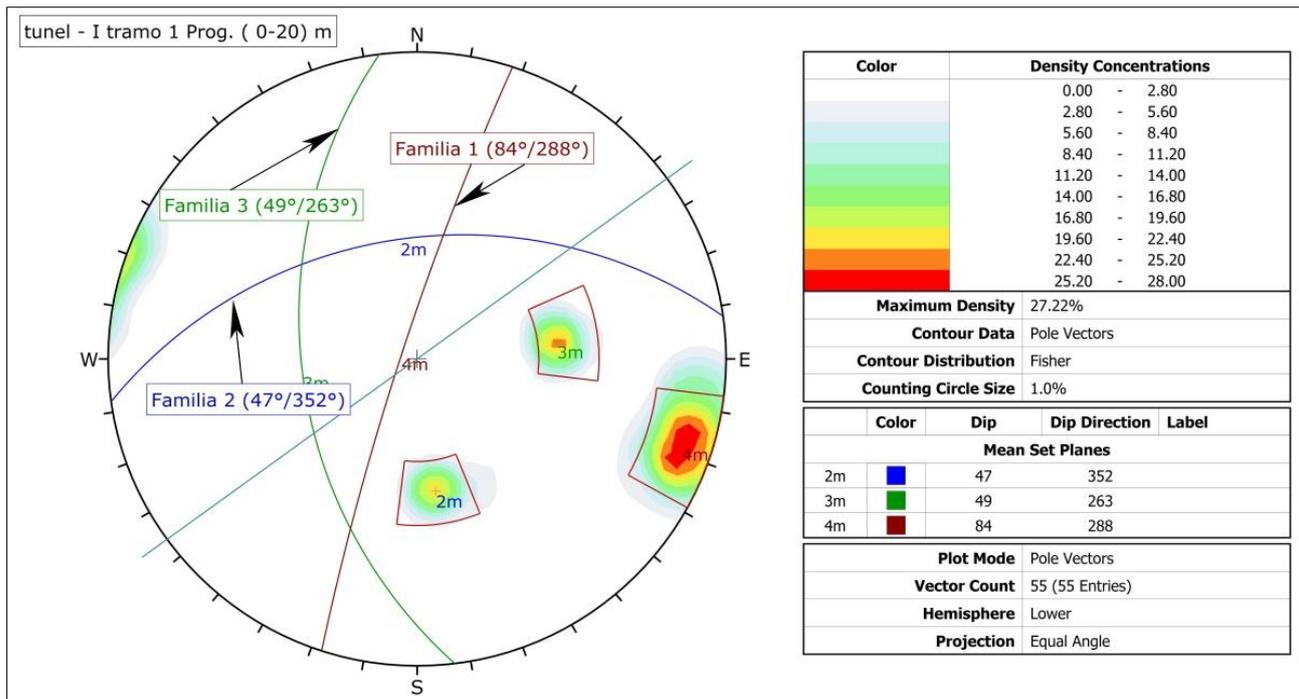


Figura 33. Proyección estereográfica de TVK T-I progresiva (0-20) m.

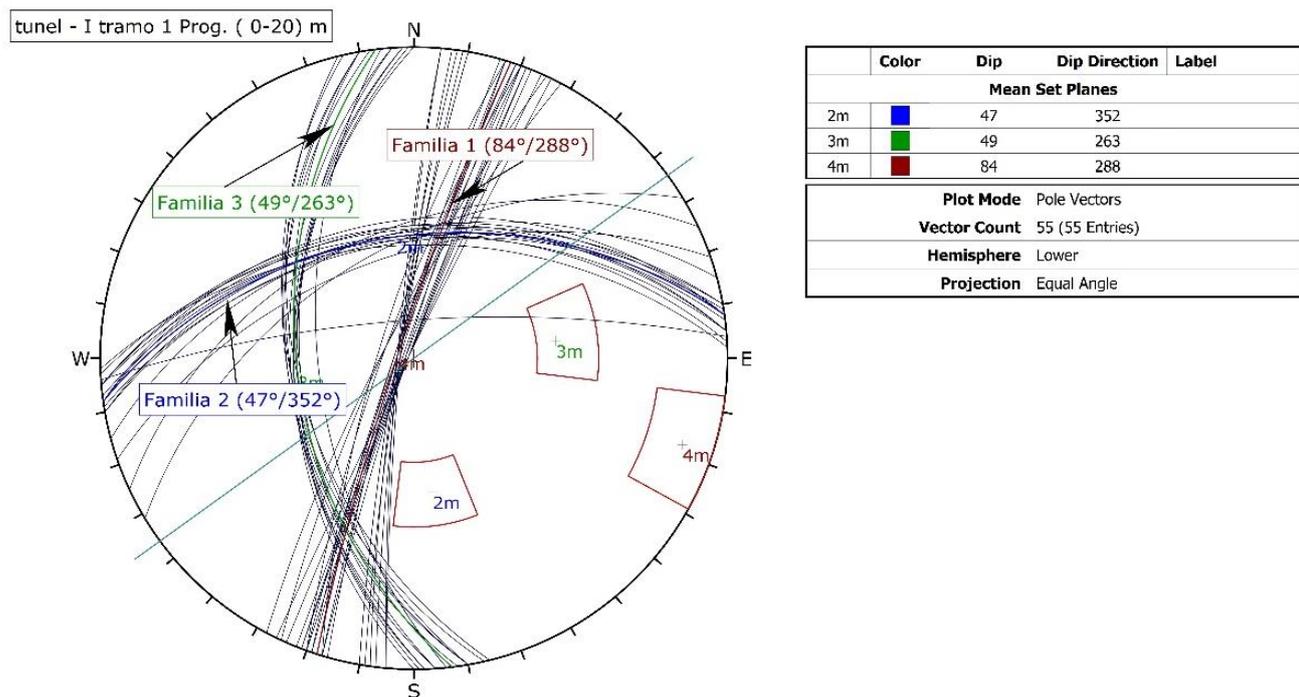


Figura 34. Proyección estereográfica de TVK T-I progresiva 0-20 m. círculos mayores

Por medio de las proyecciones estereográficas de cada tramo, en toda la extensión de los túneles, fueron obtenidos los valores medios del buzamiento y dirección de buzamiento los que se muestran en las tablas N° 10, 11 y 12, estos presentan los valores medios para los T-I y T-II respectivamente.

Tabla 10
Datos medios de TVK.(Túnel I) por tramos de (0-20) m.

	Trecho o Tramo	Familia 1		Familia 2		Familia 3	
		Dip	dip Dir	Dip	dip Dir	Dip	dip Dir
Datos Medios Dips	00-20 m	85	289	47	351	49	263
	20-40m	82	280	45	340	49	250
	40-60 m	83	283	46	345	51	253
	60-80 m	81	282	44	343	52	251
	80-96m	79	284	44	344	52.0	254
	Todo el Túnel	82	283	45	345	50	256

Tabla 11
Datos medios de TVK.(Túnel II) por tramos de 20m y de 30m.

	Trecho o Tramo	Familia 1		Familia 2		Familia 3	
		Dip	dip Dir	Dip	dip Dir	Dip	dip Dir
Datos Medios Dips	00-20 m	77	273.0	82	102	85	317
	20-40m	81.0	274	78	99	84	317
	0-40 todo	79.0	273	80	101	85	317
	40-70 m	84	285	78	99.0	75	319
	70-100 m	80	285	78	99	72	319
	100-132m	86	282	78	103	77.0	318
	Todo el Túnel	83	284	78	102	75	320

Tabla 12
Datos medios de tres brechas TVK.(Túnel II) por tramos de 30m.

	TRECHO	Dip	dip Dir	Dip	dip Dir
BRECHA	40-70 m	78	328	77	327
	70-100 m	78	339	75	338
	100-132m	78	339	75	338

4.4.1.2 Tratamiento vectorial de las orientaciones

El tratamiento de las orientaciones de las discontinuidades existentes en los túneles fue realizado a partir de la propuesta de Priest (1985). Así, fueron obtenidas las orientaciones medias de las discontinuidades presentes en cada tramo de túnel para posterior determinación de sus desvíos estándar o padrón. Primeramente, cada orientación de las

discontinuidades mapeadas en los túneles, son convertidas en un vector unitario de máximo buzamiento

$$U = (X_i, Y_i, Z_i) \tag{Ec.-4.7}$$

Este vector tiene sus componentes determinados por las siguientes ecuaciones:

$$X_i = \cos \alpha \text{sen}(90^\circ - \beta) \tag{Ec.-4.8}$$

$$Y_i = \text{sen} \alpha \text{sen}(90^\circ + \beta) \tag{Ec.-4.9}$$

$$Z_i = \cos(90^\circ - \beta) \tag{Ec.-4.10}$$

Dónde:

α =Representa el ángulo de la dirección de vector buzamiento.

β =Representa el ángulo de Vector buzamiento

$(90^\circ - \beta)$ - Ver en la Figura 35.

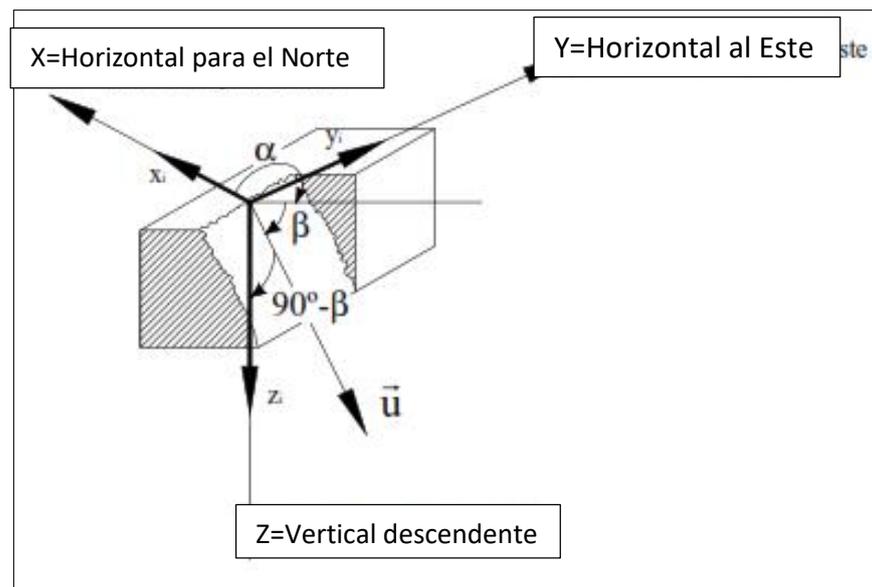


Figura 35. Sistema de coordenadas cartesianas (modificado - Priest, 1985).

