

UNIVERSIDAD DE SANTIAGO DE CHILE

FACULTAD DE INGENIERÍA

Departamento de Ingeniería en Minas



**Aplicación de metodología probabilística en el diseño de sistema de
fortificación para túneles subterráneos**

Erik Robinson Trincado Cabezas

Profesor Guía: Pablo Vásquez Vidal

**Trabajo de Titulación presentado en
conformidad a los requisitos para obtener el
Título de Ingeniero Civil en Minas**

Santiago – Chile

2020

© Erik Robinson Trincado Cabezas, 2020

Licencia Creative Commons Reconocimiento–NoComercial–CompartirlGual 4.0
Internacional.

RESUMEN

En el presente trabajo se desarrolla la aplicación de la metodología de análisis con enfoque probabilístico-estocástico en el diseño de fortificación de túneles, con el fin de cuantificar el nivel de incertezza asociado al dimensionamiento de sostenimiento e identificar las principales fuentes de incertidumbre en el proceso de diseño.

La incorporación del análisis probabilístico-estocástico se ha realizado en base a la metodología de simulación de Monte Carlo, aplicada a la solución analítica de estimación del radio de plasticidad generado para excavaciones de sección circular bajo un campo de esfuerzos hidrostáticos, siendo posible así realizar el dimensionamiento analítico de fortificación en base a la solicitud estática ejercida por el arco de plastificación. De esta manera, ha sido posible cuantificar la incertezza del problema en base a la probabilidad de que el factor de seguridad sea menor a la unidad (probabilidad de falla), valor que será altamente dependiente de la variabilidad inherente de las propiedades del macizo rocoso.

La metodología propuesta consiste en la incorporación del análisis probabilístico en conjunto al enfoque determinístico, con el propósito de optimizar la solución determinística en base al concepto de riesgo económico asociado a una determinada probabilidad de falla. Al estudio probabilístico se incorporan otros análisis, como la interpretación del comportamiento binomial de las secciones bidimensionales a lo largo del trazado del túnel, la comprobación de efectividad del largo de perno en base a la variabilidad ligada a la estimación del ancho de plastificación y la comparación bidimensional del ancho de plastificación con las alturas de las cuñas generadas en base a la solución de las rectas principales y secundarias. Además, se presenta a la solución la incorporación de un análisis de sensibilidad, el cual permite estudiar la contribución de los supuestos de las variables aleatorias en la predicción del factor de seguridad.

La metodología ha sido puesta a prueba bajo el desarrollo de un ejercicio simple de dimensionamiento de fortificación. De este análisis se desprende que, a pesar de cumplir con el criterio de aceptabilidad establecido para el propósito de la excavación, el diseño del sistema de soporte determinístico aún está expuesto a un riesgo asociado a la probabilidad de ocurrencia de un factor de seguridad menor a la unidad. Además, bajo el ejercicio de la cuantificación económica del riesgo asociado, se ha determinado para este caso que una configuración de fortificación más robusta logra optimizar la solución al minimizar los costos asociados al riesgo.

Finalmente, se concluye que el proceso de optimización del diseño de soporte en base a la metodología probabilística es posible de ejecutar con utilidad al realizar una cuantificación cautelosa del riesgo asociado al diseño (pudiendo ser un riesgo económico o social), de esta manera es posible definir el umbral de probabilidad de falla tolerable en base al propósito de la excavación.

AGRADECIMIENTOS

El camino recorrido hasta el presente fue completado a la par de un inmenso cariño y apoyo incondicional de las personas que complementan mi vida. Grupo de cercanos que, con sus palabras y acciones, me empujaron a sacar lo mejor de mí mismo con el alto ideal de siempre buscar la autosuperación personal.

El reconocimiento principal va dirigido hacia mi familia, pues ha sido un pilar fundamental en mi formación académica y personal. Para mí, ellos son un ejemplo de vida y la imagen de lo que deseo poder llegar a ser, siendo ellos los responsables de moldear con su cariño y apoyo a lo que hoy es una representación humilde de las grandes personas que son. Me siento muy afortunado de haber compartido este proceso con ellos y pretendo llenar de orgullo a las personas maravillosas que conforman mi hogar.

En el paso de la vida universitaria, he tenido la ocasión de conocer a muchos y cada uno ha tenido un impacto incalculable en mí. Guardare siempre el recuerdo de nuestras experiencias y momentos juntos que ahora es posible resumir en la sólida base de una duradera amistad. Como mención personal me gustaría nombrar a mis compañeros Daniel Parra, Diego Villalobos, Abraham Lara, Camilo Bastías, Cristian Saavedra, Cristóbal Gamboa, Víctor Yelicich, Camila González, Pablo Parada y Camilo Herrera, personas que han dejado huella en mí y que atesorare por siempre el hecho de haberlos conocido. Además, me gustaría mencionar a los miembros de la rama de escalada Usach por acompañarme en el recorrido de mi formación (tanto académica como deportiva), su apoyo siempre ha sido fundamental y son personas con las cuales espero compartir muchos momentos más en mi vida.

Cabe recalcar que son muchas las personas que han influenciado en mí en este proceso, no me gustaría dejar de mencionar al resto de compañeros con los cuales he compartido en estos años y a los profesores que se empeñan en entregar experiencias de forma entusiasta. Su acompañamiento siempre se verá reflejado en mi formación profesional y sus experiencias han logrado formar a la persona que hoy concluye este trabajo de titulación.

TABLA DE CONTENIDO

CAPÍTULO 1. ANTECEDENTES GENERALES	1
1.1 INTRODUCCIÓN	1
1.2 OBJETIVOS DEL ESTUDIO	2
1.2.1 Objetivo General	2
1.2.2 Objetivos Específicos	2
1.3 ALCANCES Y LIMITACIONES DEL ESTUDIO	2
1.4 METODOLOGÍA DE TRABAJO.....	3
1.5 JUSTIFICACIÓN DEL ESTUDIO.....	4
CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO	5
2.1 SIMULACIÓN POR EL MÉTODO DE MONTE CARLO	5
2.2 CLASIFICACIONES GEOMEcÁNICAS	5
2.2.1 Índice RMR de Bieniawski (1989)	6
2.2.2 Índice de Resistencia Geológica (GSI)	6
2.3 RESISTENCIA DE LOS MACIZOS ROCOSOS	10
2.3.1 Concepto de Roca Intacta y Macizo Rocoso	10
2.3.2 Criterios de Rotura	11
2.3.2.1 Criterio de Rotura de Mohr-Coulomb	11
2.3.2.2 Criterio de Rotura de Hoek-Brown	15
2.3.2.3 Equivalencia de Parámetros entre los Criterios de M-C y H-B.....	18
2.4 COMPORTAMIENTO DEL MACIZO ROCOSO	19
2.4.1 Nociones Básicas del Comportamiento Frágil, Dúctil y de Transición	19
2.4.2 Efecto de la Presión de Confinamiento.....	21
2.4.3 Caracterización del Comportamiento del Macizo Rocoso según Ambiente Geotécnico	22
2.4.4 Caracterización de los Modelos Constitutivos Post Rotura	26
2.4.5 Resistencia y Parámetros Post-Peak.....	29
2.4.5.1 Pautas Generales de Resistencia Post-Peak según E. Hoek	31
2.4.5.2 Modelos de Cuantificación de Resistencia Post-Peak.....	31
2.4.6 Mecanismo de Inestabilidad por Plastificación	35
2.4.6.1 Extensión de Zona Plástica o Radio de Plastificación	36
2.4.7 Mecanismo de Inestabilidad Estructuralmente Controlado	41
2.5 ELEMENTOS DE FORTIFICACIÓN	42
2.5.1 Sistema Conjunto Perno, Planchuela y Tuerca	43
2.5.2 Capacidad de Soporte en Pernos	44

2.5.3	Solicitud Estática y Factor de Seguridad.....	46
CAPÍTULO 3. ANÁLISIS DE INCERTIDUMBRE EN EL DISEÑO DE OBRAS SUBTERRANEAS		47
3.1	INCERTIDUMBRE EN MECÁNICA DE ROCAS	47
3.1.1	Incertidumbre en el Proceso de Diseño de Fortificación	48
3.2	ENFOQUES APLICADOS A METODOLOGIAS DE DISEÑO.....	49
3.2.1	Análisis del Enfoque Determinístico.....	49
3.2.2	Análisis del Enfoque Probabilístico.....	51
3.3	INCORPORACIÓN DE MEDIDAS DE CONTROL DE INCERTIDUMBRE EN EL MARCO DE TOMA DE DECISIONES.....	52
3.4	PROBABILIDAD DE FALLA Y CRITERIOS DE ACEPTACIÓN BAJO EL CONCEPTO DE RIESGO	54
3.4.1	Cuantificación del Riesgo Económico Asociado.....	56
3.5	REVISIÓN DE METODOLOGIAS APLICADAS AL CÁLCULO DE PROBABILIDAD DE FALLA EN TÚNELES	57
3.5.1	Metodología de Kalamaras, et al. (1999).....	57
3.5.2	Metodología de Cai (2011).....	59
CAPÍTULO 4. APLICACIÓN Y ANÁLISIS EN BASE AL METODO PROBABILÍSTICO.....		60
4.1	ANÁLISIS DE DEPENDENCIA Y ESTIMACIÓN DE VARIABLES DEPENDIENTES.	60
4.1.1	Estimación Probabilística de Variables Dependientes.....	61
4.2	ANALISIS DE SENSIBILIDAD TORNADO (DEFINICIÓN DE VARIABLES ALEATORIAS Y DETERMINISTICAS).....	62
4.3	CARACTERIZACIÓN DE INCETIDUMBRE EN VARIABLES ALEATORIAS	64
4.3.1	Análisis de Correlación entre Variables Aleatorias	65
4.4	METODO DE MONTE CARLO APLICADO AL DISEÑO DE SOSTENIMIENTO	66
4.4.1	Estimación de Número de Simulaciones Requeridas	66
4.4.2	Estimación de Probabilidad de Falla.....	68
4.4.2.1	Aplicación de Probabilidad de Falla según Largo del Trazado de un Túnel	69
4.4.3	Probabilidad de Efectividad de Largo de Anclaje	70
4.4.4	Probabilidad de Obtener un Ambiente Estructuralmente Controlado	71
4.5	DESCRIPCIÓN DE METODOLOGÍA	72
CAPÍTULO 5. CASO PRÁCTICO		73
5.1	DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA	73
5.1.1	Caracterización del Ambiente Geotécnico y Comportamiento del Macizo	74
5.2	SOLUCIÓN DETERMINISTA DE DISEÑO.....	76
5.2.1	Estimación de Parámetros de Hoek-Brown Peak y Residuales	76
5.2.2	Estimación de Radio de Plastificación	76

5.2.3	Selección de Diseño de Fortificación	77
5.2.4	Análisis de Estabilidad para Mecanismo Estructuralmente Controlado (Cuñas)	78
5.3	INTEGRACIÓN DE SOLUCIÓN PROBABILÍSTICA-ESTOCÁSTICA.....	79
5.3.1	Probabilidad de Falla a lo Largo del Trazado del Túnel	80
5.3.2	Selección de Diseño en Base al Nivel de Riesgo Asociado	81
5.3.3	Análisis de Sensibilidad	82
5.3.4	Probabilidad de Efectividad para el Largo de Anclaje Mínimo	83
5.3.5	Probabilidad de Obtener un Ambiente Estructuralmente Controlado	84
CAPÍTULO 6. ANÁLISIS DE RESULTADOS.....		86
6.1	DISCUSIÓN DE APLICACIÓN DE METODOLOGÍA PROBABILÍSTICA-ESTOCÁSTICA AL CASO PRÁCTICO	86
6.1.1	Efecto de la Incertezza de los Parámetros de Entrada	86
6.1.2	Estimación de Probabilidad de Falla para Solución Determinista y Casos Comparativos	86
6.1.3	Comparación de Casos en Base al Nivel de Riesgo Asociado	87
6.1.4	Análisis de Sensibilidad	87
6.1.5	Análisis Probabilístico para la Efectividad del Largo del Perno	88
6.2	ANÁLISIS GENERAL DE LA INCORPORACIÓN DE METODOLOGÍA PROBABILÍSTICA EN CONJUNTO A UN ENFOQUE DETERMINÍSTICO.....	88
CAPÍTULO 7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		89
7.1	CONCLUSIONES	89
7.2	RECOMENDACIONES Y CONSIDERACIONES	89
BIBLIOGRAFÍA		91
ANEXOS		95
ANEXO A	ESTIMACIÓN PARAMETRO D	96
ANEXO B	METODOLOGÍA DE LAS RECTAS PRINCIPALES Y SECUNDARIAS	97
ANEXO C	ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE LA BARRA DE ACERO (PERNO)....	108