Fuente: Gianini (1992)

Después de la conversión de las orientaciones en vectores unitarios de máximo buzamiento, era realizada al chequeo de las coordenadas x_i, y_i, z_i por la ecuación Ec.-4.11 a seguir. El chequeo tenía la finalidad de verificar si realmente las coordenadas obtenidas (x_i, y_i, z_i) representan un vector de longitud unitaria. La ecuación de verificación del vector unitario de máximo buzamiento es:

$$X_i^2 + Y_i^2 + Z_i^2 = 1 \quad (\text{Ec.-4.11})$$

En la siguiente ecuación, se calculó el promedio resultante de los vectores obtenidos. Este resultado representa la dirección media del conjunto, pero su longitud es el grado de dispersión alrededor de los vectores medios (Lauro, 2001).

$$R_{medio} = \sqrt{(\sum x_i)^2 + (\sum y_i)^2 + (\sum z_i)^2} \quad (\text{Ec.-4.12})$$

De los datos vectoriales fueron calculados los buzamientos medio y la dirección media del buzamiento por las ecuaciones que siguen respectivamente:

$$\beta_{medio} = \arctg \left[\frac{(\sum z_i)}{\sqrt{(\sum x_i)^2 + (\sum y_i)^2}} \right] \quad (\text{Ec.-4.13})$$

$$\alpha_{medio} = \arctg \left[\frac{(\sum y_i)}{(\sum x_i)} \right] + q \quad (\text{Ec.-4.14})$$

El parámetro q es necesario debido a la función tangente, presente en la ecuación 6.8 a presentado en la mayoría de sus cálculos un valor en el rango de $-90^\circ \leq \alpha_{medio} \leq 90^\circ$. Así este es determinado a seguir:

- Se $\sum x_i \geq 0$ e $\sum y_i \geq 0$, entonces $q = 0$;
- Se $\sum x_i < 0$ e $\sum y_i \geq 0$, entonces $q = 360^\circ$;
- Para todos los otros señalados de x_i e y_i , $q = 180^\circ$.

Aplicando las ecuaciones 4.7 al 4.14, se halló el buzamiento medio y la dirección media del buzamiento, para una mejor comprensión del tratamiento vectorial y estadístico realizado, en las Tablas 13, 14, y 15 presenta el tratamiento de los datos de la Familia 1, 2 y 3 observados en el Túnel Vial Karkatera (túnel I), cuando éste es analizado en el tramo de 20 m. El resto de los cálculos, se encuentra en el Anexo N° 4.

Tabla 13
Tratamiento Vectorial de la Familia-1 TVK.

N°	n=24		q=360°			CHEQUEO DEL VECTOR UNITARIO	DIRECCION MEDIA (Rmedia)	BUZAMIENTO MEDIO (βmedio)	DIRECCION MEDIO DEL BUZAMIENTO (αmedio)
	DIP β	DIP DIRECT. α	COORDENADAS						
			Xi	Yi	Zi				
1	77	287	0.0658	-0.2151	0.9744	1			
2	88	294	0.0142	-0.0319	0.9994	1			
3	88	296	0.0153	-0.0314	0.9994	1			
4	84	280	0.0182	-0.1029	0.9945	1			
5	79	298	0.0896	-0.1685	0.9816	1			
6	79	295	0.0806	-0.1729	0.9816	1			
7	87	287	0.0153	-0.0500	0.9986	1			
8	84	280	0.0182	-0.1029	0.9945	1			
9	84	286	0.0288	-0.1005	0.9945	1			
10	83	289	0.0397	-0.1152	0.9925	1			
11	84	290	0.0358	-0.0982	0.9945	1			
12	85	287	0.0255	-0.0833	0.9962	1			
13	86	289	0.0227	-0.0660	0.9976	1			
14	85	275	0.0076	-0.0868	0.9962	1			
15	88	290	0.0119	-0.0328	0.9994	1			
16	87	291	0.0188	-0.0489	0.9986	1			
17	88	292	0.0131	-0.0324	0.9994	1			
18	84	275	0.0091	-0.1041	0.9945	1			
19	85	279	0.0136	-0.0861	0.9962	1			
20	79	290	0.0653	-0.1793	0.9816	1			
21	88	291	0.0125	-0.0326	0.9994	1			
22	85	277	0.0106	-0.0865	0.9962	1			
23	84	278	0.0145	-0.1035	0.9945	1			
24	83	288	0.0377	-0.1159	0.9925	1			
			0.6842	-2.2478	23.8480		23.9635	84.3731	286.9300

Tabla 14
Tratamiento Vectorial de la Familia-2 TVK

N°	n=17		q=360°			CHEQUEO DEL VECTOR UNITARIO	DIRECCION MEDIA (Rmedia)	BUZAMIENTO MEDIO (βmedio)	DIRECCION MEDIO DEL BUZAMIENTO (αmedio)
	DIP β	DIP DIRECT. α	COORDENADAS						
			Xi	Yi	Zi				
1	45	335	0.6409	-0.2988	0.7071	1			
2	45	355	0.7044	-0.0616	0.7071	1			
3	44	352	0.7123	-0.1001	0.6947	1			
4	46	345	0.6710	-0.1798	0.7193	1			
5	47	353	0.6769	-0.0831	0.7314	1			
6	44	355	0.7166	-0.0627	0.6947	1			
7	76	356	0.2413	-0.0169	0.9703	1			
8	50	358	0.6424	-0.0224	0.7660	1			
9	51	329	0.5394	-0.3241	0.7771	1			
10	53	341	0.5690	-0.1959	0.7986	1			
11	48	350	0.6590	-0.1162	0.7431	1			
12	47	357	0.6811	-0.0357	0.7314	1			
13	48	355	0.6666	-0.0583	0.7431	1			
14	49	256	-0.1587	-0.6366	0.7547	1			
15	49	351	0.6480	-0.1026	0.7547	1			
16	42	352	0.7359	-0.1034	0.6691	1			
17	46	350	0.6841	-0.1206	0.7193	1			
			10.0302	-2.5190	12.6819		16.3640	50.8038	345.9022

Tabla 15
Tratamiento Vectorial de la Familia 3 TVK

N°	n=14		q=180°			CHEQUEO DEL VECTOR UNITARIO	DIRECCION MEDIA (Rmedia)	BUZAMIENTO MEDIO (βmedio)	DIRECCION MEDIO DEL BUZAMIENTO (αmedio)
	DIP β	DIP DIRECT. α	COORDENADAS						
			Xi	Yi	Zi				
1	56	264	-0.0585	-0.5561	0.8290	1			
2	46	260	-0.1206	-0.6841	0.7193	1			
3	47	257	-0.1534	-0.6645	0.7314	1			
4	49	269	-0.0114	-0.6560	0.7547	1			
5	48	270	0.0000	-0.6691	0.7431	1			
6	50	266	-0.0448	-0.6412	0.7660	1			
7	56	264	-0.0585	-0.5561	0.8290	1			
8	50	260	-0.1116	-0.6330	0.7660	1			
9	49	268	-0.0229	-0.6557	0.7547	1			
10	49	256	-0.1587	-0.6366	0.7547	1			
11	47	260	-0.1184	-0.6716	0.7314	1			
12	46	262	-0.0967	-0.6879	0.7193	1			
13	48	268	-0.0234	-0.6687	0.7431	1			
14	47	266	-0.0476	-0.6803	0.7314	1			
			-1.0265	-9.0610	10.5733		13.9625	49.2238	263.5367

Como resultado final del tratamiento estadístico para cada tramo de los túneles y en toda la extensión de éstos, los valores se presentan en las Tablas 16 y 17, los valores medios tratados estadísticamente del buzamiento y de la dirección del buzamiento, para el TVK-I, TVK-2

respectivamente. Estos valores se utilizaron en los estudios determinísticos y probabilísticos.

Tabla 16
Datos medios tratados Vectorialmente de TVK-1.(Túnel- I) por tramos de (0-20) m.

	Tramo o Tramo	Familia 1		Familia 2		Familia 3	
		Dip	dip Dir	Dip	dip Dir	Dip	dip Dir
Datos	00-20 m	84.37	286.93	50.8	345.9	49.22	263.54
Medios Vectoriales	20-40m	82.14	279.52	45.03	339.91	48.57	250.23
	40-60 m	82.99	282.87	45.84	345.44	50.78	253.22
	60-80 m	80.67	282.36	44.11	343.11	52.31	251.51
	80-96m	79.18	284.22	44.47	344.48	52.16	253.81
	Todo el Túnel	82.33	283.23	46.55	343.83	50.47	255.67

Tabla 17
Datos medios tratados Vectorialmente de TVK-2. (Túnel II) por tramos de (20-30) m.

	Tramo o Tramo	Familia 1		Familia 2		Familia 3	
		Dip	dip Dir	Dip	dip Dir	Dip	dip Dir
Datos	00-20 m	77.930	274.020	80.010	101.730	83.010	317.990
Vectoriales	20-40m	80.020	274.790	78.290	98.740	84.290	316.780
	0-40 todo	78.920	274.350	80.020	100.520	83.760	317.340
	40-70 m	83.820	284.520	77.860	98.930	75.400	318.280
	70-100 m	80.110	284.730	77.870	101.130	71.810	317.640
	100-132m	85.640	281.980	77.890	103.210	76.200	319.570
	Todo el Túnel	83.960	284.060	77.880	101.330	74.470	318.510

4.4.2 Análisis de la estabilidad de cuñas en los túneles-I y II

En el análisis de estabilidad se propuso analizar las discontinuidades o agrietamientos del macizo rocoso de los túneles para determinar la forma de los bloques potencialmente peligrosos. Se realizó el análisis de la estabilidad de cuñas que se forman por la excavación del macizo rocoso, este análisis se realizó con las herramientas computarizadas de los Software de mecánica de rocas: Auto CAT-Civil3D 2013, Dips5 y Unwedge 3.0. Para la información utilizada en la construcción de los túneles viales I y II, se analizaron las cuñas sin sostenimiento y con sostenimiento; asimismo para la estabilidad de los túneles se idealizo un sostenimiento de pernos locales con longitud de 2 a 3 m y mallas metálicas eventualmente, como se indica en el Ítem 4.3.1 y la Tabla 7, de acuerdo a la clasificación de Q de Barton y RMR de Bieniawski, distribución de las discontinuidades, dirección del alineamiento longitudinal de la excavaciones, espaciamiento de las discontinuidades, ángulo de fricción y cohesión. Los

resultados de los análisis efectuados en el programa Unwedge 3.0, se concluye lo siguiente:

En el Túnel-I sin sostenimiento en el hastial derecho el Factor de Seguridad es: 0.665, Volumen de la cuña: 3.372 m³, Peso de la cuña: 8.868 toneladas, Cuña de techo Factor de seguridad: 0.093, Volumen de la cuña: 0.435 m³, Peso de la cuña: 1.144 toneladas, estos valores indican condiciones potencialmente inestables, con el tiempo estas cuñas podrían caer desde el techo cuando estén involucrados discontinuidades mayores. En cambio, con sostenimiento, Cuña hastial derecha el Factor de seguridad sería: 5.348, Peso de la cuña: 8.868 toneladas, Área de la cara de la excavación: 5.52 m², Cuña de techo Factor de seguridad: 9.214, Peso de la cuña: 1.144 toneladas, Área de la cara de la excavación: 1.52 m². Estos resultados nos indica que con la aplicación de un sostenimiento adecuado el FS aumenta considerablemente en la estabilidad de los túneles viales I y II. Los resultados e información de análisis de cuñas por tramos de manera determinista y vectorialmente se encuentran en el Anexo 5. Cabe resaltar que el Factor de Seguridad es uno de los parámetros de estudio de probabilidades. Teniendo en cuenta esta característica se centra el trabajo en el estudio del análisis de cuñas los resultados de los Factores de Seguridad (FS) con sostenimiento y sin sostenimiento tanto vectorialmente y determinista. para hallar la probabilidad de ruptura (PR). Se tiene el resumen del FS en las Tablas N° 18 y 19 siguientes y el resumen del FS del Túnel II se encuentra en el Anexo N° 5.

El F.S. tratado por datos medios y vectorialmente, tienen un comportamiento de valores casi similares. Los valores tratados Vectorialmente tienen valores más uniformes.

En las Figuras 36 y 37 se observan las cuñas sin sostenimiento y con sostenimiento por el programa Dips5 y Unwedge, con las indicaciones de las clasificaciones geomecánicas RMR y Q. El resto de las figuras con datos medios y vectoriales de los Túneles-I y II se encuentran en el Anexo N°5.

Tabla 18
Valores del Factor de Seguridad desarrollado por el programa Unwedge Datos medios tratados de TVK. (Túnel-I).

	tramo (m)	pared Dere. (FS)	techo (FS)	Tramo (m)	N°	(0-20)m (FS)	(20-40)m (FS)	(40-60)m (FS)	(60-80)m (FS)	(80-96)m (FS)
sin sostenimiento	0-20.	0.620	0.058	sin sostenimiento	1	0.620	0.665	0.642	0.688	0.688
	20-40	0.665	0.093		2	0.058	0.093	0.082	0.105	0.129
	40-60	0.642	0.082		3	0.941	1.001	0.945	1.007	1.002
	60-80	0.688	0.105		4	0.578	0.578	0.538	0.519	0.519
	80-96	0.688	0.128		con sostenimiento	1	4.806	5.014	5.985	9.930
todo	0.665	0.093	2	8.806		8.488	7.857	7.395	6.777	
con sostenimiento	0-20.	4.806	8.798	3		2.923	2.371	2.287	2.080	2.117
	20-40	5.014	8.488	4		0.941	1.001	0.945	1.080	1.002
	40-60	5.985	7.857							
	60-80	9.930	7.395							
	80-96	12.258	6.777							
	todo	5.348	9.214							

Tabla 19
Valores del FS desarrollado por el programa Unwedge Datos medios tratados Vectorialmente de TVK. (Túnel-I)

	tramo (m)	pared Dere. (FS)	techo (FS)	Tramo (m)	N°	(0-20)m (FS)	(20-40)m (FS)	(40-60)m (FS)	(60-80)m (FS)	(80-96)m (FS)
sin sostenimiento	0-20.	0.542	0.066	sin sostenimiento	1	0.542	0.664	0.646	0.686	0.677
	20-40	0.664	0.092		2	0.066	0.092	0.082	0.109	0.127
	40-60	0.646	0.082		3	0.601	1.001	0.938	1.004	0.981
	60-80	0.686	0.109		4	0.573	0.587	0.543	0.514	0.216
	80-96	0.677	0.127		con sostenimiento	1	3.760	4.609	5.846	8.117
todo	0.630	0.090	2	8.160		9.043	8.254	7.166	6.651	
con sostenimiento	0-20.	3.760	8.160	3		16.246	2.475	2.335	2.067	2.072
	20-40	4.609	9.043	4		0.601	1.001	0.938	1.004	0.981
	40-60	5.843	8.254							
	60-80	8.117	7.166							
	80-96	9.680	6.651							
	todo	5.579	8.160							

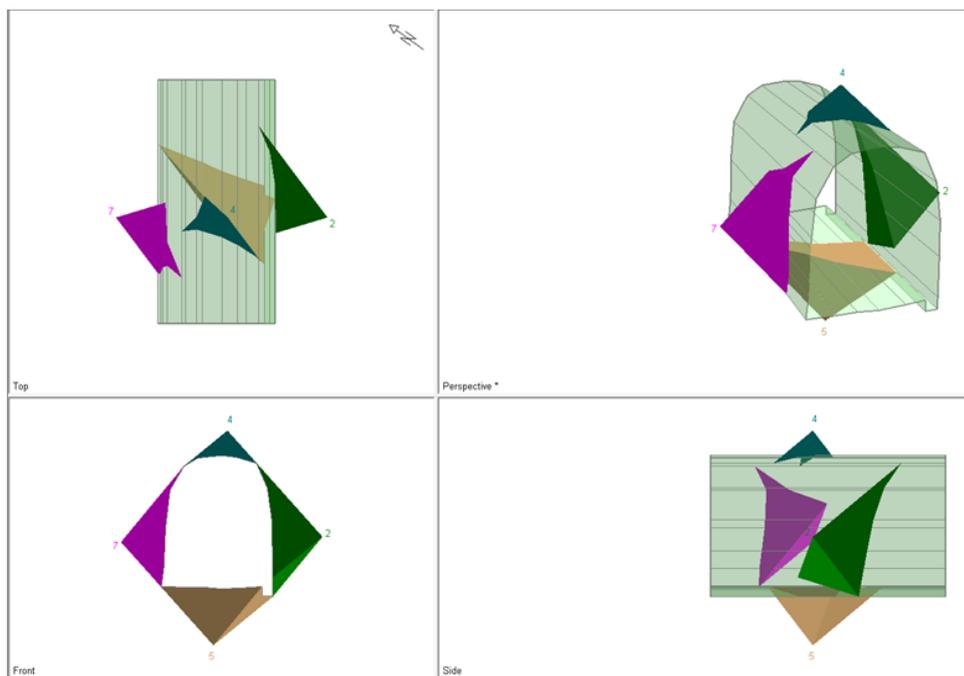


Figura 36. Vistas de las cuñas formadas por Unwedge del Tramo (0 – 96) m. T-I “sin sostenimiento”

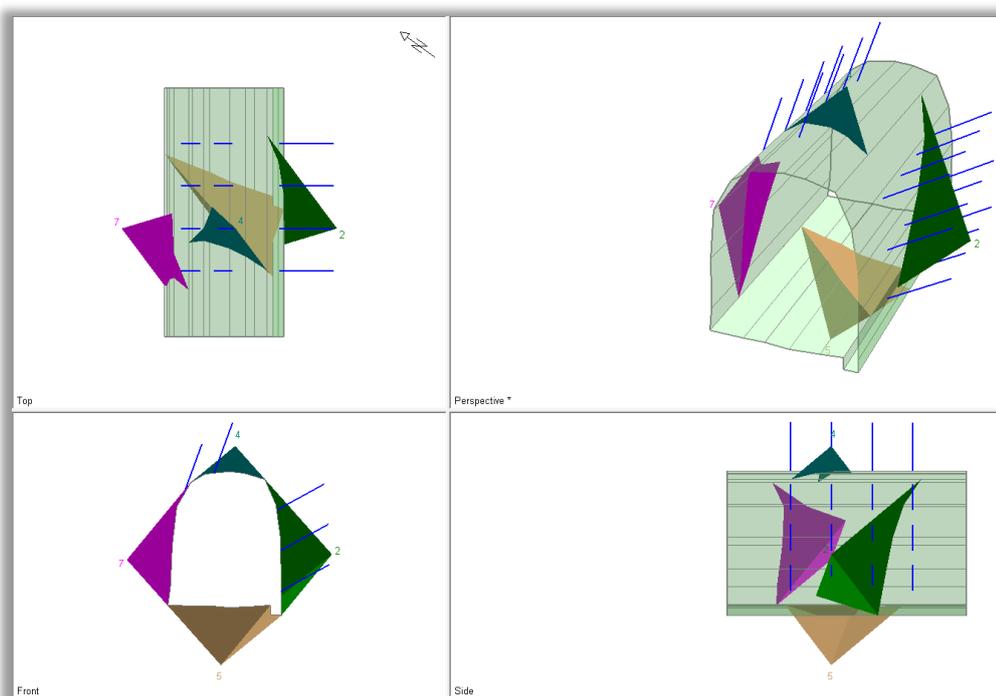


Figura 37. Vistas de las cuñas formadas por Unwedge del Tramo (0–96) m. T-I “con sostenimiento”

4.4.3 Parámetros de resistencia

Durante el desarrollo de los estudios para esta tesis, el entendimiento del comportamiento de las discontinuidades presentes en el macizo rocoso fue de fundamental importancia. De esta forma, los parámetros característicos de la resistencia de las discontinuidades, como la cohesión y el ángulo de fricción también fueron analizados.

En los análisis de estabilidad de las cuñas, se optó por asumir el valor de la cohesión de las discontinuidades de los túneles como igual a cero. De esta forma, fue despreciada la influencia favorable de este parámetro en las fuerzas resistentes al deslizamiento de las cuñas inestables.

El ángulo de fricción de las discontinuidades fue determinado por la metodología descrita por Barton et al. (1974), en la cual el valor del ángulo de fricción es determinado por la relación entre el índice de rugosidad y el índice de alteración de las paredes de la discontinuidad. La siguiente ecuación presenta esta relación:

$$\phi = \arctg \left[\frac{J_r}{J_a} \right] \quad (\text{Ec.-4.15})$$

Dónde:

ϕ = Ángulo de fricción de la discontinuidad;

J_r = Índice de rugosidad de las discontinuidades;

J_a = Índice de alteración de las paredes de la discontinuidad.

Los valores de J_r y J_a sólo se determinan para las discontinuidades que el técnico juzga más desfavorable en el campo, las discontinuidades de los túneles estudiados de los Túneles I y II. Sin embargo, se observa la imposibilidad de determinar el ángulo de fricción para cada familia de discontinuidad, ya que los valores medidos no discriminaron a qué familia pertenecía. Así, no fue posible el cálculo del ángulo de fricción para cada tramo de túnel, siendo el cálculo realizado para la extensión total de los túneles.

Los valores del ángulo de fricción de discontinuidades en el estudio de cuñas para el Factor de seguridad (F.S.) se obtuvo de la tabla 3 (Anexo 3) Clasificación y

valoración de los parámetros individuales del Índice Q (Barton y Grimstad 1994). Condiciones de alteración de las paredes (valores ϕ). Paredes sin alteración, pigmentación superficial incipiente.

También se corroboró los ángulos de fricción ϕ (25–35). Dando como promedio un ángulo 30°.

El resultado de los cálculos del ángulo de fricción de las discontinuidades de los túneles I y II se muestra en la Tabla 20, donde se presentan los valores medios del ángulo de fricción.

Tabla 20
Ángulo de fricción de las discontinuidades de los túneles I y II Karkatera.

ESTRUCTURA		ϕ (Grados) Promedio
Túnel	Tramo	
T-I	0-96	30°
T-II	0-40	30°
T-II	40-132	30°

4.5 Análisis paramétrico

En una segunda etapa, se realizaron análisis paramétricos, antes y después de la instalación del sistema de soporte, a partir de los datos medios y vectoriales de las variables aleatorias "Dip" y "Dip Dir" de cada familia de discontinuidad presente en toda la extensión de los parámetros de los túneles. Así, se procuró adquirir el conocimiento del grado de influencia de estas variables en la formación de probables cuñas inestables. Los análisis se restringieron a la pared o hastial derecha de cada túnel. En las Tablas 21, 22, 23 y 24 se presentan los análisis, por datos medios, realizados en la pared derecha del T-I y T-II con posterior discusión de sus resultados. Así, las figuras 38, 39, 40 y 41 presentan los análisis por datos medios, obtenidos de la pared derecha del T-I y del T-II. El resto de los análisis paramétricos para los tramos de 20 m y 30 m. se encuentran en el Anexo N° 6 Análisis Paramétrico.