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1.	Clases de macizos rocosos según índice RMR.	6
Tabla 2.2.	Síntesis de mecanismos de rotura.....	23
Tabla 2.3.	Valores típicos de propiedades del macizo rocoso según calidad.	28
Tabla 2.4.	Comentarios recopilados por Crowder & Bawden con respecto a estimación de parámetros residuales.....	30
Tabla 2.5.	Ánalisis de propuestas para la estimación de parámetros post-peak.	31

Tabla 3.1. Tipos de incertidumbres en ingeniería geotécnica según McMahon.....	48
Tabla 3.2. Incertidumbres ligadas al diseño de soporte.....	49
Tabla 3.3. Criterios de aceptación de probabilidad de falla para estados límites de elementos estructurales.....	55
Tabla 3.4. Criterios de aceptabilidad de probabilidad de falla en excavaciones.....	55
Tabla 4.1. Distribuciones estadísticas usuales en geotecnia.....	65
Tabla 4.2. Matriz de correlación de variables aleatorias del modelo.....	66
Tabla 5.1. Propiedades de resistencia y magnitud de esfuerzos in-situ para caso práctico.....	73
Tabla 5.2. Caracterización de familias de discontinuidades para caso práctico.....	74
Tabla 5.3. Costos referenciales de pernos por unidad.....	77
Tabla 5.4. Detalle del número más probable de "k" fallas para cada configuración de diseño... Tabla 6.1. Análisis de ventajas y desventajas al incorporar un enfoque probabilístico-estocástico.	81
.....	88

INDICE DE FIGURAS

Figura 2.1. Bloque delimitado por 3 sets estructurales.....	8
Figura 2.2. Carta de estimación para el índice de resistencia geológica (GSI) modificada.....	9
Figura 2.3. Transición esquemática de roca intacta a macizo rocoso.....	10
Figura 2.4. Ilustración de la relación entre resistencia y volumen considerado del macizo rocoso.	10
Figura 2.5. Representación general de un criterio de rotura.....	11
Figura 2.6. Fuerzas implicadas en el desplazamiento de un cuerpo contra la resistencia al rozamiento.....	12
Figura 2.7. Envolvente de Mohr-Coulomb.....	13
Figura 2.8. Criterio de rotura de Mohr-Coulomb en función de los esfuerzos principales.....	14
Figura 2.9. Criterio de rotura de Mohr-Coulomb con sección extrapolada en la región de tensiones de tracción.....	14
Figura 2.10. Escalas sugeridas de uso para el criterio generalizado de Hoek-Brown.....	17
Figura 2.11. Relaciones entre las tensiones principal mayor y menor en la rotura para los criterios de Hoek-Brown y Mohr-Coulomb.....	18
Figura 2.12. Curva esfuerzo-deformación para fractura frágil en compresión uniaxial.....	20
Figura 2.13. Curvas esfuerzo-deformación para comportamiento dúctil y de transición.....	20
Figura 2.14. Dilatancia causada por la rugosidad de la superficie de rotura.....	21
Figura 2.15. Comportamiento en compresión triaxial (transición del comportamiento frágil-dúctil).	21
Figura 2.16. Transición de comportamiento frágil a dúctil.....	22

Figura 2.17. Mecanismos de inestabilidad en túneles.....	24
Figura 2.18. Matriz de mecanismos de inestabilidad en túneles.....	26
Figura 2.19. Comportamiento post-rotura de los macizos rocosos donde a) Comportamiento elasto-frágil, b) Comportamiento elastoplástico con reblandecimiento y c) Comportamiento elastoplástico perfecto.	27
Figura 2.20. Comportamiento tenso-deformacional de diferentes muestras de macizos rocosos, con diferente resistencia peak y comportamiento post rotura.	28
Figura 2.21. Comportamiento de la excavación en base a modelos constitutivos post rotura. ..	29
Figura 2.22. Curva esfuerzo-deformación, indicando condición de falla (peak) y condición residual.	30
Figura 2.23. Ilustración del cambio de condición inicial a residual de un bloque de roca.....	32
Figura 2.24. Degradación de parámetros V_b y J_c de un estado peak a un estado residual.....	33
Figura 2.25. Relación de datos históricos para el índice de resistencia geológica versus su condición residual.	34
Figura 2.26. Evolución de zona plástica por sección longitudinal de avance.....	35
Figura 2.27. Ilustración de condiciones de contorno para el desarrollo analítico del problema bidimensional.	36
Figura 2.28. Caso general de análisis bidimensional para una excavación circular.	38
Figura 2.29. Condición peak y residual según límites de contorno en zona elástica y plástica..	39
Figura 2.30. Diferentes extensiones de la zona plástica (radio de plasticidad) según el modelo de comportamiento del macizo rocoso.	41
Figura 2.31. Metodología impuesta por Hoek-Brown para la determinación de una cuña cinemáticamente inestable en el techo de una excavación.....	42
Figura 2.32. Distinción de funciones de los elementos de fortificación instalados en el interior de una excavación subterránea.	42
Figura 2.33. Interacción del sistema conjunto como refuerzo de zona inestable.....	43
Figura 2.34. Esquema de concepto de cargas acción-reacción en perno.	44
Figura 2.35. Curva esfuerzo-deformación característica del acero.	45
Figura 2.36. Caracterización de carga máxima y deformación en diferentes tipos de pernos....	45
Figura 2.37. Estimación de demanda sobre un perno instalado.	46
Figura 3.1. Análisis de sensibilidad para la demanda y capacidad de soporte.	50
Figura 3.2. Función de densidad de probabilidad para a) Demanda y Capacidad de soporte, b) Factor de seguridad.	51
Figura 3.3. Relación de la probabilidad de falla y FS según la magnitud de incertidumbre.....	52
Figura 3.4. Ciclo de toma de decisiones en condiciones de incertidumbre.....	53
Figura 3.5. Diagrama de aplicación de criterio de aceptación de riesgo asociado al Factor de seguridad (FS) y Probabilidad de falla (PF).....	54
Figura 3.6. Probabilidad de tener al menos una falla para una longitud acumulativa determinada.	58

Figura 3.7. Esquema explicativo de metodología propuesta para probabilidad de falla 3D.....	58
Figura 3.8. Distribuciones de radios de plastificación alrededor de una sección de caverna determinada.....	59
Figura 3.9. Cálculo de longitud de anclaje del perno en función de la distribución estadística del ancho de plastificación.....	59
Figura 4.1. Análisis de identificación de variables dependientes e independientes en la solución utilizada para obtener el factor de seguridad.....	60
Figura 4.2. Metodología de estimación de propiedades de resistencia del macizo rocoso mediante el método de Monte Carlo.....	62
Figura 4.3. Ejemplo de análisis de sensibilidad paramétrico (determinístico) aplicado a metodología usada para obtener el factor de seguridad.....	63
Figura 4.4. Intervalos de confianza para una distribución normal.....	67
Figura 4.5. Variación según número de iteraciones para: A) Error máximo de estimación de la media, B) Media de distribución para ancho de zona plástica y C) Desviación estándar de distribución para ancho de zona plástica.....	68
Figura 4.6. Obtención de probabilidad de falla del diseño de fortificación para una sección del túnel.....	68
Figura 4.7. Estimación de probabilidad de falla a lo largo del trazado de un túnel.....	69
Figura 4.8. Probabilidad de que el largo del perno quede dentro del halo de zona plástica.....	70
Figura 4.9. Probabilidad de obtener un ambiente estructuralmente controlado.....	71
Figura 4.10. Procedimiento de metodología propuesta para la incorporación de análisis probabilístico en el dimensionamiento de fortificación.....	72
Figura 5.1. Matriz de descripción de comportamiento del macizo según ambiente geotécnico, en conjunto a análisis de conteo de puntos por simulación Monte Carlo.....	75
Figura 5.2. Descripción de mecanismo de inestabilidad en la excavación en base al modelo constitutivo de comportamiento post-rotura.....	75
Figura 5.3. Resultados de constantes de Hoek-Brown para condición Peak y Residual.....	76
Figura 5.4. Estimación de radio de plastificación mediante solución analítica.....	76
Figura 5.5. Comparación de costos y factor de seguridad a diferentes configuraciones de diseño para solución determinista.....	77
Figura 5.6. Solución óptima determinística de caso práctico para diseño de fortificación.....	78
Figura 5.7. Análisis de estabilidad de cuñas para solución determinística.....	78
Figura 5.8. Probabilidad de falla para diseño con pattern de apertado de 1.3 x 1.3 (m), perno de grado A63-42H y 28 (mm) de diámetro.....	79
Figura 5.9. Comparación de alternativas por probabilidad de falla y costo total de apertado....	79
Figura 5.10. Comparación de $P(K \geq 1)$ a lo largo del trazado del túnel por configuración de diseño.....	80
Figura 5.11. Comparación de distribución Binomial para las "K" posibles fallas en L=100(m)... .	81
Figura 5.12. Comparación de configuraciones de diseño incorporando el valor del riesgo.....	82

Figura 5.13. Análisis de sensibilidad por contribución a la varianza en ancho de zona plástica.	83
Figura 5.14. Probabilidad de efectividad para el largo de anclaje estimado.	84
Figura 5.15. Equivalencia de solución del software Unwedge v3.0 y solución aplicada en simulación mediante “el método de las rectas principales y secundarias”.....	84
Figura 5.16. Análisis de sensibilidad en simulación para $P(Hi > Azp)$	85
Figura 5.17. Comparación de distribuciones para ancho de zona plástica y altura de las cuñas en cajas de la excavación.	85

CAPÍTULO 1. ANTECEDENTES GENERALES

1.1 INTRODUCCIÓN

El proceso de fortificación es la principal actividad constituyente de la seguridad de trabajo en túneles, el éxito del sistema de soporte asegurará el resguardo de la integridad física de los trabajadores, además del cuidado de instalaciones y equipos. En consecuencia, su ejecución debe ser cuidadosa y realizada responsablemente, siendo fundamental el estimar de forma precisa los parámetros de diseño de fortificación a emplear, tal que asegure las condiciones económicas y de seguridad óptimas.

La práctica común en el diseño de túneles mineros considera generalmente un enfoque determinístico a la hora evaluar el requerimiento de soporte y dimensionar el sistema de fortificación necesario. Las metodologías tradicionales mediante métodos empíricos, analíticos y numéricos ingresan parámetros de entrada descritos como “la mejor estimación” (por ejemplo, la media) o “el peor caso” (en un caso conservador) para determinar la relación Capacidad/Demanda en el sistema de interacción soporte – macizo rocoso, lo cual conlleva a obtener un factor de seguridad (FS) que no cuantifica totalmente la confiabilidad del sistema de soporte e incertidumbre intrínseca a los parámetros de entrada.

En la práctica, el análisis basado en un cálculo determinista puede indeterminar el factor de seguridad obtenido, pues los parámetros de entrada no logran ser totalmente representativos en su calidad de uso de información, lo que implica obtener un factor de seguridad que ignora completamente la variabilidad del sistema, alejándose de describir con exactitud la realidad del problema. La aplicación anterior se puede exemplificar en casos donde dos secciones de túneles diferentes, que tienen el mismo factor de seguridad, poseen una probabilidad de falla diferente lo que es altamente inexacto en términos de estabilidad y riesgos asociados.

Dejando fuera la comparativa de métodos de cálculos usados o criterios de diseño basados en la experiencia del ingeniero, se debe focalizar la atención en las principales fuentes de incertidumbre para realizar un análisis representativo de la realidad anexa al dimensionamiento de los elementos de soporte. Por tanto, la cuantificación de la variabilidad inherente de las propiedades del macizo rocoso y la variabilidad de desempeño de los elementos de soporte es de vital importancia para incorporar la naturaleza estocástica de los parámetros al problema y obtener un factor de seguridad que logre caracterizar con exactitud la confiabilidad del sistema de soporte en base a la probabilidad de falla.

Es por esto, que el presente trabajo busca integrar metodologías de análisis con enfoque probabilístico-estocástico en el diseño de fortificación de túneles mineros, de manera que la incertidumbre asociada al diseño pueda ser manejada de forma rigurosa y lograr optimizar el dimensionamiento de los elementos de fortificación a las necesidades requeridas.

1.2 OBJETIVOS DEL ESTUDIO

1.2.1 Objetivo General

Desarrollar propuesta de integración de metodología probabilística en el dimensionamiento de soporte en túneles en base a la probabilidad de falla, tal que permita optimizar resultados de estabilidad y costos en base a la precisión de estrategias de decisión en el diseño de fortificación.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Realizar un estudio comparativo entre metodología determinística y probabilística en el diseño de fortificación en túneles mineros.
- Estudio de las principales fuentes de incertidumbre en el proceso de diseño de fortificación.
- Identificación de las variables aleatorias involucradas en la demanda del sistema de interacción soporte – macizo rocoso.
- Describir el comportamiento de las variables aleatorias involucradas en la demanda del sistema de interacción soporte – macizo rocoso, por medio del ajuste a distribución de probabilidad por variable aleatoria.
- Realizar análisis de sensibilidad, con el fin de estudiar la influencia de la variabilidad de los parámetros de entrada en el cálculo de factor de seguridad (FS).
- Aplicación de la simulación de Monte Carlo a solución analítica de estimación de la Demanda y Capacidad del sistema de interacción soporte – macizo rocoso. Con el fin de obtener de manera trazable el resultado de probabilidad de falla.
- Planteamiento de propuesta de uso práctico y sencillo de metodologías probabilísticas en conjunto a análisis de dimensionamiento con enfoque determinista.
- Incorporación de la metodología probabilística para el análisis de efectividad para el largo del perno (análisis de variabilidad de zona plástica y altura de cuñas).
- Incorporación del concepto de riesgo económico en la comparación de configuraciones de diseño de fortificación.

1.3 ALCANCES Y LIMITACIONES DEL ESTUDIO

- La temática principal del trabajo de título se basó en el dimensionamiento de elementos de fortificación mediante metodologías probabilísticas enfocado al desarrollo de túneles mineros. Por tanto, el desarrollo no contempla modelos de estabilidad referentes a otros tipos de obras subterráneas.
- Los mecanismos de inestabilidad a analizar son en base a un ambiente controlado por el estado tensional (donde la demanda de sostenimiento recae en el radio de plastificación del macizo rocoso alrededor de la cavidad del túnel) y en un ambiente controlado por

discontinuidades (mediante una solución bidimensional para generar las alturas de las cuñas). Por tanto, el estudio se abstiene de incluir un análisis de demanda de soporte bajo condiciones dinámicas.

- El análisis se basó principalmente en el comportamiento mecánico del sistema de interacción del complejo perno – planchuela – tuerca para la descripción de capacidad de soporte. Esto bajo el supuesto de que el elemento que condiciona el diseño es el perno y que las capacidades del sistema tuerca-planchuela son compatibles a dicha condición.
- El análisis probabilístico se realizó en base a la metodología de simulación de Monte Carlo, debido a la facilidad de incorporación de este tipo en análisis en conjunto a un modelo analítico.
- El desarrollo analítico del modelo solución está condicionado bajo la simplificación de una excavación de sección circular bajo un campo de esfuerzos hidrostáticos. Esto con el fin de facilitar la aplicación de la metodología de simulación de Monte Carlo.

1.4 METODOLOGÍA DE TRABAJO

Con el fin de alcanzar los objetivos planteados, se establecen las siguientes etapas de desarrollo del estudio:

- Revisión de bibliografía referente a sistemas de fortificación: La etapa tuvo como objetivo reunir toda la información necesaria acerca de la aplicación y análisis referentes a los elementos de fortificación, de forma tal de profundizar el comportamiento mecánico del sistema de soporte. Esto con el fin de facilitar el desarrollo analítico del problema.
- Revisión de bibliografía referente a teoría de probabilidad: Con el fin de interiorizar la teoría de modelos probabilísticos y buscar la mejor incorporación de aplicación para el problema.
- Revisión de bibliografía referente a la aplicación de métodos probabilísticos en tunelería: La etapa tiene como objetivo reunir toda la información acerca de la actual aplicación de modelos probabilísticos en desarrollos de tunelería, lo cual permitirá comprender y describir el contexto actual de aplicación de la metodología.
- Desarrollo analítico del sistema de interacción soporte – macizo rocoso: El desarrollo va enfocado en la descripción analítica del problema, en base a un ambiente de inestabilidad controlado por el estado tensional y definición de las variables aleatorias del modelo.
- Estudio de variables aleatorias del modelo: En base a las variables aleatorias definidas en el desarrollo analítico del problema, se realiza un estudio de la variabilidad ligada a estos parámetros y la existencia de correlación entre variables.
- Desarrollo de aplicación de metodología probabilística al modelo analítico: Se aplica la metodología de simulación de Monte Carlo al modelo analítico expuesto, tal de obtener una representación del comportamiento de la Capacidad y Demanda del sistema de

- interacción soporte – macizo rocoso, en base al ajuste de una distribución de probabilidad. Esto, con el fin de definir el comportamiento estadístico del factor de seguridad y obtener la probabilidad de que el factor de seguridad sea menor a la unidad.
- Desarrollo de propuesta de aplicación de metodología probabilística: Se describe una propuesta de aplicación estratégica de la incorporación del método probabilístico tal que permita optimizar la relación seguridad / costos bajo el concepto de riesgo.
 - Estudio comparativo de metodología determinística y probabilística por medio de caso de estudio: Se desarrolla la metodología determinística y probabilística en un caso de estudio tal que permita realizar un estudio comparativo en base a un análisis técnico – económico.

1.5 JUSTIFICACIÓN DEL ESTUDIO

En la práctica, los análisis probabilísticos son un estándar de aplicación en la geotécnica superficial, siendo común la terminología de probabilidad de falla e índice de confianza en análisis de estabilidad de taludes, permitiendo asignar criterios de aceptabilidad en base a la probabilidad de ocurrencia del modelo de inestabilidad. En caso contrario, no es un estándar de aplicación la metodología probabilística en análisis de estabilidad referentes a excavaciones subterráneas, ignorando la variabilidad inherente a los parámetros de entrada en el cálculo de factor de seguridad.

Tratando de explicar la inconsistencia de aplicación del enfoque probabilístico en ámbito de diseño de fortificación en túneles, se ha consultado a diferentes profesionales del área para conocer las razones principales de que aun sea el enfoque determinista la metodología predominante de diseño. Tal investigación llegó a la conclusión de que actualmente aún se ve con suspicacia la aplicación del análisis con enfoque probabilístico en geomecánica subterránea.

Este hecho es consistente con lo expuesto por Hoek, Kaiser & Bawden (1995), describiendo que la mayoría de los ingenieros geotécnicos consideran el tema de la teoría de la probabilidad con dudas y sospechas. Parte de la razón de esta desconfianza se encuentra asociada con el lenguaje que han adoptado aquellos que se especializan en el campo de la teoría de la probabilidad y evaluación de riesgos.

Por tanto, el desarrollo del presente trabajo va orientado a otorgar una aplicación práctica de la metodología probabilística enfocada al dimensionamiento de fortificación de túneles, tal que permita facilitar la comprensión de la aplicación de métodos estocásticos, aplicados específicamente a la interpretación del factor de seguridad en base al cálculo de probabilidad de falla. Cabe destacar que, la aplicación de la metodología probabilística podría ser la base para un control de mitigación de riesgos referentes a falla del sistema de soporte, de modo que es posible precisar las estrategias de diseño en base al análisis propuesto.

CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO

2.1 SIMULACIÓN POR EL MÉTODO DE MONTE CARLO

La simulación por el método de Monte Carlo es una técnica estadística común y sencilla de realizar. Modelando los inputs como variables aleatorias (descritas por medio de funciones de densidad de probabilidad), es posible representar explícitamente la incertidumbre inherente a los parámetros de entradas y, por tanto, describir de forma precisa la variabilidad existente en el modelo de cálculo.

Para aplicar la metodología, es necesario contar con un modelo solución que concluya en la definición de una “función de desempeño”, la cual debe estar compuesta por las variables aleatorias del modelo o parámetros dependientes a estas últimas. Luego, se debe definir las distribuciones estadísticas de cada variable estocástica.

La metodología consiste básicamente en muestrear datos de forma aleatoria para cada distribución estadística ingresada como input del modelo, valores que son usados para realizar el cálculo de la función de desempeño de cada conjunto de variables aleatorias.

Este proceso se repite un gran número de veces obteniendo como output la distribución de probabilidad de la función desempeño, entonces la probabilidad de falla es posible de obtener como la relación entre el número de casos que fallaron y el número total de simulaciones.

Por tanto, la implementación del método de Monte Carlo implica:

- Selección de un modelo que producirá una solución determinista a un problema de interés.
- Decisión sobre que parámetros de entrada se van a modelar probabilísticamente y la representación de estos parámetros por medio de distribuciones de probabilidad.
- Proceso de simulación, que consiste en la obtención de resultados de la función desempeño para cada iteración del procedimiento, resultados basados en la selección aleatoria de valores para los parámetros estocásticos.
- Determinación de la función de densidad de probabilidad para la variable de salida del modelo.

2.2 CLASIFICACIONES GEOMECÁNICAS

El propósito de la clasificación geomecánica es proporcionar un índice numérico que indique la calidad del macizo rocoso. Índice de carácter empírico usado principalmente para seleccionar el sostenimiento de túneles, la estimación de resistencia o el comportamiento mecánico de los macizos rocosos.

2.2.1 Índice RMR de Bieniawski (1989)

La clasificación geomecánica RMR definida por Bieniawski está basada en la asignación de puntaje para 5 parámetros, la suma de la puntuación de cada uno de los parámetros resulta en el índice RMR cuyo valor oscila entre 0 a 100, donde cuanto mejor es la calidad de la roca más elevado es el valor del índice. Por tanto, el valor del índice RMR se determina tal que:

$$RMR_b = P(UCS) + P(RQD) + P(s) + P(Jc) + P(Wc) \quad (2.1)$$

Donde:

RMR_b : Índice RMR definido por Bieniawski.

$P(x)$: Puntaje asociado al parámetro x.

UCS : Resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta.

RQD : Designación de la calidad de la roca definida por Deere, et al. (1967).

s : Espaciamiento de las discontinuidades.

Jc : Condición de las discontinuidades.

Wc : Condición de agua subterránea.

La suma de los puntajes asociados a los 5 parámetros mencionados permite obtener el $RMR_{in-situ}$, lo que define la calidad geotécnica de los macizos rocosos en una escala que considera 5 clases y se muestran en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1. Clases de macizos rocosos según índice RMR.

Valor total RMR	81 – 100	61 – 80	41 – 60	21 – 40	<20
Clase	1	2	3	4	5
Descripción	Muy Bueno	Bueno	Regular	Malo	Muy malo

Fuente: Traducido de Bieniawski, 1989.

Es posible ajustar este valor considerando el efecto de la orientación de las discontinuidades con respecto a la excavación, obteniendo un valor ajustado tal que:

$$RMR = RMR_{in-situ} + \Delta RMR \quad (2.2)$$

Donde ΔRMR es el ajuste por efecto de la orientación de las estructuras, dicho valor es posible obtener en base a la tabla correspondiente a la asignación de puntaje por efecto de orientación de estructuras.

2.2.2 Índice de Resistencia Geológica (GSI)

El GSI (Geological Strenght Index) o índice de resistencia geológica, es un índice de calidad geomecánica que se basa en la identificación y clasificación en campo de dos características fundamentales: la macroestructura y la condición de las superficies de las discontinuidades. La

caracterización de estos parámetros permiten estimar los parámetros de resistencia del macizo rocoso, dado que la resistencia de un macizo rocoso diaclasado depende de las propiedades de los pedazos de roca intacta y de la libertad de estas para deslizar o girar bajo diferentes condiciones de esfuerzos, esta libertad de desplazamiento está controlada por la forma geométrica de las piezas de roca intacta así como por las condiciones de las superficies que las separan (Gavilanes & Andrade, 2004).

La caracterización del macizo rocoso en base a este índice es simple, basada en la impresión visual de la estructura rocosa en términos de bloques y de la condición superficial de las discontinuidades (indicadas por la rugosidad y alteración de las estructuras). La combinación de estos dos parámetros proporciona una base práctica para describir un rango amplio de tipos de macizos rocosos cuantificados por medio del índice de resistencia geológica, cuyo rango numérico está comprendido entre 0 y 100 permitiendo definir 5 clases de macizos rocosos:

- Macizos de calidad Muy Mala ($0 \leq GSI \leq 20$)
- Macizos de calidad Mala ($20 \leq GSI \leq 40$)
- Macizos de calidad Regular ($40 \leq GSI \leq 60$)
- Macizos de calidad Buena ($60 \leq GSI \leq 80$)
- Macizos de calidad Muy Buena ($80 \leq GSI \leq 100$)

Algunas consideraciones de aplicación para el GSI se describen a continuación:

- No es aplicable en aquellos casos en que el comportamiento del macizo rocoso presenta un claro control estructural.
- Su estimación no considera la resistencia en compresión uniaxial de la roca intacta, ya que el GSI es usado para evaluar el efecto escala por medio de los parámetros del criterio de Hoek-Brown, criterio de rotura que ya tiene incorporado el parámetro σ_{ci} .
- Por el mismo motivo anterior, la estimación del GSI no considera algún parámetro que refleje la condición de agua, ya que el criterio de Hoek-Brown la incluye en término de los esfuerzos efectivos.
- Su estimación no considera el espaciamiento entre estructuras, ya que este está implícitamente incluido al evaluar la blocosidad del macizo rocoso (a mayor espaciamiento el macizo es más masivo y a menor espaciamiento el macizo es de mayor blocosidad).
- El GSI debe definirse como un rango y no como un valor único.