Tabla 21

Análisis, por datos medios, de la pared derecha del T-I, (0-96) m. antes del soporte F.S. = 0.665

SET	Xi						
	ΔX_i	\bar{x}	ΔFS_i	$\frac{\Delta FS_i}{\Delta X_i}$	$V [X_i]$	$\left(\frac{\Delta FS_i}{\Delta X_i}\right)^2 * V [X_i]$	$\left(\frac{\Delta FS_i}{\Delta X_i}\right) * V [X_i] * 100\%$
F1 Dip=	85.40	82.00	3.418	0.40025	11.56	1.852	3.661
DipDir=	288.00	283.00	15.827	0.54955	25.00	7.550	14.926
F2 Dip=	50.20	45.00	-0.120	-0.02384	27.04	0.015	0.030
DipDir=	358.00	345.00	15.162	0.42352	169.00	30.313	59.928
F3 Dip=	53.20	50.00	1.410	0.26500	10.24	0.719	1.422
DipDir=	262.30	256.00	13.253	0.50528	39.69	10.133	20.033
			TOTAL		$V [FS]$	50.583	100.000

Tabla 22

Análisis, por datos medios, de la pared derecha del T-I, (0-96) m. Después del soporte F.S. = 5.348.

SET	Xi						
	ΔX_i	\bar{x}	ΔFS_i	$\frac{\Delta FS_i}{\Delta X_i}$	$V [X_i]$	$\left(\frac{\Delta FS_i}{\Delta X_i}\right)^2 * V [X_i]$	$\left(\frac{\Delta FS_i}{\Delta X_i}\right) * V [X_i] * 100\%$
F1 Dip=	85.40	82.00	27.489	3.21882	11.56	119.771	3.661
DipDir=	288.00	283.00	127.282	4.41953	25.00	488.306	14.926
F2 Dip=	50.20	45.00	-0.963	-0.19176	27.04	0.994	0.030
DipDir=	358.00	345.00	121.934	3.40599	169.00	1960.528	59.928
F3 Dip=	53.20	50.00	11.338	2.13116	10.24	46.508	1.422
DipDir=	262.30	256.00	106.586	4.06350	39.69	655.363	20.033
			TOTAL		$V [FS]$	3271.471	100.000

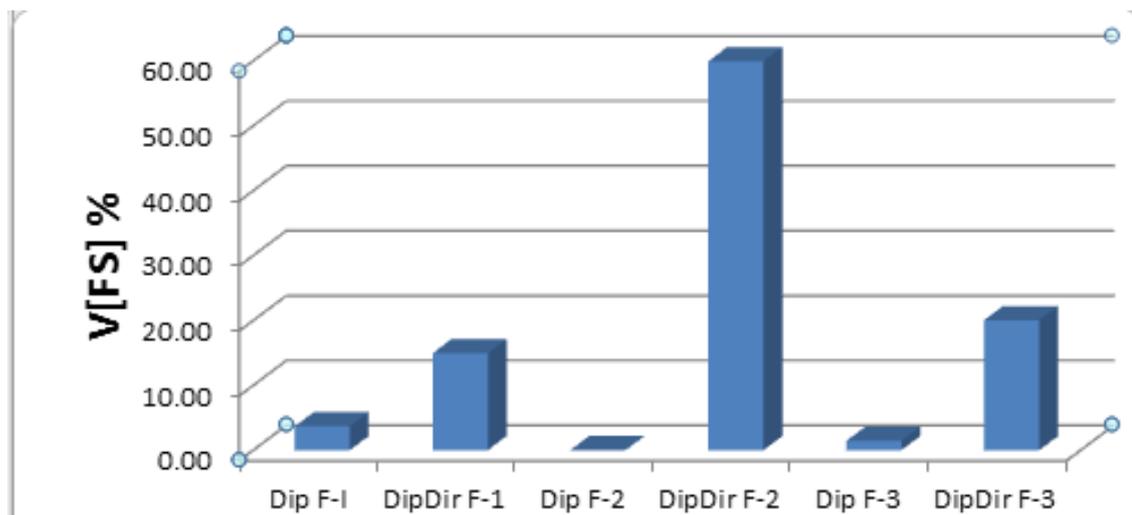


Figura 38. Diagrama de los datos medios de la pared derecha del Túnel I. Antes del soporte.

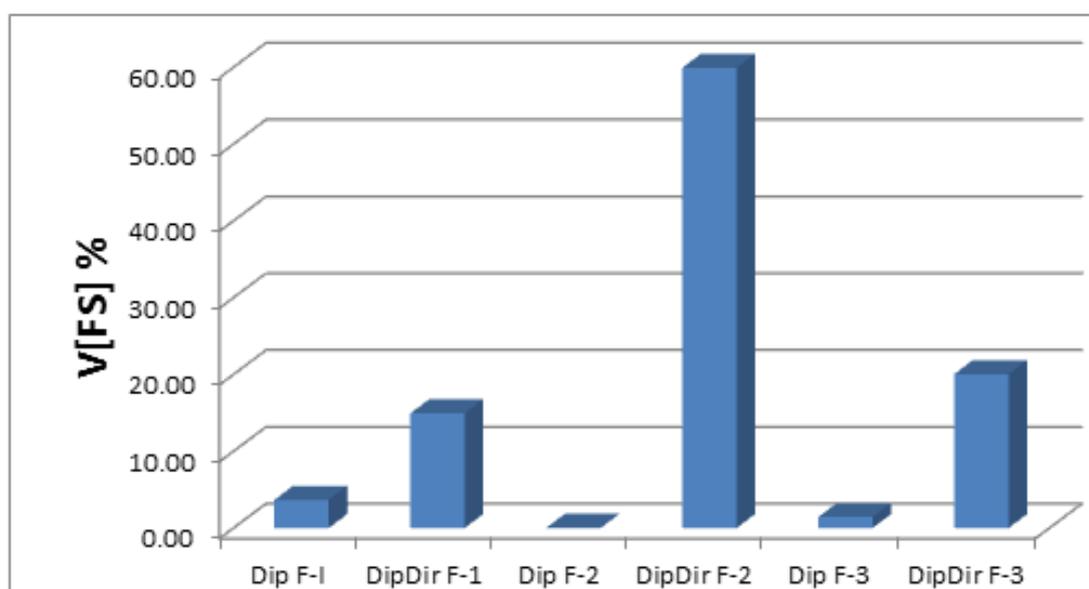


Figura 39. Diagrama de los datos medios de la pared derecha del Túnel I después del soporte.

Tabla 23

Análisis, por datos medios, de la pared derecha del T-II, (40-132) m. antes del soporte. F.S. = 0.545

SET	ΔX_i	\bar{x}	δFS_i	$\frac{\delta FS_i}{\Delta X_i}$	$V[X_i]$	$\left(\frac{\delta FS_i}{\Delta X_i}\right)^2 * V[X_i]$	$\frac{\delta FS_i}{\Delta X_i} * V[X_i] * 100\%$
F1 Dip=	86.14	83.000	2.985	0.34652	9.839	1.181	13.331
DipDir=	287.75	284.000	13.639	0.47397	14.063	3.159	35.649
F2 Dip=	79.16	78.000	3.681	0.46493	1.353	0.292	3.300
DipDir=	107.19	102.000	3.013	0.28112	26.941	2.129	24.024
F3 Dip=	77.54	75.000	2.844	0.36681	6.429	0.865	9.761
DipDir=	322.19	320.000	16.367	0.50799	4.786	1.235	13.936
		TOTAL			$V[FS]$	8.862	100.00

Tabla 24

Análisis, por datos medios, de la pared derecha del T-II, (40-132) m. antes del soporte. F.S. = 6.217.

SET	ΔX_i	\bar{x}	δFS_i	$\frac{\delta FS_i}{\Delta X_i}$	$V[X_i]$	$\left(\frac{\delta FS_i}{\Delta X_i}\right)^2 * V[X_i]$	$\frac{\delta FS_i}{\Delta X_i} * V[X_i] * 100\%$
F1 Dip=	86.14	83.000	34.049	3.95285	9.839	153.734	13.331
DipDir=	287.75	284.000	155.580	5.40679	14.063	411.109	35.649
F2 Dip=	79.16	78.000	41.985	5.30365	1.353	38.058	3.300
DipDir=	107.19	102.000	34.374	3.20681	26.941	277.051	24.024
F3 Dip=	77.54	75.000	32.443	4.18436	6.429	112.564	9.761
DipDir=	322.19	320.000	186.701	5.79480	4.786	160.712	13.936
		TOTAL			$V[FS]$	1153.230	100.000

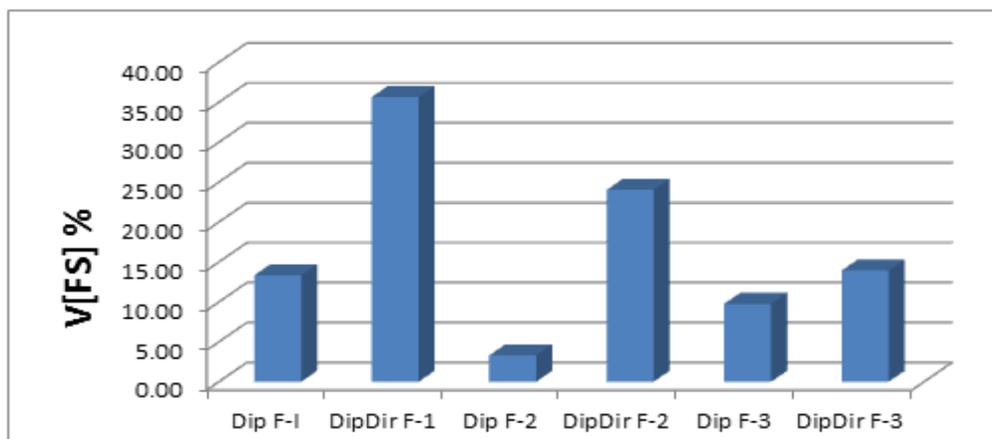


Figura 40. Diagrama de los datos medios de la pared derecha del Túnel II antes del soporte.

Fuente propia

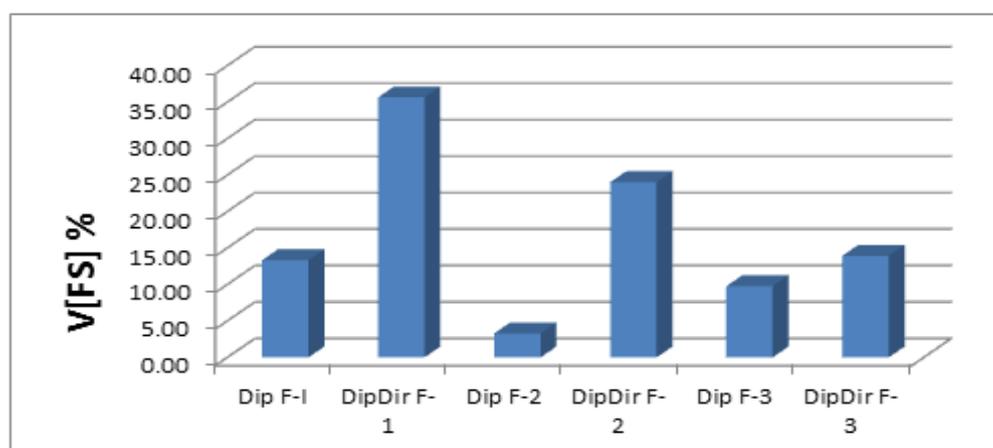


Figura 41. Diagrama de los datos medios de la pared derecha del Túnel II después del soporte.

Fuente propia

La determinación de las Tablas 21, 22, 23 y 24 fue realizada conforme a la descripción del ítem 1.9.3.3, y las Ecuaciones 1.30 al 1.37, con una pequeña alteración en la determinación del término ξ , tal cual, como este ítem, siendo el promedio de los parámetros estudiados por Sandroni & Sayão (1993). En este trabajo de tesis el término fue definido por la ecuación (Ec.-4.16), o sea, se trabajó con una desviación estándar por encima de la media.

$$\xi = X + \sigma \tag{Ec.-4.16}$$

De los análisis de la pared derecha del Túnel I (T-I) se puede concluir que el valor del F.S. presenta una elevada sensibilidad al sistema de soporte utilizado. Esto es claro o evidente cuando se considera su influencia, la cual acarrea un alto valor de la varianza

total del factor de seguridad (V [FS]) igual a 3271.471, en comparación con el valor de la V [FS] en el estudio sin la influencia del soporte, cuyo valor es igual a 50.583.

La sensibilidad del FS al sistema de soporte es el resultado de las características del soporte utilizado en los estudios de esta tesis. Aunque el sistema de soporte utilizado es inferior al aplicado en la obra de los Túneles I y II, éste puede ser considerado robusto frente a las dimensiones de las cuñas identificadas como potencialmente inestables. Un ejemplo de esto, es la cuña de la Figura 36 y 37 con cerca de: 8.868 toneladas, la cual antes de la instalación del soporte presentaba su $FS = 0.665$ y después de la instalación del soporte su FS fue mayor a 5.348.

De los estudios realizados antes de la instalación del sistema de soporte, se observa que los parámetros "DipDir" de la familia 2 (59,928%), "DipDir" de la familia 3 (20.033%) y "DipDir" de la familia 1 (14.926%) son los tres que ejercen la mayor influencia en el valor final de la V [FS], cuyo valor es igual a 50.583. El valor calculado para el promedio del factor de seguridad (E [FS]) fue igual a 0,661, en el cual este valor tiene la desviación estándar (σ [FS]) igual a 0.0265.

A partir de los valores de la E [FS] y del (σ [FS]) se realizó la determinación del coeficiente de confiabilidad (β), el cual presentó un valor negativo. El valor negativo del β indica el número de desviaciones estándar en que la E [FS] está por debajo del $FS = 1$, o sea, para el análisis en cuestión, la E [FS] está posicionada a 3,23 σ debajo del $FS = 1$.

Después de la instalación del sistema de soporte, se observa que los parámetros "DipDir" de la familia 2 (59,928%) y el "DipIR" de la familia 3 (20.033%) son los dos que ejercen la mayor influencia en el valor final de la V [FS], que es de 3271.471. Este elevado valor de la V [FS] es el resultado de la sensibilidad de los valores del FS obtenidos durante los estudios.

El valor determinado a partir de los cálculos del FS para la E [FS] fue de 7.599, el cual por medio de éste fue posible obtener el valor del σ [FS] como igual a 2.974. El alto valor del σ [FS], indica la amplia gama de FS obtenidos durante los estudios paramétricos después de la instalación del soporte. De esta forma, ratificando la alta sensibilidad al sistema de soporte que los cálculos del FS presentaron.

A partir de los valores de la E [FS] y del σ [FS] se realizó la determinación del coeficiente de confiabilidad (β), el cual presentó el valor de 1.45. A partir de la relación entre él β y la probabilidad de ruptura (p_r) presentada por Sandroni & Sayão (1993), se definió la probabilidad de ruptura con un valor igual al 2.4% o 1:50.

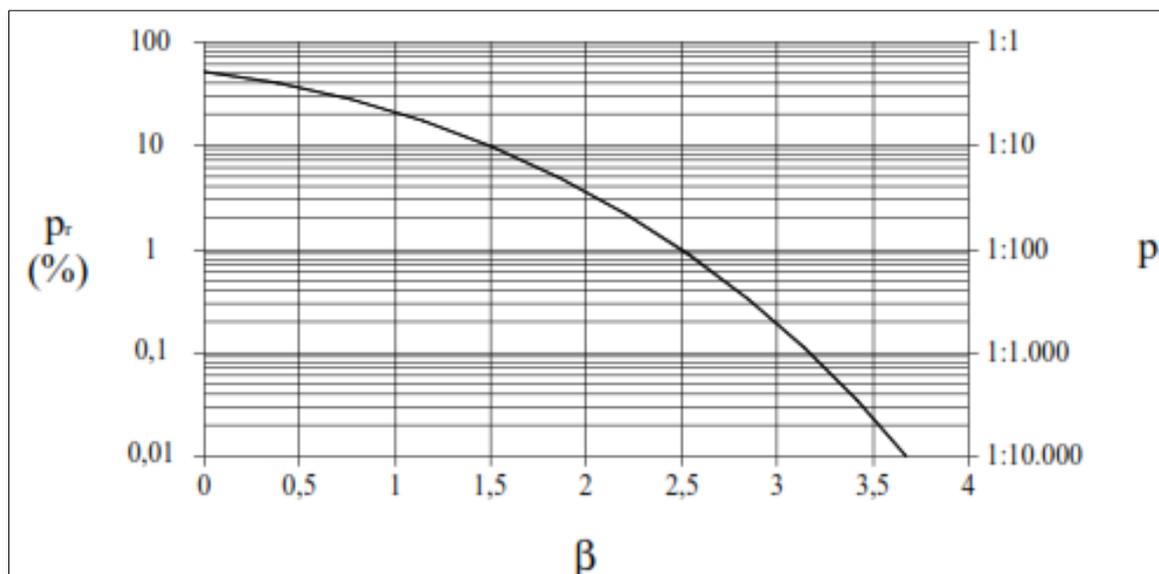


Figura 42. Relación entre β y el p_r (modificado - Sandroni & Sayão, 1993). Fuente: Sandroni & Sayão.

En las Tablas 25 y 26 presenta los cálculos de la varianza o desviación estándar del factor de seguridad del T-I (0-96) m. con soporte y sin soporte, por tratamiento medio Dips V-6.0, que se utilizan para hallar el valor de confiabilidad y luego correlacionar con la Figura N° 41 para hallar la probabilidad de ruptura (p_r) las siguientes tablas por tramos de 20 m. del T-I y T-II como por tratamiento medio Dips V-6.0 y tratamiento vectorial, se encuentran resumido en el Anexo N° 7.

La Tablas 25 y 26 se presentan resúmenes de los análisis paramétricos estudiados en los dos túneles viales de Karkatera, evitando de esta forma la constancia de repeticiones de los comentarios realizados en el análisis de la pared derecha del T-I y T-II.

Tabla 25
Calculo de Variancia Desviación Estándar Túnel-I Pared Derecha sin sostenimiento prog. (0-96)- m. Por tratamiento medio Dips V-6.0.

Tramo (m.)	Túnel-I (F.S.)	P(X_xi)	E(x)= FS(xi).X	xi^2	$E(FS_{xi})$	$V[FS]$	$\sigma[FS]$	$\delta(FS_i)$
	Sin sost.							
0-20	0.620	0.2	0.124	0.384	0.077	0.001	0.0265	0.041
20-40	0.665	0.2	0.133	0.442	0.088			-0.004
40-60	0.642	0.2	0.128	0.412	0.082			0.019
60-80	0.688	0.2	0.138	0.473	0.095			-0.027
80-96	0.688	0.2	0.138	0.473	0.095			-0.027
			0.661		0.437			

Tabla 26
Calculo de Variancia Desviación Estándar Túnel-I Pared Derecha con sostenimiento prog. (0-96) m. Por tratamiento medio Dips V-6.0.

Tramo (m.)	Túnel-I (F.S.)	P(X_xi)	E(x)= FS(xi).X	xi^2	$E(FS_{xi})$	$V[FS]$	$\sigma[FS]$	$\delta(FS_i)$
	Con sost.							
0-20	4.806	0.2	0.961	23.098	4.620	8.846	2.974	2.793
20-40	5.014	0.2	1.003	25.140	5.028			2.585
40-60	5.985	0.2	1.197	35.820	7.164			1.614
60-80	9.930	0.2	1.986	98.605	19.721			-2.331
80-96	12.258	0.2	2.452	150.259	30.052			-4.659
			7.599		66.584			

4.6 Estudios probabilísticos

Los estudios probabilísticos se desarrollaron a partir del método probabilístico de Rosenblueth, con el empleo del programa Unwedge. Este método se eligió en función de su simplicidad de trabajo y sus eficientes respuestas, que son bastante próximas a las obtenidas a partir de métodos más exactos, los que, a su vez requieren un gran tiempo para la realización de sus cálculos. Para los estudios, se admitió la ocurrencia de cuñas potencialmente inestables en las paredes derecha y techo de los túneles. Los datos probabilísticos utilizados fueron resultantes de los tratamientos descritos en el Ítem. 4.4 y los datos fijos de la propia obra de los T- I y T-II.

Los estudios probabilísticos y determinísticos se realizaron en dos etapas, cada una con la utilización de datos medios y vectoriales. En cada etapa se estudió la influencia del sistema de soporte en el FS de las cuñas formadas en las paredes y techo del túnel-I y II.

Así, en la primera etapa se calculó el FS de la cuña sin la influencia del sistema de soporte, para que en la segunda etapa se realizara el cálculo del FS ya con la cuña bajo la influencia del soporte adoptado en esta tesis. Como se mencionó al principio de este capítulo, el sistema de soporte adoptado fue definido como teniendo sus características constantes. El sistema de soporte fue fijado debido a la imposibilidad de estudiar el desempeño del método probabilístico sin que fuese fijado uno de los involucrados directamente en la estabilización de las cuñas inestables, o sea, el propio FS del proyecto impuesto a estas cuñas y/o el sistema de soporte. De este modo, debido a la complicación de fijar un valor teórico para el FS, se optó entonces por fijar el sistema de soporte y analizar el método probabilístico a partir de los resultados obtenidos.

Inicialmente se utilizarían todos los parámetros de las familias de discontinuidades: las orientaciones ("Dip" y "DipDir"), las cohesiones y los ángulos de fricción de las tres familias de discontinuidades presentes en cada túnel. Sin embargo, el método probabilístico de Rosenblueth requiere 2^n combinaciones de los datos de entrada, así, de acuerdo con la pretensión inicial tendríamos 2^{12} combinaciones resultando en 4.096 cálculos para cada tramo de túnel y cada tipo de datos trabajados medios o vectoriales, llegando al final de los estudios con 294.912 cálculos realizados. Debido al elevado número de entradas manuales en el programa Unwedge, se optó por trabajar sólo con los parámetros "Dip" y "DipDir" de cada familia, ahora $64 (2^6)$ cálculos se realizaron por tramo, haciendo 4.608 cálculos en total. La Tabla 27 presenta el número total de cálculos probabilísticos realizados en los túneles I y II de Karkatera y la cantidad de orientaciones asignadas en los túneles.