Cai, et al. (2004) realizan una modificación a la carta original de Marinos & Hoek (2000) para determinar el índice de resistencia geológica. Modificación que se basa en cuantificar los dos parámetros de entrada, definiendo así los parámetros cuantificados como el volumen de bloques formados (V_b) y el factor de condición de las discontinuidades (J_c).

El volumen de bloques (V_b) se determina a partir del espaciamiento, orientación y número de sets estructurales, donde el valor V_b es una expresión volumétrica de la densidad de discontinuidades presentes.

En el caso donde estén presentes tres o más sets estructurales y siendo persistentes (como se exemplifica en la Figura 2.1), el volumen de bloques se puede calcular tal que:

$$V_b = \frac{s_1 s_2 s_3}{\sin(\gamma_1) \sin(\gamma_2) \sin(\gamma_3)} \quad (2.3)$$

Donde:

s_i : Espaciamiento de las discontinuidades.

γ_i : Ángulo formado entre los sets estructurales.

Si las discontinuidades no son persistentes, es decir, con puentes de rocas, la resistencia del macizo rocoso es mayor y se mejora la estabilidad global de la roca. En consecuencia, el volumen aparente del bloque debiese ser mayor para macizos rocosos con discontinuidades no persistentes. (Cai, et al., 2004). Por tanto, la persistencia de las discontinuidades tiene un efecto significativo sobre las propiedades y el comportamiento de los macizos rocosos.

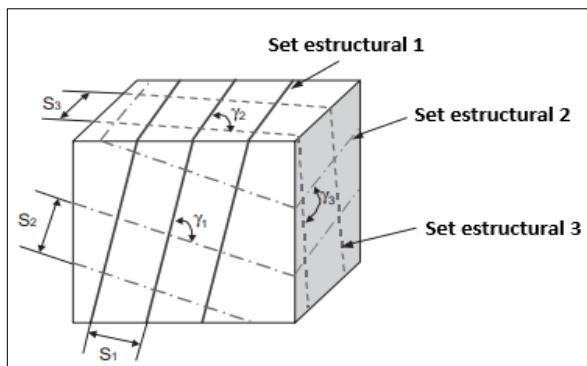


Figura 2.1. Bloque delimitado por 3 sets estructurales.
Fuente: Traducido de Cai, et al., 2004.

El factor de condición de las discontinuidades (J_c) se define en base a la rugosidad, grado de meteorización y el tipo de relleno de las discontinuidades. La combinación de estos tres factores define la resistencia de la discontinuidad. Cai, et al. (2004) proponen la siguiente relación para estimar el factor J_c :

$$J_c = \frac{J_w J_s}{J_a} \quad (2.4)$$

Donde:

J_w : Factor de ondulación de la discontinuidad.

J_s : Factor de rugosidad de la discontinuidad.

J_a : Factor de alteración de la discontinuidad.

Ya obtenido el valor de los parámetros V_b y J_c , es posible obtener el valor del GSI en base a la carta de estimación de GSI modificada que se muestra en la Figura 2.2. Además, Cai, et al. (2007) proponen la siguiente relación para el cálculo de GSI en base a V_b y J_c , tal que:

$$GSI(V_b, J_c) = \frac{26.5 + 8.79\ln(J_c) + 0.9\ln(V_b)}{1 + 0.0151\ln(J_c) - 0.0253\ln(V_b)} \quad (2.5)$$

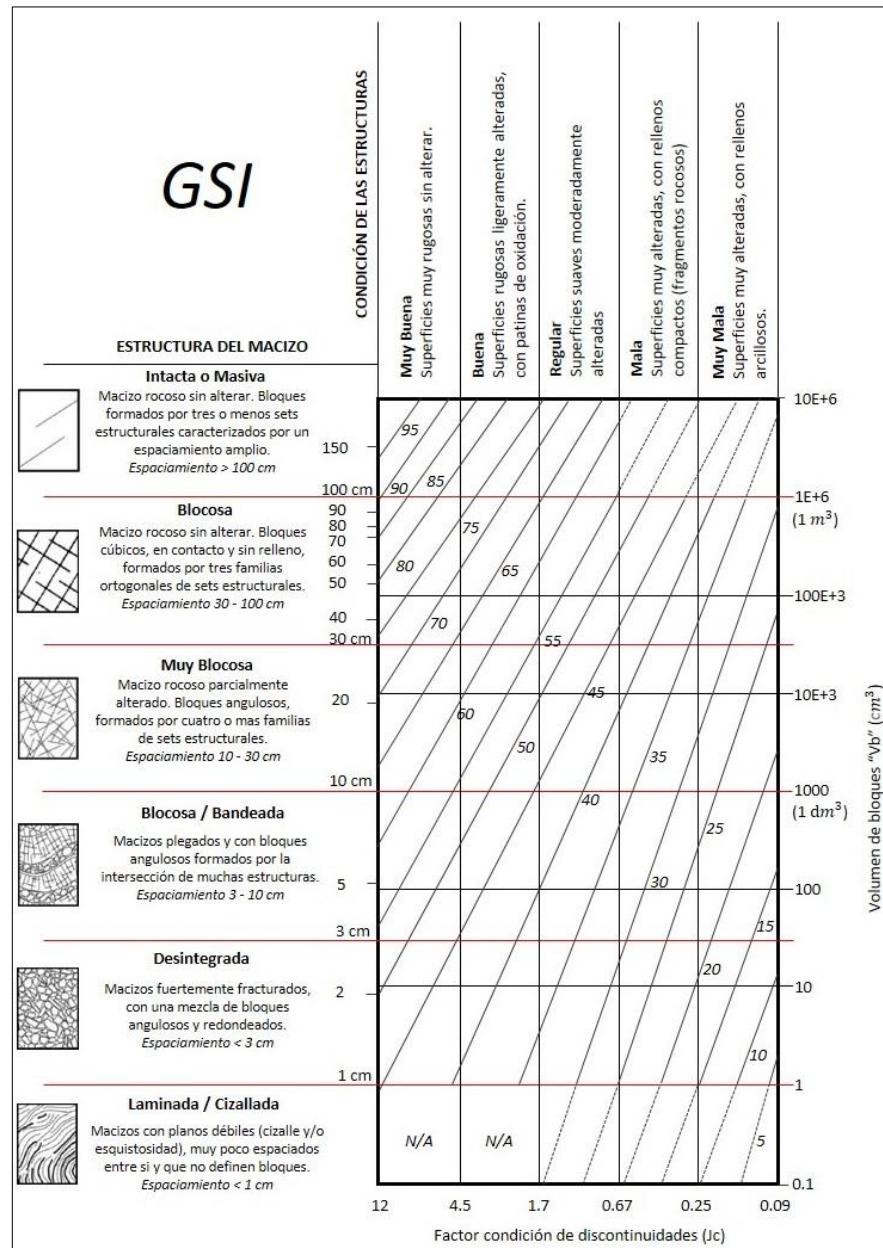


Figura 2.2. Carta de estimación para el índice de resistencia geológica (GSI) modificada.

Fuente: Traducido de Cai, et al., 2004.

2.3 RESISTENCIA DE LOS MACIZOS ROCOSOS

2.3.1 Concepto de Roca Intacta y Macizo Rocoso

La roca en su estado natural de ocurrencia es un material complejo, casi siempre atravesado por planos de debilidad que muchas veces incluyen diaclasas, estratificaciones, zonas de cizalla y fallas. El material entre estos planos de debilidad está constituido por bloques de roca intacta (concepto idealizado de un elemento de roca que no presenta discontinuidades observables), los cuales pueden variar desde frescos e inalterados hasta alterados. Cuando se considera un gran volumen de roca comparable con el tamaño de una excavación se habla de macizo rocoso (Gavilanes & Andrade, 2004), lo anterior se representa en el esquema de la Figura 2.3.

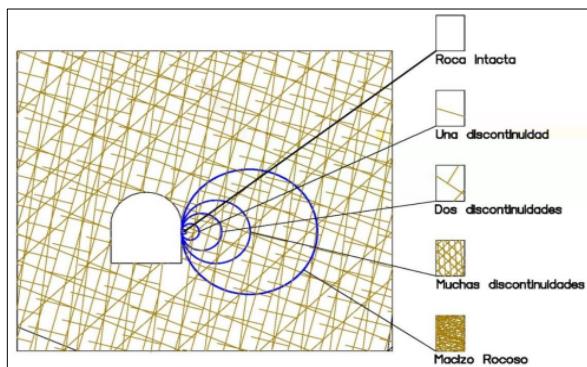


Figura 2.3. Transición esquemática de roca intacta a macizo rocoso.

Fuente: Laboratorio Oficial José María de Madariaga (España), 2015.

La principal importancia de consideración de estos conceptos es el “efecto escala”, el cual se define como la disminución de los parámetros de resistencia y propiedades de deformación de la roca a medida que incrementa la escala de volumen del espécimen, el efecto es causa de la mayor probabilidad de encontrar estructuras y defectos en la roca al aumentar la escala de análisis. En términos de resistencia, el supuesto es que el término de macizo rocoso pertenece a la última etapa de una curva logarítmica asintótica (Gavilanes & Andrade, 2004), tal como se muestra en la Figura 2.4.

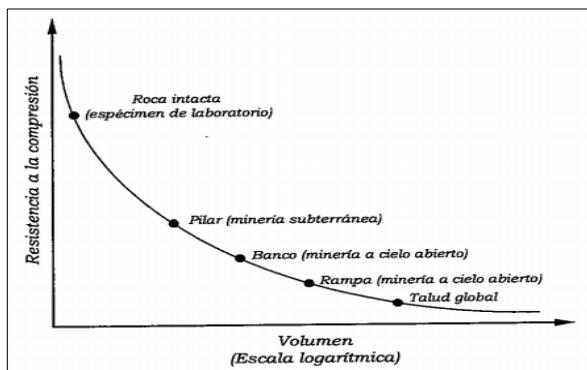


Figura 2.4. Ilustración de la relación entre resistencia y volumen considerado del macizo rocoso.

Fuente: Gavilanes & Andrade, 2004.

2.3.2 Criterios de Rotura

Una descripción simplificada del concepto Criterio de Rotura corresponde a una relación entre tensiones que permite predecir la resistencia de una roca sometida a cierto campo de esfuerzos, limitando el estado tensional admisible (para el cual el comportamiento es elástico) y el estado tensional que producirá la rotura.

En la Figura 2.5 se ejemplifica lo descrito, en donde la frontera entre los estados tensionales admisibles e inadmisibles se denomina Envolvente de Rotura.

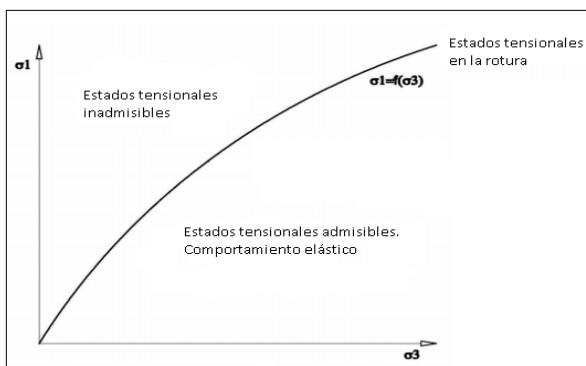


Figura 2.5. Representación general de un criterio de rotura.
Fuente: Laboratorio Oficial José María de Madariaga (España), 2015.

Comúnmente los criterios de rotura están formulados en función de los esfuerzos principales y debido a las limitaciones físicas en el montaje experimental se expresan de forma bidimensional. Así, los criterios de rotura son establecidos, en su mayoría, en término de los esfuerzos principales mayor y menor, σ_1 y σ_3 respectivamente. Según Gavilanes & Andrade (2004), la evidencia experimental muestra que la contribución del esfuerzo principal intermedio σ_2 en la rotura es generalmente ignorada.

2.3.2.1 Criterio de Rotura de Mohr-Coulomb

En Hoek, Kaiser & Bawden (1995) se describe el criterio de rotura de Mohr-Coulomb, el cual postula que la tensión cortante que causa la rotura en los suelos y rocas es resistida por una parte cohesiva y por otra parte friccionante que depende de la tensión normal al plano a lo largo del cual se produce la rotura.

En Gavilanes & Andrade (2004), por medio del ejemplo esquemático de la Figura 2.6, se detalla el fundamento teórico del criterio en base al diagrama de un bloque apoyado sobre un plano sometido a la acción de una fuerza horizontal (P), presentando 3 fuerzas adicionales que actúan sobre el bloque: el peso (W), la fuerza normal (N) al plano y la fuerza de rozamiento (f_R) tangencial al plano. La ley de Coulomb sobre el rozamiento establece que $f_R \leq N \cdot u$, donde u es el coeficiente de rozamiento.

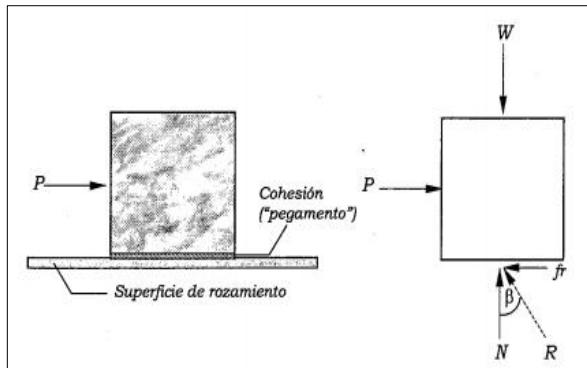


Figura 2.6. Fuerzas implicadas en el desplazamiento de un cuerpo contra la resistencia al rozamiento.

Fuente: Gavilanes & Andrade, 2004.

Para la condición descrita se cumple que $\tan(\beta) \leq \mu$, donde β es el ángulo de inclinación de la reacción al plano. Cuando $\tan(\beta) = \mu$, β es el máximo ángulo de oblicuidad con la normal que puede producirse, es decir f_R alcanza su valor máximo. Si la fuerza aplicada P aumenta, se romperá el equilibrio y se inicia el movimiento.

Tal como se describe en la Figura 2.6, se supone que en el modelo el bloque está “adherido” a la superficie de deslizamiento (ejemplificando el concepto de cohesión), donde la fuerza P necesaria para producir el movimiento a lo largo del plano sería:

$$P = k + \mu N \quad (2.6)$$

Donde:

- P : Fuerza horizontal aplicada que inicia el movimiento.
- k : Fuerza lateral opuesta al movimiento del bloque, debido a la “adhesión”.
- μ : Coeficiente de rozamiento.
- N : Fuerza normal al plano.

Llamando ángulo de fricción interna (ϕ) al valor máximo β y usando el concepto ejemplificado anteriormente por la fuerza opuesta al movimiento debido a la adhesión (k) pero ahora aplicado como cohesión del material, es posible describir análogamente la resistencia a la tensión de corte desarrollada en un plano para un estado tensional caracterizado por las tensiones principales mayor y menor (como se muestra en la Figura 2.7), tal que:

$$\tau = C + \sigma_n \tan(\phi) \quad (2.7)$$

Donde:

- τ : Resistencia al corte.
- C : Cohesión del material.

σ_n : Esfuerzo normal al plano.

ϕ : Ángulo de fricción interna.

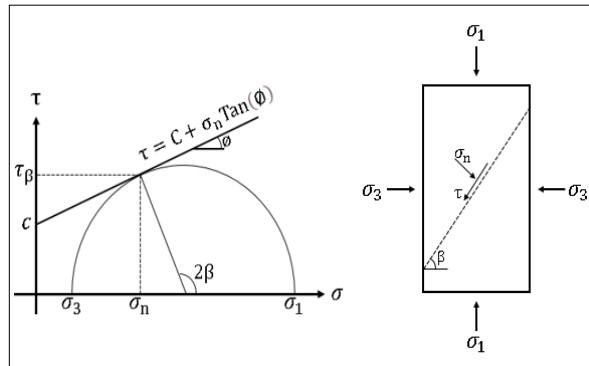


Figura 2.7. Envolvente de Mohr-Coulomb.

Fuente: Gavilanes & Andrade, 2004.

Como se muestra en el esquema de la Figura 2.7, a partir de las tensiones principales es posible obtener las tensiones normal y tangencial al plano de rotura, las expresiones son:

$$\sigma_n = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \cos(2\beta) \quad (2.8)$$

$$\tau = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \sin(2\beta) \quad (2.9)$$

Donde, en base a la construcción del círculo de Mohr, se determina que:

$$\beta = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \quad (2.10)$$

Llevando las ecuaciones (2.8), (2.9) y (2.10) a la ecuación (2.7) se obtiene el criterio de rotura de Mohr-Coulomb expresado en función de los esfuerzos principales:

$$\sigma_1 = \frac{2C \cos(\phi)}{1 - \sin(\phi)} + \frac{1 + \sin(\phi)}{1 - \sin(\phi)} \sigma_3 \quad (2.11)$$

Donde para $\sigma_3 = 0$, σ_1 en la rotura es la resistencia a la compresión simple, con lo que la expresión anterior queda:

$$\sigma_c = \frac{2C \cos(\phi)}{1 - \sin(\phi)} \quad (2.12)$$

Dicho esto, y haciendo el siguiente ajuste:

$$\tan(\psi) = \frac{1 + \sin(\phi)}{1 - \sin(\phi)} = \tan^2 \left(\frac{\phi}{2} + \frac{\pi}{4} \right) \quad (2.13)$$

Se obtiene una expresión simplificada del criterio de Mohr-Coulomb expresado en términos de los esfuerzos principales:

$$\sigma_1 = \sigma_c + \sigma_3 \operatorname{Tan}(\psi) \quad (2.14)$$

Expresión que es común encontrar en la bibliografía que describe este criterio de rotura, tal como se muestra en la Figura 2.8.

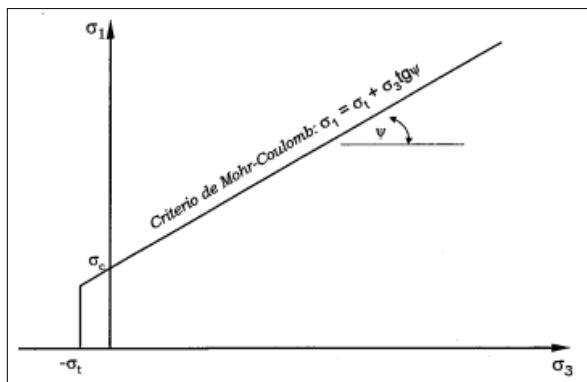


Figura 2.8. Criterio de rotura de Mohr-Coulomb en función de los esfuerzos principales.
Fuente: Gavilanes & Andrade, 2004.

Para representar el criterio de Mohr-Coulomb se debe ajustar una recta que sea tangente a los círculos de rotura obtenidos mediante los ensayos de laboratorio tal como se muestra en la Figura 2.9.

Además, se debe mencionar que la ecuación (2.7) pierde validez física cuando los valores de σ atraviesan la región de tracción, ya que no sería admisible admitir la existencia de una resistencia friccional en presencia de esfuerzos de tracción, por tanto, el criterio de Mohr-Coulomb extrapoló la envolvente en la región de tensiones de tracción por medio de una línea recta que alcanza el punto de la abscisa correspondiente a la resistencia de tracción del material ($-\sigma_t$) tal como se muestra en la Figura 2.9.

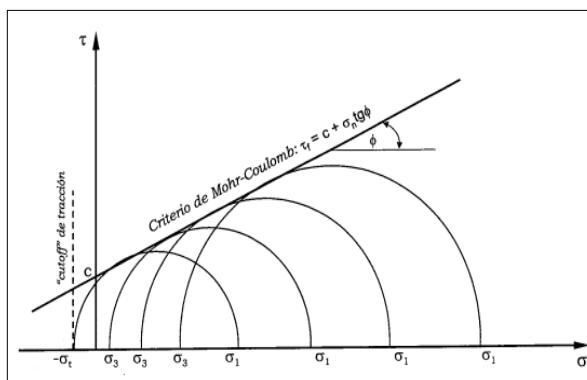


Figura 2.9. Criterio de rotura de Mohr-Coulomb con sección extrapolada en la región de tensiones de tracción.
Fuente: Gavilanes & Andrade, 2004.

2.3.2.2 Criterio de Rotura de Hoek-Brown

En Hoek & Brown (1988) se desarrolla el criterio de rotura de Hoek-Brown por medio de ajustes por aproximaciones sucesivas a las curvas de ensayos triaxiales, definido por la expresión:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sqrt{m\sigma_{ci}\sigma'_3 + s\sigma_{ci}^2} \quad (2.15)$$

Donde:

- σ'_1 : Esfuerzo principal mayor efectivo.
- σ'_3 : Esfuerzo principal menor efectivo.
- σ_{ci} : Resistencia a la compresión uniaxial simple de la roca intacta.
- m, s : Constantes que dependen de las propiedades de la roca y grado de fracturamiento.

La resistencia a la compresión uniaxial del macizo rocoso ($\sigma_{c,mr}$) y la resistencia a la tracción uniaxial del mismo ($\sigma_{t,mr}$) se expresan respectivamente como:

$$\sigma_{c,mr} = \sigma_{ci}\sqrt{s} \quad (2.16)$$

$$\sigma_{t,mr} = \frac{1}{2}\sigma_{ci}\left(m - \sqrt{m^2 + 4s}\right) \quad (2.17)$$

El término de Esfuerzo Efectivo no es más que la reducción de magnitud de los esfuerzos principales en base a la presión de agua intersticial (u). Concepto que se aplica considerando que la roca contiene un sistema interconectado de poros contenido agua, por tanto, la resistencia y la fractura serán gobernadas por las presiones de agua intersticial. Así, es posible expresar la magnitud de los esfuerzos principales efectivos como:

$$\sigma' = \sigma - u \quad (2.18)$$

Para macizos rocosos diaclasados, los valores de m y s deben estar dentro de los siguientes límites: $0 \leq s \leq 1$ y $m \leq m_i$, donde m_i corresponde al valor de la constante m para roca intacta. El valor de la constante m_i (constante para roca intacta, caso donde $s = 1$), se puede obtener reescribiendo la ecuación (2.15) como:

$$y = m_i\sigma_{ci}x + \sigma_{ci}^2 \quad (2.19)$$

Donde:

$$y = (\sigma_1 - \sigma_3)^2 ; x = \sigma_3 \quad (2.20)$$

$$\sigma_{ci}^2 = \frac{\sum y_i}{n} - \left(\frac{\sum x_i y_i - \frac{\sum x_i \sum y_i}{n}}{\sum x_i^2 - \frac{(\sum x_i)^2}{n}} \right) \frac{\sum x_i}{n} \quad (2.21)$$

$$m_i = \frac{1}{\sigma_{ci}} \left(\frac{\sum x_i y_i - \frac{\sum x_i \sum y_i}{n}}{\sum x_i^2 - \frac{(\sum x_i)^2}{n}} \right) \quad (2.22)$$

Donde x_i y y_i son los pares sucesivos de datos provenientes de los ensayos triaxiales y n es el número total de esos pares de datos. Así, la magnitud de m_i puede ser calculada mediante ensayos triaxiales de muestras de roca a diferentes presiones de confinamiento por medio de la ecuación (2.22). Luego, en Hoek & Brown (1988) se vincula el cálculo de las constantes m y s del macizo rocoso en base a la clasificación RMR_{1976} de Bieniawski, tal que:

- Para macizos rocosos perturbados:

$$m = m_i e^{\left(\frac{RMR-100}{14}\right)} \quad (2.23)$$

$$s = e^{\left(\frac{RMR-100}{6}\right)} \quad (2.24)$$

- Para macizos rocosos no perturbados:

$$m = m_i e^{\left(\frac{RMR-100}{28}\right)} \quad (2.25)$$

$$s = e^{\left(\frac{RMR-100}{9}\right)} \quad (2.26)$$

Las categorías de macizo rocoso perturbado y no perturbado fueron introducidas con la finalidad de representar la posibilidad de que la calidad del macizo rocoso pudiese verse afectada por los daños por voladura.

La explicación anterior de la versión de 1988 del criterio de Hoek-Brown, se ha detallado con fin de representar de forma clara la obtención de las constantes que definen el criterio para macizos rocosos. En Hoek, Carranza-Torres & Corkum (2002) se establece una versión más reciente del criterio de rotura presentada como el criterio generalizado de Hoek-Brown, el cual se define como:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (2.27)$$

Estableciendo las constantes m_b , s y a como:

$$m_b = m_i \exp \left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D} \right) \quad (2.28)$$

$$s = \exp \left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D} \right) \quad (2.29)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-\frac{GSI}{15}} - e^{-\frac{20}{3}} \right) \quad (2.30)$$

Donde:

σ'_1 : Esfuerzo principal mayor efectivo.