Tabla 27
Cantidad de datos por túnel y número de cálculos realizados.

ESTRUCTURA	TRECHO (m)	N° de Orientaciones Por Familia			N° de Orientaciones
		Familia 1	Familia 2	Familia 3	
TUNEL I	0-20	24	17	14	188
	20-40	16	12	9	
	40-60	14	11	8	
	60-80	15	10	7	
	80-96	13	10	8	
	Todo Túnel	82	60	46	
TUNEL II	0-20	18	12	5	131
	20-40	16	8	7	
	0-40	34	20	12	
	40-70	10	5	5	
	70-100	11	6	5	
	100-132	11	7	5	
	40-132	32	18	15	
	Todo Túnel	66	38	27	

4.6.1 Cálculos probabilísticos

Para los cálculos Probabilísticos, al inicio se introdujo las entradas de forma manual de los datos requeridos por el programa Unwedge, para cada tramo de túnel, en los cálculos es posible identificar los datos característicos de cada túnel, los que se encuentran en la Tabla 28. Los cálculos de desviaciones estándar de los datos variables se establecen en la Tablas 29 y 30, los datos fijos con sus respectivos valores.

Ingresados los datos de entrada, el programa Unwedge, retornaba los valores de FS de las cuñas cinéticamente libres al deslizamiento en las paredes y techo de la sección transversal de los túneles. Se verificó la ocurrencia de cuñas susceptibles al deslizamiento en la pared derecha y techo, se realizaba la anotación de los FS para que, a continuación, se realizara la instalación del sistema de soporte. Con la instalación del sistema de soporte concluido se promovía una nueva anotación de los FS para las cuñas identificadas en el paso anterior, ahora bajo la influencia del sistema de soporte.

Los datos anotados se llevaron al programa Excel, donde se procedía a la determinación del FS medio ($E[FS]$), de la desviación estándar del FS ($\sigma [FS]$), así como la probabilidad de ruptura existente en cada posición de la sección transversal, que será discutida en el Ítem.-4.6.2. Las Tablas 27 y 28 presentan los resultados de los cálculos probabilísticos de los Túneles I en todo el tramo y Túnel II, también en todo el tramo respectivamente. Los resultados por tramos de 20 m y 30 m se encuentran en el Anexo N° 8 de los T-I y T-II.

Tabla 28
Datos característicos de los túneles estudiados.

ESTRUCTURA	TRECHO (m)	Dirección del Túnel	Inclinación del Túnel	
TUNEL I	0-20	54°	02°	34°
	20-40	54°		
	40-60	54°		
	60-80	54°		
	80-96	54°		
	Todo Túnel	54°		
TUNEL II	0-20	71°	02°	33°
	20-40	71°		
	40-60	72°		
	60-80	72°		
	80-100	72°		
	100-120	72°		
	Todo Túnel	72°		

Tabla 29
Desviación estándar de los valores tratados en el T-I.

	Tramo	Familia 1		Familia 2		Familia 3	
		Dip	dip Dir	Dip	dip Dir	Dip	dip Dir
Datos Médios Dips	00-20 m	3.2	7.1	7.8	25.1	8.1	4.5
	20-40m	4.0	3.5	4	2.9	3.1	2.2
	40-60 m	2.6	2.5	1.7	2.1	2.9	2.6
	60-80 m	2.5	2.3	1.6	1.7	3.4	2.4
	80-96m	1.9	3.4	4.5	4.1	2.0	3.2
	Todo el Túnel	3.4	5.0	5.2	13	3.2	6.3
Datos Vectoriales	00-20 m	3.2	6.7	7.8	24.1	8.1	4.5
	20-40m	4.0	3.5	4.0	2.9	3.1	2.2
	40-60 m	2.6	2.5	1.7	2.0	2.9	2.6
	60-80 m	2.5	2.3	1.6	1.7	3.4	2.4
	80-96m	1.8	3.5	4.5	4.1	2.0	3.2
	Todo el Túnel	3.4	5.0	5.1	12.9	3.2	6.3

Tabla 30
Desviación estándar de los valores tratados en el T-II

	Trecho o Tramo	Familia 1		Familia 2		Familia 3	
		Dip	dip Dir	Dip	dip Dir	Dip	dip Dir
Datos Médios	00-20 m	6.2	4.9	6.4	2.5	4.5	1.9
	20-40m	5.6	3.8	1.6	4.6	1.2	1
Dips	0-40 todo	6.0	4.4	5.1	3.8	3.2	1.5
	40-70 m	1.9	4.7	1.8	6.2	1.7	1.4
	70-100 m	2.5	4.2	1	5.7	1.3	2.2
	100-132m	0.4	1.8	0.9	4.8	1.8	2.2
	Todo el Túnel	3.1	3.8	1.2	5.2	2.5	2.2
Datos Vectoriales	00-20 m	6.10	5.00	6.10	2.50	4.00	2.10
	20-40m	5.50	3.70	1.60	4.60	1.70	1.70
	0-40 todo	6.00	4.50	5.10	3.80	2.90	1.60
	40-70 m	1.90	4.70	1.80	6.20	1.70	1.40
	70-100 m	2.50	4.20	1.00	5.10	1.30	1.50
	100-132m	0.40	1.80	0.90	4.80	1.60	1.50
	Todo el Túnel	3.20	3.80	1.20	5.20	2.50	1.60

En general, los túneles I y II presentaron resultados que demuestran el regular o mal comportamiento de las discontinuidades en los túneles. Este comportamiento se explica por medio de las elevadas desviaciones estándar presentadas en las Tablas 29 y 30 de desviación de los valores tratados en los túneles, que indican una alta variabilidad de las familias de discontinuidades en torno a la media de estas familias. El término "mal comportamiento de las discontinuidades", es debido a una alta variabilidad de las familias de discontinuidades en torno a la media de estas familias. El término "mal comportamiento de las discontinuidades", es debido a la geología presente en el sitio de las obras de los Túneles I y II. Durante los trabajos geomecánicos de caracterización de la región, en la cual se insertan las obras de los túneles se observó una zona de plegado, donde ésta es responsable de condicionar altas variabilidades en el mapeo de las orientaciones de discontinuidades. Así, resultando en las elevadas desviaciones estándar ya explicadas.

En las siguientes verificaciones de los resultados de los enfoques probabilísticos fue la sensibilidad de los valores del FS probabilístico al sistema de soporte. Estos presentaron valores muy despreciables en relación con los valores obtenidos de

los enfoques deterministas. A continuación, se realiza el análisis de cada túnel estudiado en los túneles I y II. Los resultados se pueden separar en dos grupos: los resultados obtenidos antes de la instalación del sistema de soporte y los resultados obtenidos después de la instalación del soporte.

Antes de la instalación del soporte, para ambos análisis por datos medios o vectoriales, los resultados confirmaron el mal comportamiento de las discontinuidades presentes en los túneles. Esto es fácilmente percibido cuando se observan los resultados de sus paredes, los cuales no presentaron ninguna proximidad entre sus estudios probabilísticos y determinísticos. Ya para el techo, aunque ocurriendo en un caso aislado, se verifica una aproximación de los valores probabilísticos y determinísticos. La buena respuesta del techo es percibida por medio de la desviación estándar de los factores de seguridad ([FS]), el cual presenta la mayoría de sus valores por debajo de 1.

En los resultados definidos después de la instalación del sistema de soporte, se observa la elevada distorsión de las respuestas presentadas por el abordaje probabilístico y determinístico, constatado por medio de los [FS] elevadísimos. Esto es debido a la unión de dos circunstancias ya percibidas, el mal comportamiento de las discontinuidades y la sensibilidad presentada por el cálculo del FS de las cuñas.

Los resultados en el T-I, con los análisis por datos medios, se verificó lo que se observó en el T-II antes de la instalación del soporte, son valores aceptables con ciertas restricciones para los FS probabilísticos y determinísticos, pero con grandes distorsiones en los resultados del FS después de la instalación del soporte. Dado que en el T-II a partir de los 40 m cambia las discontinuidades por cruzar un dique de promedio 0.80 m. En los resultados de este túnel queda por cuenta del análisis por datos medios, donde los valores obtenidos para antes de la instalación del soporte no se presentaron próximos entre sí. Esto se debe al hecho de que en la gran mayoría de las elevadas desviaciones estándar se obtuvo a partir de los datos medios. Se observa la misma elevada distorsión de las respuestas presentadas por el abordaje probabilístico y determinístico en el T- I. Esto es consecuencia de las mismas razones presentadas en el T-I y en T-II donde se constató el mismo comportamiento observado en los demás túneles.

Tabla 31
Resumen de los análisis paramétricos realizados para el Túneles I-Karkatera

Estructura	Posición de la sección transversal	Tipo de Abordaje	$V[FS]$		$E[FS]$		$\sigma[FS]$		β		$Pr(\%)$	
			Sin soporte	Con soporte	Sin soporte	Con soporte	Sin soporte	Con soporte	Sin soporte	Con soporte	Sin soporte	Con soporte
T-I (0-96)m.	Pared derechas	Datos	50.583	3271.471	0.665	5.348	0.027	2.974	-12.642	1.462	-	7.000
		Medios	45.117	3538.135	0.630	5.579	0.052	2.200	-7.080	2.082		2.300
	Techo	Datos	0.989	9710.830	0.093	9.214	0.024	0.734	-38.432	11.185		
		Medios	254.131	7569.062	0.090	8.160	0.208	4.810	-4.383	1.488		7.000
			Datos									
			Medios									

Tabla 32
Resumen de los análisis paramétricos realizados para el Túneles-II Karkatera

Estructura	Posición de la sección transversal	Tipo de Abordaje	$V[FS]$		$E[FS]$		$\sigma[FS]$		β		$Pr(\%)$	
			Sin soporte	Con soporte	Sin soporte	Con soporte	Sin soporte	Con soporte	Sin soporte	Con soporte	Sin soporte	Con soporte
T-II (0-40)m.	Pared derechas	Datos Medios	0.0970	37346.9190	0.0600	61.4210	0.0060	30.4830	-156.667	1.982	2.3000	
		Datos Vectoriales	0.5010	17552.7260	0.0690	33.5210	0.0070	2.5780	-133.000	12.615		
	Tcho	Datos Medios	0.0000	99836.2800	0.0000	25.0910	0.0000	10.3760	2.322	0.8000		
		Datos Vectoriales	0.0000	67318.8580	0.0000	39.7290	0.0000	4.2620	9.087			
T-II (40-132)m.	Pared derechas	Datos Medios	8.8620	1153.2300	0.5730	5.7100	0.0300	2.0180	-14.233	2.334	0.8300	
		Datos Vectoriales	0.0820	960.2470	0.5790	5.9510	0.0390	1.2960	-10.795	3.820	0.0000	
	Tcho	Datos Medios	0.0000	1067790.8530	0.0000	32.2060	0.0000	45.5800	0.685	12.0000		
		Datos Vectoriales	0.0000	1279139.8110	0.0000	203.8440	0.0000	230.2900	0.881	11.0000		

4.6.2 Cálculo de la probabilidad de ruptura

El cálculo de la probabilidad de ruptura (PR) fue realizado admitiendo que el FS posee su distribución de probabilidad descrita por una distribución log-normal. Así, para la aceptación de la distribución log-normal, una prueba de adecuación de los resultados de los T-I y T-II para la distribución log-normal fue realizada, teniendo como respuesta la distribución de la Figura 43 que se adecuan para estos casos.