σ'_3 : Esfuerzo principal menor efectivo.

σ_{ci} : Resistencia a la compresión uniaxial simple de la roca intacta.

m_b, s, a : Constantes del macizo rocoso.

m_i : Constante del material para roca intacta.

GSI : Índice de resistencia geológica.

D : Factor de alteración.

El factor D depende del grado de perturbación al cual ha estado sometido el macizo rocoso, causado tanto por la voladura y por las tensiones de relajación. El factor D varía desde 0 para macizos no perturbados hasta 1 para macizos rocosos altamente perturbados y según Hoek, Carranza-Torres & Corkum (2002) se puede estimar en base a la tabla guía detallada en el Anexo A. Para el criterio generalizado de Hoek-Brown, la resistencia a la compresión uniaxial del macizo rocoso ($\sigma_{c,mr}$) y la resistencia a la tracción uniaxial del mismo ($\sigma_{t,mr}$) se expresan respectivamente como:

$$\sigma_{c,mr} = \sigma_{ci}s^a \quad (2.31)$$

$$\sigma_{t,mr} = -\frac{s\sigma_{ci}}{m_b} \quad (2.32)$$

La Figura 2.10 muestra la transición desde un espécimen de roca intacta, pasando por un macizo rocoso de comportamiento altamente anisotrópico, cuya estabilidad es controlada por uno o dos familias de discontinuidades hasta finalmente tener un macizo rocoso altamente diaclasado de comportamiento isotrópico. Se sugiere usar el criterio de rotura de Hoek-Brown en la roca intacta o en macizos rocosos altamente diaclasados, que pueden ser considerados homogéneos e isotrópicos. El criterio de rotura no debe ser utilizado en rocas altamente esquistosas, tales como pizarras, así como en macizos rocosos cuyo comportamiento esté gobernado por una única familia de discontinuidades (Gavilanes & Andrade ,2004).

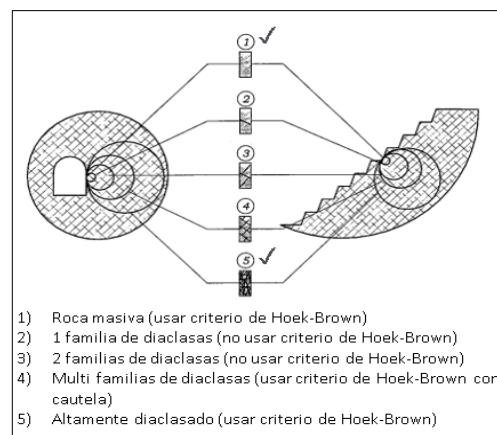


Figura 2.10. Escalas sugeridas de uso para el criterio generalizado de Hoek-Brown.

Fuente: Gavilanes & Andrade, 2004.

2.3.2.3 Equivalencia de Parámetros entre los Criterios de M-C y H-B

Hoek, Carranza-Torres & Corkum (2002) detallan que la mayor parte del software para análisis geotécnico está basado en el criterio de rotura de Mohr-Coulomb, pero no existe una metodología que permita extrapolar los valores de cohesión (c) y ángulo de fricción (ϕ) obtenidos en laboratorio a escala de macizo rocoso. Por tanto, el escalamiento de parámetros se realiza por medio de las constantes del macizo rocoso del criterio generalizado de Hoek-Brown para determinar valores de cohesión (c') y ángulo de fricción (ϕ') representativos del macizo rocoso.

Lo anterior se realiza por medio de un ajuste lineal promedio a la curva generada por la ecuación (2.27) para un intervalo de esfuerzo principal menor definido por $\sigma_t < \sigma_3 < \sigma'_{3max}$ tal como se muestra en la Figura 2.11. El proceso de ajuste supone equilibrar las áreas por encima y por debajo de Mohr-Coulomb, esto da a lugar a las siguientes relaciones para los valores de cohesión (c') y ángulo de fricción (ϕ') del macizo rocoso:

$$\phi' = \operatorname{sen}^{-1} \left(\frac{6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}} \right) \quad (2.33)$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci}[(1+2a)s + (1-a)m_b\sigma'_{3n}](s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{1 + \frac{6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)}}} \quad (2.34)$$

Donde $\sigma'_{3n} = \sigma'_{3max}/\sigma_{ci}$ y corresponde al límite superior del esfuerzo de confinamiento para el cual se desea relacionar los criterios de rotura y depende netamente del contexto de análisis, ya que cuando se está estudiando la rotura de una probeta de roca este límite puede establecerse con cierta libertad, mientras que si se trata de un macizo rocoso en el que se ha excavado un túnel hay que tener en cuenta los esfuerzos existentes en la obra.

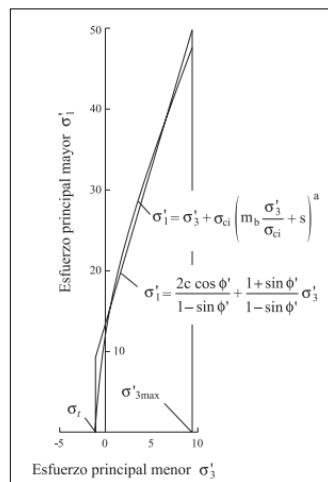


Figura 2.11. Relaciones entre las tensiones principal mayor y menor en la rotura para los criterios de Hoek-Brown y Mohr-Coulomb.

Fuente: Hoek, Carranza-Torres & Corkum, 2002.

Hoek, Carranza-Torres & Corkum (2002) mencionan que la resistencia a la compresión uniaxial del macizo rocoso está dada por la ecuación (2.31) y la rotura en el contorno de una excavación se inicia cuando los esfuerzos inducidos en dicho contorno exceden este valor. En el contexto mencionado, la rotura se propaga desde este punto inicial formando un campo de esfuerzos biaxial en rotura y eventualmente se estabiliza cuando la relación de esfuerzos de resistencia local, definida por la ecuación (2.31), resulta mayor que la combinación de esfuerzos inducidos. Este nivel de análisis es muy importante cuando se trata de determinar la estabilidad de excavaciones en roca y para cuando se diseñan sistemas de sostenimiento para estas excavaciones.

Sin embargo, hay ocasiones en las que es útil considerar el comportamiento global del macizo rocoso más que el proceso detallado de propagación de rotura descrito anteriormente. Por ejemplo, cuando se considera la rotura de un pilar, es útil tener una estimación de la resistencia global del pilar más que un conocimiento detallado de la extensión de la propagación de fracturas en el pilar. Esto conduce al concepto de resistencia global del macizo rocoso (σ'_{cm}), valor que es posible estimar en base a la siguiente relación:

$$\sigma'_{cm} = \frac{2c' \cos(\phi')}{1 - \sin(\phi')} \quad (2.35)$$

Con c' y ϕ' determinado para un intervalo de esfuerzos $\sigma_t < \sigma_3 < \frac{\sigma_{ci}}{4}$, resulta en:

$$\sigma'_{cm} = \sigma_{ci} \frac{[m_b + 4s - a(m_b + 8s)] \left(\frac{m_b}{4+s} \right)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)} \quad (2.36)$$

2.4 COMPORTAMIENTO DEL MACIZO ROCOSO

2.4.1 Noción Básicas del Comportamiento Frágil, Dúctil y de Transición

Una propiedad intrínseca del macizo rocoso es su respuesta ante la aplicación de esfuerzos, respuesta que se traduce en la deformación que sufre el cuerpo de roca, dicha deformación puede ser de carácter elástico o plástico. La deformación elástica es proporcional al esfuerzo aplicado, siendo una deformación reversible y no permanente. Luego, al superar el límite de elasticidad, la deformación es permanente y no reversible caracterizando así la deformación plástica.

Un comportamiento frágil del macizo rocoso acontece cuando la capacidad de la roca para resistir a una carga disminuye implicado a deformación elástica. El comportamiento de ruptura frágil se da muchas veces con poca o nula deformación plástica antes del fallo y según las condiciones puede presentarse de forma súbita y catastrófica.

Según Hoek & Brown (1990), el comportamiento de la mayoría de las rocas será más bien frágil que dúctil a las presiones de confinamiento y a las temperaturas que se encuentran generalmente en las obras de ingeniería civil o minera, siendo común en rocas competentes.

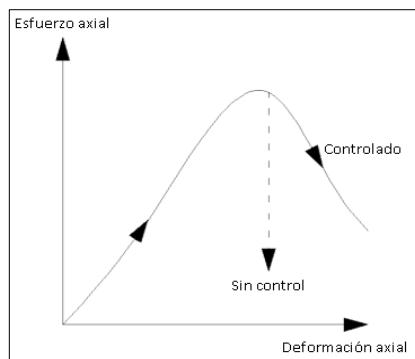


Figura 2.12. Curva esfuerzo-deformación para fractura frágil en compresión uniaxial.
Fuente: Traducido de Hoek & Brown, 1990.

El macizo rocoso tiene un comportamiento dúctil cuando puede soportar una deformación permanente (deformación plástica) sin perder su capacidad de resistir una carga. Según Hoek & Brown (1990), el comportamiento dúctil se hace más característico a medida que aumenta la presión de confinamiento y temperatura, pero también puede presentarse bajo condiciones normales de trabajo en roca meteorizada, en macizos muy fracturados y en algunas rocas débiles. Luego, a medida que aumenta la presión de confinamiento, se alcanzara un valor de transición frágil-dúctil en el cual existe un cambio gradual entre el comportamiento completamente frágil y dúctil.

Un comportamiento frágil-dúctil implica deformaciones elásticas y plásticas, siendo un comportamiento habitual en rocas con discontinuidades preexistentes y arcillas. Según Byerlee (1968) la presión de transición frágil-dúctil es equivalente a la presión en condiciones de confinamiento en la cual el esfuerzo que se necesita para formar un plano de debilidad en una muestra de roca es igual al esfuerzo que se necesita para provocar un deslizamiento en este plano.

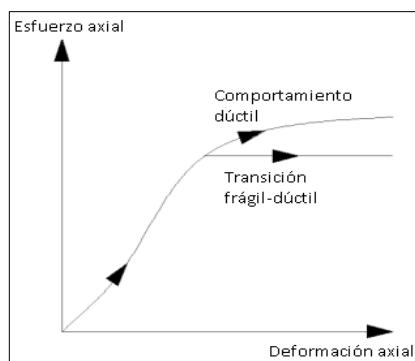


Figura 2.13. Curvas esfuerzo-deformación para comportamiento dúctil y de transición.
Fuente: Traducido de Hoek & Brown, 1990.

2.4.2 Efecto de la Presión de Confinamiento

Cuando son confinadas la mayor parte de las rocas se tornan resistentes, lo cual es usualmente encontrado en rocas altamente fisuradas. En Gavilanes J. & Andrade H. (2004) se explica que como el deslizamiento a lo largo de las fisuras es únicamente posible si la roca es libre de movilizarse de forma normal a la superficie de rotura, al estar bajo confinamiento el desplazamiento normal requerido a lo largo de tal superficie dentada de rotura requiere de energía adicional, lo anterior se ejemplifica en la Figura 2.14. Así, no es raro que la roca fisurada alcance un incremento en la resistencia de aproximadamente 10 veces la cantidad de un pequeño incremento en la tensión media.

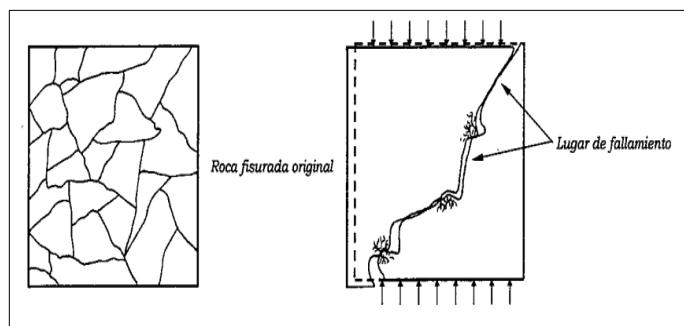


Figura 2.14. Dilatancia causada por la rugosidad de la superficie de rotura.

Fuente: Gavilanes & Andrade, 2004.

Según Gavilanes J. & Andrade H. (2004), al ir aumentando gradualmente la presión de confinamiento, la roca posee una transición frágil-dúctil bajo condiciones de carga triaxial tal como se muestra en la Figura 2.15. Dicho análisis condiciona el hecho de que un cambio en el campo tensional puede provocar variación en el comportamiento tenso-deformación de la roca.

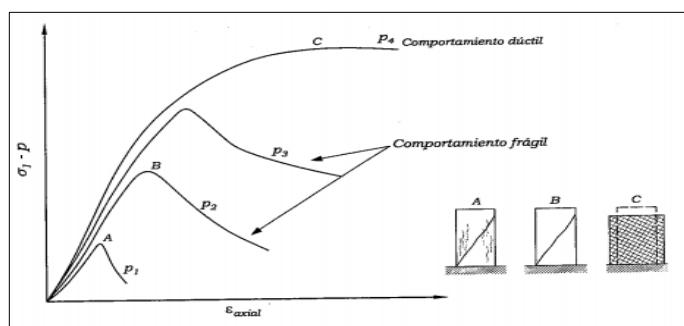


Figura 2.15. Comportamiento en compresión triaxial (transición del comportamiento frágil-dúctil).

Fuente: Gavilanes & Andrade, 2004.

En base a este comportamiento transitorio bajo altas presiones de confinamiento, Mogi (1966) investigó esta transición y encontró que para la mayoría de las rocas se expresa por:

$$\sigma_1 = 3.4\sigma_3 \quad (2.37)$$

Expresión que determina la recta denominada “Línea de Mogi” que define la relación entre las tensiones principales efectivas mayor y menor para la cual se produce la transición de la rotura frágil a la rotura dúctil.

Entonces, se tendrá una ruptura frágil para valores de σ_1 menores que 3.4 veces la presión de confinamiento y un comportamiento dúctil en caso contrario, lo anterior se detalla en la Figura 2.16.

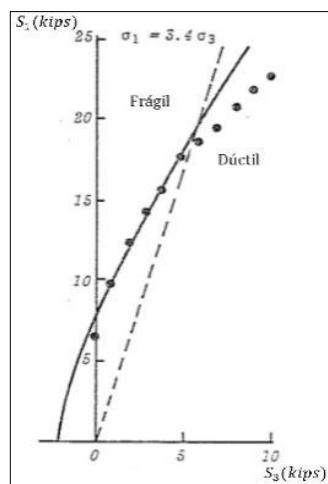


Figura 2.16. Transición de comportamiento frágil a dúctil.

Fuente: Traducido de Hoek & Brown, 1990.

2.4.3 Caracterización del Comportamiento del Macizo Rocoso según Ambiente Geotécnico

Existen diferentes condiciones de respuesta del macizo rocoso ante la alteración de su equilibrio tensional causado por el desarrollo de una excavación subterránea. Es posible describir distintos mecanismos de inestabilidad que dependerán directamente del ambiente geotécnico presente y tendrán variadas consecuencias dependiendo del contexto geotécnico, ya sea un comportamiento de fracturamiento frágil, deslizamiento de bloques o deformación de la matriz rocosa.

De este modo, la estabilidad de toda excavación minera subterránea está influenciado directamente por las propiedades inherentes del macizo rocoso, estructuras y el campo de esfuerzos presentes. Así, Cada uno de estos factores por separado o en combinación pueden controlar y definir las condiciones de estabilidad del túnel.

Los autores de la guía sobre control geotécnico en minería subterránea (Laboratorio Oficial José María de Madariaga (España), 2015) resumen así los tres principales mecanismos de inestabilidad que se pueden producir en las excavaciones subterráneas, los que se detallan en la Tabla 2.2.

Tabla 2.2. Síntesis de mecanismos de rotura.

Mecanismo de Inestabilidad	Descripción
Inestabilidad por plastificación o fluencia	En macizos rocosos de baja resistencia (comparada con el nivel tensional), la inestabilidad alrededor de una excavación se debe en su mayoría a plastificaciones. Se trata en general de un proceso dúctil, relativamente poco violento, que se traduce en una convergencia importante de la excavación o en un desmoronamiento según las condiciones del terreno (características de la roca intacta y grado de fracturación). Se forma una "zona plástica" alrededor de la excavación que, dependiendo de la razón entre la resistencia y el nivel tensional inducido, se puede estabilizar (a veces con la ayuda de un sostenimiento) o aumentar hasta lograr el colapso de la excavación. En general, este tipo de mecanismo de inestabilidad está asociado a grandes deformaciones de la excavación realizada.
Inestabilidad estructural o por discontinuidades	En macizos rocosos de resistencia media-alta a bajos confinamientos, las inestabilidades se producen a favor de las discontinuidades, produciendo desprendimientos de cuñas o bloques debido a la gravedad. En macizos rocosos muy fracturados, los desprendimientos se definen por medio de planos de intersección producidos por las propias discontinuidades, fracturas inducidas o zonas de cizalle. El problema de inestabilidad se conceptualiza como un cuerpo geométrico tridimensional sometido a la fuerza de gravedad y a las fuerzas dadas por la resistencia al corte a lo largo de las discontinuidades. No obstante, un cierto aumento del estado tensional con la profundidad ocasiona que aumente la tensión normal entre cuñas y bloques, que se sujeten, proporcionando así un mayor grado de estabilidad. El diseño del sostenimiento ante este tipo de mecanismo se realiza mediante análisis de estabilidad de cuñas, o bien mediante modelación numérica en medios discontinuos.
Roturas frágiles	En macizos rocosos de resistencia alta sometidos a niveles tensionales elevados se producen roturas frágiles que tienen un carácter súbito, incluso explosivo (por ejemplo, estallidos de roca, lajamiento súbito). Este tipo de rotura se inicia como resultado de la propagación de grietas de tracción a partir de micro fisuras en la roca. Estas grietas se propagan a lo largo de la trayectoria de los esfuerzos principales mayores, fracturándose la roca. Dependiendo de la razón entre la resistencia de la roca intacta y los esfuerzos in-situ, el lajamiento puede limitarse a pequeñas lajas o evolucionar hacia una rotura masiva violenta o estallido.

Fuente: Laboratorio Oficial José María de Madariaga (España), 2015.

Martin, Kaiser & Christiansson (2003) realizan una caracterización del escenario geotécnico en el que se dan estos mecanismos de inestabilidad. Donde, se describe que para macizos rocosos con $GSI < 30$, si la resistencia a la compresión simple es menor a dos veces el esfuerzo vertical se produce una deformación plástica, de no cumplirse esta última condición siendo un material más competente, se producen mecanismos gravitacionales con control estructural.

Los valores de referencia para realizar esta descripción están basados en las observaciones de Hoek (1998), donde muestra que para rocas débiles $GSI < 30$, el ancho de la zona de fluencia plástica alrededor de un túnel sometido a una tensión in situ más o menos uniforme aumentó significativamente cuando $\sigma_{cm} / \sigma_1 < 0.25$, pero la relación usada en la descripción de Martin se basa en las observaciones de Aydan, Akagi & Kawamoto (1996) utilizada para definir la condición de deformación en rocas débiles, siendo así la relación entre la resistencia a la compresión simple en laboratorio para roca intacta (σ_{ci}) y el esfuerzo vertical in-situ (σ_v).

En macizos rocosos con $GSI > 40$, para estados tensionales bajos tal que la condición $\sigma_1/\sigma_{ci} > 0.15$ no se cumpla, se producen mecanismos gravitacionales con control estructural, en cambio para estados tensionales altos y cumpliendo $\sigma_1 > 0.15\sigma_{ci}$ se produce rotura frágil. El valor de referencia para limitar la condición que define el mecanismo de inestabilidad para rocas duras está basado en las observaciones de Hoek & Brown, de las cuales se define la relación σ_1/σ_{ci} como índice de estabilidad en rocas duras y quebradizas, donde este índice de estabilidad oscila entre los valores 0.1 – 0.5 y se puede describir brevemente tal que: la respuesta del macizo rocoso será elástica si $\sigma_1/\sigma_{ci} < 0.15$, se produce una inestabilidad moderada si σ_1/σ_{ci} cae entre 0.15 – 0.35 y ocurre una inestabilidad severa cuando $\sigma_1/\sigma_{ci} > 0.4$.

Las condiciones descritas anteriormente se resumen en el esquema ilustrado en la Figura 2.17.

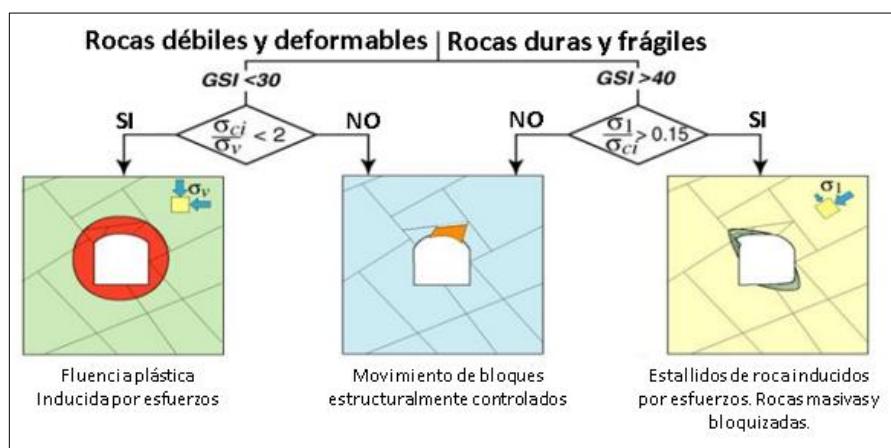


Figura 2.17. Mecanismos de inestabilidad en túneles.

Fuente: Traducido de Martin, Kaiser & Christiansson, 2003.

En Kaiser, et al. (2000) describen un espectro más detallado de los mecanismos de inestabilidad mediante la matriz mostrada en la Figura 2.18, en donde se relacionan los mecanismos de inestabilidad de túneles excavados en macizos rocosos en función de su RMR_B (sección superior de la Figura 2.18) y la relación σ_1 / σ_{ci} para caracterizar el estado tensional in-situ (sección izquierda de la Figura 2.18).

Además, la versión de la matriz mostrada por Kaiser, et al. (2000) es una versión actualizada que incluye el análisis en base a la relación $\sigma_{max} / \sigma_{ci}$ para caracterizar el estado de esfuerzos inducidos en la excavación (sección derecha de la Figura 2.18) donde $\sigma_{max} = 3\sigma_1 - \sigma_3$.

La relación $\sigma_{max} / \sigma_{ci}$ se incorpora al análisis de la matriz debido a que son los esfuerzos inducidos en la excavación los que inician el proceso de falla y no directamente los esfuerzos in-situ, por tanto la relación $\sigma_{max} / \sigma_{ci}$ es un mejor indicador del comportamiento de la excavación y es más conocido índice de daño (D_i), sus rangos de aplicación están basados en las observaciones de Martin, Kaiser & McCreathe (1999) y se definen por un “Bajo nivel de esfuerzos inducidos por minería” ($\sigma_{max}/\sigma_{ci} < 0.4 \pm 0.1$), “Nivel medio de esfuerzos inducidos por minería”

$(0.4 \pm 0.1 < \sigma_{max}/\sigma_{ci} < 1.15 \pm 0.1)$ y “Alto nivel de esfuerzos inducidos por minería” ($\sigma_{max}/\sigma_{ci} > 1.15 \pm 0.1$).

Entonces, los inputs de entrada para esta matriz quedan delimitados en función del RMR_B y el rango σ_1 / σ_{ci} relativo a los esfuerzos in-situ, que puede ser reemplazado por el rango $\sigma_{max} / \sigma_{ci}$ relativo al rango de concentración de esfuerzos inducidos por minería.

El comportamiento del macizo rocoso y modos de falla de excavaciones subterráneas se representan mediante los nueve elementos de la matriz, mecanismos de inestabilidad que se describen a continuación:

- Excavaciones a poca profundidad (Primera fila de la matriz): Típicamente alrededor de los 750 metros, cuando $\sigma_{max} < 0.4\sigma_{ci}$, donde domina un mecanismo de inestabilidad por control estructural.

La gravedad de la inestabilidad prevista está dominada por las características de los conjuntos de set estructurales presentes, tales como: orientación, espaciamiento, rugosidad, persistencia, etc.

- Excavaciones a una profundidad intermedia (Segunda fila de la matriz): Normalmente cuando $\sigma_{max} > \sim 0.8\sigma_{ci}$, donde los procesos de fracturamiento de roca por esfuerzos inducidos comienza a superponerse con los procesos estructuralmente controlados.

El grado de fracturamiento de la masa rocosa dependerá del nivel de esfuerzos y su orientación en relación con las debilidades existentes en la roca (discontinuidades no persistentes, foliaciones, etc.), a estas profundidades la masa rocosa comienza a deteriorarse cuando los esfuerzos se orientan desfavorablemente.