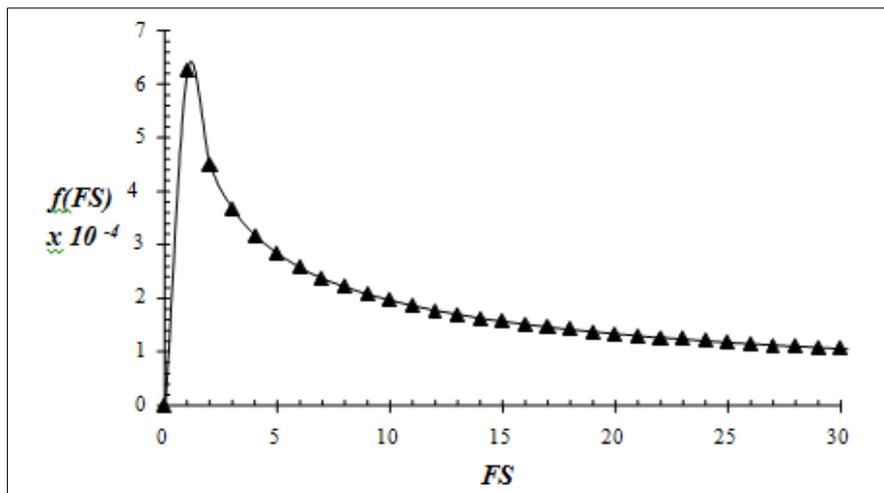


Figura 43. Prueba de adecuación de los resultados del T-I para con la distribución log-normal

Fuente: Levine *et al.* (1998).

La perfecta adecuación obtenida, ocurre debido a la función de distribución de probabilidad log-normal estar restringida a valores de variables aleatorias mayores que cero. Así, atendiendo perfectamente al requisito del FS no tener valores menores que cero.

El cálculo de la Probabilidad de Rotura (PR) se realiza por medio del área bajo la curva de distribución de probabilidad de la log-normal contenida a la izquierda del $FS = 1$, como se muestra en la Figura 44 y también descrita en el Capítulo 1 Ítem 1.10. Para la realización del cálculo de la PR, empleó - si la función Dist. Lognormal del programa Excel con el cual, a partir de la media y desviación estándar de los datos en estudio, es posible de manera práctica y fácil, obtener la determinación del valor de la PR contenido en el FS de cuñas.

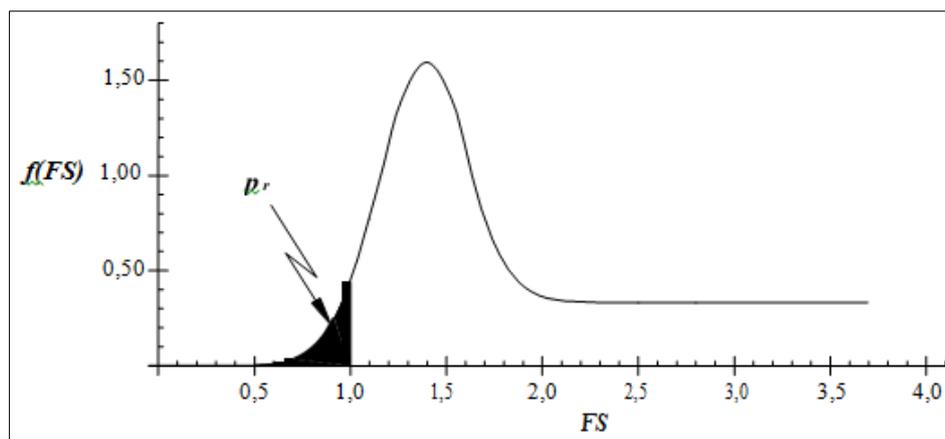


Figura 44. Distribución log-normal donde se ve el área que define la PR.
Fuente: Levine et al. (1998).

Después de efectuados los cálculos de la PR para los túneles estudiados (ver Tablas 31 y 32) y Anexo N° 8 se percibió que los valores obtenidos eran bastante elevados para los factores de seguridad determinados en los cálculos probabilísticos y determinísticos. Así, se concluyó que los elevados valores de desviaciones estándar de las familias de discontinuidades, que viene del mal comportamiento de las discontinuidades presentes en estos túneles, son responsables por los altos valores de la PR, ya que la desviación estándar directamente participa del cálculo de la PR.

4.7 Discusión y aplicación

Inicialmente, el objetivo central de esta tesis era la comparación de los resultados provenientes de análisis deterministas y probabilísticos de los túneles viales I y II Karkatera. Sin embargo, durante los estudios realizados se constató la necesidad de reforzar la aceptación y utilización de los métodos probabilísticos en el medio geotécnico. En este sentido, ello ocurrió, entonces paso a ser el segundo objetivo de esta tesis.

La determinación de las características de la masa rocosa está basada mayormente en procedimientos empíricos debido a la aleatoriedad de los mismos. Cuando se utiliza los métodos de cálculo de clasificación geomecánica para la estabilidad, sin embargo, hay cierta incertidumbre debido a la utilización de datos empíricos, por lo que se deberá tener cuidado en la utilización de estas clasificaciones.

Como una contribución de esta tesis, se incluyeron estudios y evaluaciones para determinar la confiabilidad de las características geomecánicas, estudios de análisis paramétricos mediante los métodos determinísticos probabilísticos para su confiabilidad

de los soportes, de tal manera que podamos introducir ajustes necesarios en la aplicación geomecánica. Luego se hace una interpretación, análisis y discusión de los resultados.

4.8 Características geomecánica de los túneles viales i y ii, Karkatera

Las características geomecánicas principales involucradas con las aplicaciones para los estudios probabilísticos, son las siguientes:

Las orientaciones de las discontinuidades de la masa rocosa, expresada en rumbo y buzamiento o en dirección de buzamiento y buzamiento.

Las características estructurales de las discontinuidades, como el RQD (Designación de la calidad de la roca), el espaciamiento, la persistencia, la apertura, la rugosidad, el relleno, la alteración o intemperización y el agua subterránea son determinantes en este trabajo, como base de la caracterización.

Las propiedades de resistencia de la roca intacta como la resistencia compresiva uniaxial, la resistencia a la tracción, los módulos de elasticidad etc. Los parámetros de la resistencia al corte de las discontinuidades (cohesión y Angulo de fricción).

La calidad de la masa rocosa expresada en valores RMR o Q, determinados a partir de los otros parámetros aquí descritos.

Para datos medios y vectoriales, en general, los túneles presentaron respuestas inesperadas a los estudios realizados, indicando así el mal comportamiento de las discontinuidades en ellos presentes. Las respuestas fueron consideradas inesperadas, partiendo del principio de que, valores del factor de seguridad a partir de enfoques deterministas y probabilísticos deben estar próximos entre sí, justamente lo que no se observó en los estudios. De esta manera, es razonable considerar que los estudios probabilísticos fueron bastante influenciados por el mal comportamiento de las discontinuidades existentes en los túneles trabajados.

Este mal comportamiento de las discontinuidades fue identificado por las elevadas desviaciones estándar de sus orientaciones alrededor del promedio de sus respectivas familias. Las elevadas desviaciones estándar pueden ser justificadas conociendo la geología local de los túneles I y II, en la que se presentan zonas de plegado. Estas zonas condicionan altos valores de desviaciones estándar de las orientaciones de las discontinuidades, según el posicionamiento del túnel en relación al plegado. Así, los

valores de orientación medidos en una determinada progresiva, pueden no repetirse en una progresiva más avanzada. De esta manera, se vuelve difícil a la tarea de reconocimiento de las familias de discontinuidades a las que pertenece a las orientaciones de ciertas discontinuidades.

Otra constatación fue a la sensibilidad de los valores del FS probabilístico al sistema de soporte adoptado, pues éstos se presentaron bien discordantes en relación a los valores de los abordajes deterministas. La distorsión observada se refiere a la robustez que el sistema de soporte presentaba frente a las cuñas potencialmente inestables detectadas en el interior de los túneles. Esta robustez fue bien explicada en el Ítem 4.5 del Capítulo IV.

Los valores obtenidos para la probabilidad de ruptura (PR) fueron bastante elevados, ya que la distribución de probabilidades log-normal, admitida para el cálculo de la PR, es bastante influenciada por la desviación estándar. Así, se concluye que los elevados valores de desviaciones estándar de las discontinuidades son responsables por los altos valores de la PR, ya que la desviación estándar directamente participa del cálculo de la PR.

4.8.1 La Mecánica de Rocas en el Análisis de Interacción Soporte-Macizo Rocoso.

Los parámetros y las propiedades que caracterizan el comportamiento del macizo rocoso, son variables imprescindibles en los soportes y su dimensionamiento para diferentes condiciones geológicas de macizos. En ese aspecto, la Mecánica de Rocas contribuye en:

- Proporcionar bases teóricas y científicas de análisis de estabilidad de las excavaciones subterráneas.
- Desarrollar técnicas de estudio del comportamiento de la roca bajo diferentes tipos de carga en laboratorio y en el campo.
- Prever el comportamiento de las aberturas subterráneas con el avance de las excavaciones.
- Establecer criterios y factores de seguridad en las excavaciones.

- Innovar y crear instrumentos de control del comportamiento del macizo rocoso.
- Aplicar y proporcionar subsidios a las técnicas matemáticas y experimentales para el control de movimientos de estratos rocosos.
- Proporcionar medios y acciones correctivas cuando sea necesario.
- Las tablas de las clasificaciones se muestran en Anexos 2.

4.9 Consideraciones finales

Es notoria la aplicabilidad de los métodos probabilísticos frente a los tradicionales métodos determinísticos, sobre todo cuando los datos que están disponibles para trabajar son bien conocidos y confiables, generando poca distorsión de las desviaciones estándar en relación al valor medio de estos datos. Para ello, se necesita siempre un gran número de datos, lo que a veces no es posible obtener.

La gran ventaja de los métodos probabilísticos está en la capacidad de estos en calcular la PR intrínseca en los proyectos de ingeniería. Esta capacidad se contrapone a la falsa idea de que altos FS implican en proyectos más seguros, lo que no es verdaderamente correcto, como presentado en el ítem 1.8 de esta tesis.

Aunque se han observado altos valores para los FS de los estudios realizados en los túneles I y II, éstos no excluyen el riesgo de rupturas. Esto se debe a la elevada variabilidad geométrica de las familias de discontinuidades, la cual es consecuencia de la geología local de las obras del túnel I y II de Karkatera.

CONCLUSIONES

- Las caracterizaciones de los macizos rocosos se tornaron importante y de gran significado en el proyecto de excavación de los túneles de Karkatera. Las propiedades y características de las discontinuidades de los macizos, pudieron ser cuantificados y debidamente interpretados, los estereogramas nos permite visualizar la conformación de concentraciones de discontinuidades del macizo, y nos infiere a determinar las medidas para hallar las cantidades de familia, (variables) para las clasificaciones geomecánicas, estudios estadísticos, mediante el método Determinístico y probabilístico, para tomar decisiones correctivas con respecto a la estabilidad del túnel.
- La clasificación Geomecánica, con la interacción de tres Clasificaciones aceptadas por el ISRM (Q; RMR y RQD), nos permite crear intervalos para luego determinar el tipo de sostenimiento que pide el programa Unwedge y así hallar un nuevo Factor de Seguridad (F.S.) con sostenimiento. Las tablas, ábacos u otros criterios establecidos para determinar la restitución del equilibrio del macizo rocoso (sostenimiento), son referenciales, por lo mismo que una estructura rocosa es compleja y difiere en caracterización de otras; la clasificación de un determinado sostenimiento se basa en las características propias y singulares de la estructura en estudio. Tal como en el T-I el comportamiento es casi regular u homogéneo y en el T-II el comportamiento de las discontinuidades a partir de los 40 m. cambia por la presencia de una falla o un dique de más de 1 m.
- La aplicación de programas computacionales como el Roclab, Dips y Unwedge, permitió una simplificación de los métodos de caracterización, tipología estructural, clasificación y modelamiento de los macizos rocosos en el lugar de la obra; sobre

todo, para la aplicación en los estudios estadísticos y probabilísticos, de ruptura, para la previsión de futuros refuerzos y soportes.

- El programa DIPS nos permite visualizar la concentración de discontinuidades y por consiguiente la estabilidad en un determinado dominio estructural o tramo, del mismo modo asumir un criterio predictivo sobre el comportamiento rocoso. Más aún para los fines de esta tesis, determinar los valores medios tanto determinística o vectorialmente para casos probabilísticos. Es notoria la aplicabilidad de los métodos probabilísticos frente a los tradicionales métodos determinísticos, sobre todo cuando los datos que están disponibles para trabajar son bien conocidos y confiables, generando poca distorsión de las desviaciones estándar en relación al valor medio de estos datos. Para ello, se necesita siempre un gran número de datos, lo que a veces no es posible obtener.
- La gran ventaja de los métodos probabilísticos está en la capacidad de estos para calcular la PR intrínseca en los proyectos de ingeniería. Esta capacidad se contrapone a la falsa idea de que altos FS implican en proyectos más seguros, lo que no es verdaderamente correcto, como presentado en el ítem 1.11 de esta tesis. Aunque se han observado altos valores para los FS en los estudios realizados para los túneles I y II, éstos no excluyen el riesgo de rupturas. Esto se debe a la elevada variabilidad geométrica de las familias de discontinuidades, la cual es consecuencia de la geología local de las obras en los túneles I y II de Karkatera.

RECOMENDACIONES

- Es recomendable establecer un programa de estudios geotécnicos del lugar donde se va a realizar una obra, el mismo que debe ser eficaz e integrado con otros aspectos técnicos para evitar situaciones imprevistas durante el control de las obras subterráneas.
- La caracterización de macizos rocosos debe ser hecha antes de la definición del planeamiento de la obra y en función del particular modelo adoptado, el que deberá ser ajustada durante la ejecución de la misma.
- En una obra civil y especialmente en túneles subterráneos, es importante consolidar los parámetros geomecánicos para el montaje de un modelo geomecánico y su interpretación, para el análisis global de la estabilidad de los macizos rocosos y elección de refuerzos y soportes que tiene por finalidad restringir los desplazamientos, recalcar el monitoreo en la ejecución de túneles y en operación, con instrumentación adecuada para verificar si las deformaciones están dentro de los límites permisibles y prevenir si los valores medidos sobrepasan estos límites, para tomar medidas de estabilización adecuadas y oportunas.
- Programación de rutinas de cálculo que posibiliten estudios probabilísticos con una mayor cantidad de variables en obras subterráneas. Esto, debido a la dificultad de realizar tales estudios con la utilización del programa Unwedge;
- Expansión de los estudios probabilísticos para la zona de deformable existente en el entorno de las obras subterráneas, a fin de desarrollar un mayor conocimiento del comportamiento de esta zona, pues su extensión es gobernada por la variabilidad de los parámetros directamente ligados a su comportamiento.

BIBLIOGRAFÍA

- Alonso, E. (2002). *Apuntes de la asignatura de Túneles. Teoría 1ª Parte.: Tensiones en torno a excavaciones*. Cataluña, España: Universitat Politècnica de Catalunya.
- Ang Alfredo, H. S. & Tang, W. (1975). *Probability Concepts in Engineering Planning and Design: Basic Principles (vol. 1)*. New York, USA: John Wiley & Sons.
- Assis, A. P. (2001). *Geotecnia Aplicada à Mineração*. Brasília, Brasil: Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília.
- Barton, N., Lien, D. R. & Lunde, J. (1974). Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 6, 189 – 236.
- Barton, N., Lien, D. R. & Lunde, J. (1982). Estimation of support requirements for underground excavations. *Proc. of 16th Symp. on Design Methods in Rock Mechanics, Minnesota, 1975*. New York, USA.
- Bieniawski, Z. T. (1988). Rock mass classification as a design aid in tunneling. *Tunnels and Tunneling*, 20, 19 – 22.
- Bieniawski, Z. T. (1989). *Engineering Rock Mass Classification: A Complete Manual for Engineers and Geologists in Mining, Civil and Petroleum Engineering*. New York, USA: John Wiley & Sons.
- Carnero, L. T. y Fujimura, F. (1995). *Mecânica de Rochas Aplicada ao Dimensionamento do Sistema de Atirantamento em Minas Subterrâneas*. (Disertação de Mestrado). Escola Politécnica de la Universidad de São Paulo, Sao Paulo, Brasil.
- Carvalho, J. A. (2003). *Métodos Probabilísticos Aplicados à Estabilidade de Taludes e Cavidades em Rocha*. (Disertação de Mestrado). Depto. de Engenharia Civil e Ambiental. Faculdade de Tecnologia da Universidade de Brasilia, Brasil.
- Dusseault, M. y Franklin, J. (1989). *Rock Engineering*, USA: McGraw-Hill Inc.

- Ferrer, M. & Gonzalez de Vallejo, L. (2007). *Manual de campo para la descripción y caracterización de macizos rocosos en afloramientos* (2da Ed.). Madrid, España: Instituto Geológico y Minero de España.
- Garrido, M. (2003), *Evaluación del coeficiente de seguridad del sostenimiento de galerías y túneles en función de su rigidez*. (Tesis Doctoral). Universidad Politécnica de Madrid, España.
- Giani, G. P. (1992). *Rock Slope Stability Analysis*. Rotterdam, Netherland: Edit. CRC Press.
- Goodman, R. E. (1989). *Introduction to Rock Mechanics.*, New York, USA: John Wiley & Sons.
- Hahn, G. J. & Shapiro, S S. (1967). *Statistical Models in Engineering*. Nueva Jersey, USA: John Wiley & Sons.
- Hammersley, J. M. & Handscomb, D. C. (1964). *Monte Carlo Methods*. London: Methuen & Co., Ltd.
- Hidalgo, B. (2002), Ingeniería de rocas en el túnel de conducción. *Bol. Ciencias de la Tierra*, (26), 69-86,
- Hoek, E. (2006). *Underground Excavations in Rock*, (Fourth Ed.). Canada: CRC Press Edition.
- Hoek, E. y Group Rocscience (2007). *Phase 2. Versión 6.004*. Canada: Rock Engineering Grup. Departament of Civil Engineering University of Toronto.
- Hoek, E. (2000). *Practical Rock Engineering*. www.rockscience.com,
- Hoek, E., Carranza-Torres, C. y Corkum, P. B. (2004). El Criterio de Rotura de Hoek-Brown. Edición 2002. (C. López Jimeno ed.). *Ingeo Túneles*, (7), 35 - 47. Madrid, España: Escuela Técnica Superior de Ingenieros en Minas.
- Hoek, E. (1983). Strength of Jointed Rock Masses. *Géotechnique*, 33(3), 187 – 223. London, UK.
- Hoek, E. y Bray, J. W. (1981). *Rock Slope Engineering*. London, UK: Institution of Mining and Metallurgy.
- Hoek, E. y Diederichs, M. (1989). DIPS – Version 5.1. Toronto, Ontario, Canada: Rock Engineering Group Department of Civil Engineering University of Toronto.
- Hoek, E. y Brown, E. T. (1997). Practical Estimates of Rock Mass Strength. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 34(8), 1165 – 1186.

- ISRM (2007). *The Complete ISRM Suggeste Methods for Rock Characterization, Testing and Monitoring: 1974-2006* (R. Ulasay and J. A Hudson ed.). USA: Commission on Testing Methods, International Society of Rock Mechanics.
- Jaramillo, A. H. (2017). *Nuevas Técnicas Geofísicas Aplicadas en la Ingeniería Geotécnica*. México: Colegio de Ingenieros Civiles de México.
- Kottogoda Nathabandu, T. & Rosso, R. (1997). *Statistics, Probability and Reliability for Civil and Environmental Engineers*. New York, USA: McGraw-Hill.
- Lauro, C. A. (1997). *Análise da Interação Maciço-Suporte em Túneis Escavados em Rocha*. (Disertación de maestría) Universidad de Brasilia. Brasil.
- Laughlin, D. H. (1924), The Geology and Physiography of the Peruvian Cordillera departments of Junín and Lima. *Geological Society of America Bulletin*, 35(3), 591-632.
- Lionço, Al. (1999). Behaviour of deep shafts in rock considering nonlinear elastic models. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 15(4), 445-451.
- Megard, Fr. (1968), Geología del cuadrángulo de Huancayo. *Boletín INGEMMET* (18). Lima, Perú
- Morocco, R. (1975) Geología de los cuadrángulos de Andahuaylas, Abancay y Cotabambas. Lima, Instituto de Geología y Minería. *Boletín Ingemmet*, A-27. Lima, Perú.
- Preh, A. y Poisel, R. (2004). Model for “Kink band slumping” Type failures /Rock slope I, A UDEC. *Felsbau*, 22 (2), 40-45.
- Ramírez Oyanguren, P, y Alejao Monge, L. (2008). Mecánica de rocas, Fundamentos en Ingeniería de Taludes. *Máster Internacional “Aprovechamiento Sostenible de los recursos Minerales*. España: Universidad Politécnica de Madrid.
- Romero, J., Cortes, F. y Franco, G. (2015), Compromise Solutions in Mining Method Selection - Case Study in Colombian Coal Mining. *DYNA*, 82(191), 127-136.
- Saez, E. (2010). Fundamentos de Geotecnia ICE-1603. Chile: Pontificia Universidad Católica de Chile, Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica.
- Terzaghi, K. V. (Agosto 1946). Revising Terzaghi's tunnel rock load coefficients. *The 23rd U.S Symposium on Rock Mechanics (USRMS)*, 25-27. Berkeley, California, USA.