Los mecanismos de inestabilidad por esfuerzos a este nivel intermedio de tensiones generalmente son menos considerados que los mecanismos de inestabilidad estructuralmente controlados, ya que este último considera condiciones más conservadoras para determinar la solicitación de carga del elemento de soporte. En este caso, aunque los mecanismos de inestabilidad controlados por esfuerzos no condicionan la carga de demanda al sistema de soporte, el mecanismo de inestabilidad por falla frágil podría provocar elevados niveles de riesgos por lajamiento o proyecciones de roca.

- Excavaciones a una gran profundidad (Tercera fila de la matriz): Típicamente a más de 1500 metros de sobrecarga, donde domina un mecanismo de inestabilidad controlado por el estado tensional. En macizos rocosos de alta resistencia y de buena calidad a calidad media, se producen roturas frágiles de carácter súbito e incluso explosivo. A calidad baja de macizos rocosos se producen grandes deformaciones, aumentos de volumen o hinchamiento, provocando cierres abultados de la excavación.

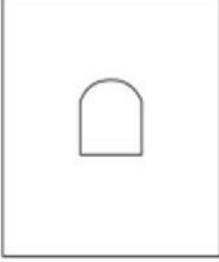
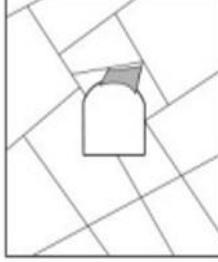
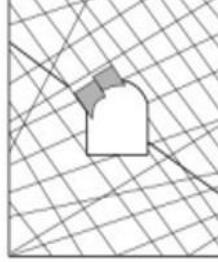
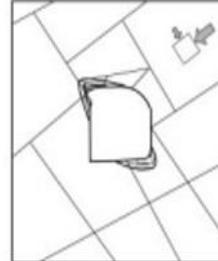
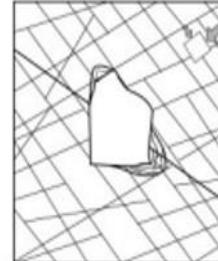
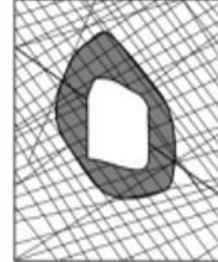
	Masiva (RMR > 75)	Moderadamente fracturada (50 < RMR < 75)	Muy fracturada (RMR < 50)	
Bajo nivel de esfuerzos In-situ $(\sigma_1/\sigma_c) < 0.15$				
Nivel medio de esfuerzos In-situ $0.15 > (\sigma_1/\sigma_c) < 0.4$				Bajo nivel de esfuerzos inducidos $(\sigma_{max}/\sigma_c) < 0.4 \pm 0.1$
Alto nivel de esfuerzos In-situ $(\sigma_1/\sigma_c) > 0.4$				Nivel alto de esfuerzos inducidos $(\sigma_{max}/\sigma_c) > 1.15 \pm 0.1$

Figura 2.18. Matriz de mecanismos de inestabilidad en túneles.

Fuente: Traducido de Kaiser, et al., 2000.

2.4.4 Caracterización de los Modelos Constitutivos Post Rotura

Hoek & Brown (1997) propusieron, a partir de su experiencia en el análisis numérico de una gran variedad de casos, tres tipos básicos de comportamientos post-rotura que se detallan en la Figura 2.19.

Donde el tipo de comportamiento lo determina la calidad del macizo rocoso y queda definido tal que:

- Macizos rocosos de excelente calidad: Rocas muy resistentes que exhiben un comportamiento post rotura elasto-frágil. Al momento que la resistencia del macizo rocoso es superada se produce una pérdida brusca de su resistencia, esto asociado a la dilatación de las piezas falladas de roca.
 - Macizos rocosos de calidad regular: Caracterizados por tener un comportamiento post rotura elastoplástico con reblandecimiento, el cual se caracteriza por una disminución de la resistencia del macizo rocoso desde el estado *in situ* al estado fallado, pero no tan abrupta como en el caso elasto-frágil.
- Entonces, se define como un modelo de comportamiento intermedio al comportamiento elasto-frágil y elastoplástico perfecto.
- Macizos rocosos de mala calidad: Según Hoek & Brown (1997), el análisis de la rotura progresiva de un macizo rocoso de mala calidad sugiere un comportamiento elastoplástico perfecto.

Esto quiere decir que la roca después de la rotura continúa deformándose a un nivel constante de tensión.

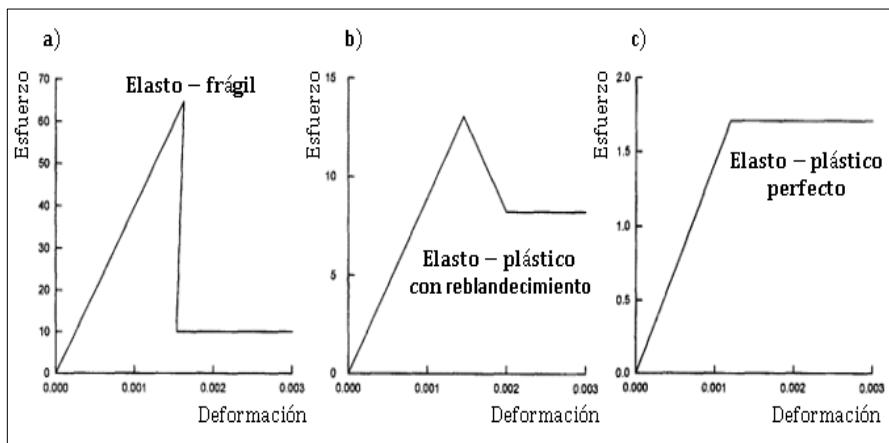


Figura 2.19. Comportamiento post-rotura de los macizos rocosos donde a) Comportamiento elasto-frágil, b) Comportamiento elastoplástico con reblandecimiento y c) Comportamiento elastoplástico perfecto.

Fuente: Traducido de Hoek & Brown, 1997.

Para contextualizar la caracterización del tipo de comportamiento post rotura, Hoek & Brown (1997) entregan valores típicos de las propiedades de resistencia según la calidad de macizo rocoso. Esto se resume en la Tabla 2.3.

Rodríguez & Alejano (2012), basados en los modelos constitutivos de comportamiento post rotura propuestos por Hoek & Brown (1997), indican que los macizos rocosos de alta calidad con un $GSI > 75$ tendrían un comportamiento elasto-frágil, en los macizos rocosos de calidad media con

$25 < GSI < 75$ se esperaría un comportamiento elastoplástico con reblandecimiento y para macizos rocosos de calidad baja con $GSI < 25$ se asume un comportamiento elastoplástico perfecto sin dilatancia. Lo anterior se resume en la Figura 2.20.

Tabla 2.3. Valores típicos de propiedades del macizo rocoso según calidad.

Propiedades del macizo	Calidad del Macizo rocoso			
	Excelente	Regular	Mala	
Resistencia de la roca intacta (σ_{ci})	150	80	20	
Constante de Hoek -Brown (m_i)	25	12	8	
Índice de resistencia geológica (GSI)	75	50	30	
Ángulo de fricción (ϕ')	46	33	24	
Cohesión (Mpa)	(c')	13	3.5	0.55
Resistencia a la compresión del macizo rocoso (Mpa)	(σ_{cm})	64.8	13	1.7
Resistencia a la tracción del macizo rocoso (Mpa)	(σ_{tm})	-0.9	-0.15	-0.01
Módulo de deformación (Mpa)	(E_m)	42,000	9,000	1,400
Coeficiente de Poisson	(v)	0.2	0.25	0.3
Ángulo de dilatación (α)	($\phi'/4 = 11.5^\circ$)	($\phi'/8 = 4^\circ$)	0 $^\circ$	
Propiedades post-peak	Calidad del Macizo rocoso			
	Excelente	Regular	Mala	
Ángulo de fricción (ϕ'_r)	38	-	-	
Cohesión (Mpa)	(c'_r)	0	-	-
Módulo de deformación (Mpa)	(E_{rm})	10,000	5,000	1,400
Resistencia a la compresión del macizo rocoso fallado (Mpa)	(σ_{rcm})	-	8	1.7

Fuente: Traducido de Hoek & Brown, 1997.

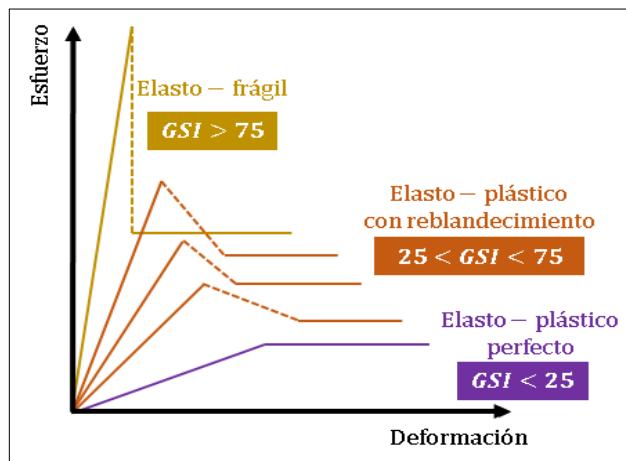


Figura 2.20. Comportamiento tenso-deformacional de diferentes muestras de macizos rocosos, con diferente resistencia peak y comportamiento post rotura.

Fuente: Elaboración propia, modificado de Rodríguez & Alejano, 2012.

Lorig & Varona (2013) presentan una relación entre los mecanismos de inestabilidad asociados a los modelos constitutivos de comportamiento post rotura (cuando $GSI > 40$ y la relación $\sigma_{In-situ}/\sigma_{ci}$ es superior al 15%), tal como se muestra en la Figura 2.21.

Se menciona que el comportamiento predominante post rotura en la mayoría de los entornos mineros es del tipo elastoplástico con reblandecimiento, donde el deslizamiento, rotación y falla de los bloques de roca dan lugar a una caída significativa de la resistencia del macizo.

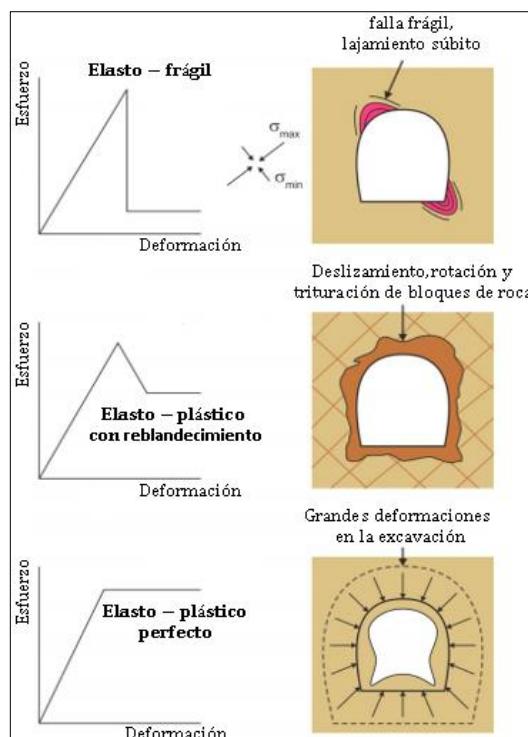


Figura 2.21. Comportamiento de la excavación en base a modelos constitutivos post rotura.
Fuente: Traducido de Lorig & Verona, 2013.

2.4.5 Resistencia y Parámetros Post-Peak

Se describe como parámetros peak a todos los parámetros o propiedades de la roca que definen el comportamiento del macizo rocoso hasta el punto de falla, en el rango de comportamiento elástico. Entonces, se describe como parámetros residuales a los parámetros que definen el comportamiento del macizo rocoso después de la falla, en el rango de comportamiento plástico. Lo anterior se ejemplifica en la curva esfuerzo-deformación mostrada en la Figura 2.22.

Por tanto, el modelo constitutivo de comportamiento post rotura influye directamente en la transición de parámetros de resistencia peak a parámetros residuales (post peak) del macizo. Cai, et al. (2007) agregan que las resistencias máximas y residuales de la roca incrementan con el aumento de la presión de confinamiento (efecto mostrado en la Figura 2.15), evidenciando la dependencia de la resistencia post-peak con el nivel del campo de esfuerzos presente.

El comportamiento elastoplástico con reblandecimiento (Figura 2.19b) se caracteriza por una pérdida de resistencia gradual en la transición entre el régimen peak y residual, lo que implica un paso gradual del criterio de rotura peak al criterio de rotura residual. Según Lorig & Varona (2013) es un problema difícil estimar la pendiente de la curva de reblandecimiento (porción de la curva

esfuerzo-deformación donde disminuye la resistencia) y la resistencia residual para este tipo de modelo (la definición de estos parámetros tiende a depender del juicio del modelador).

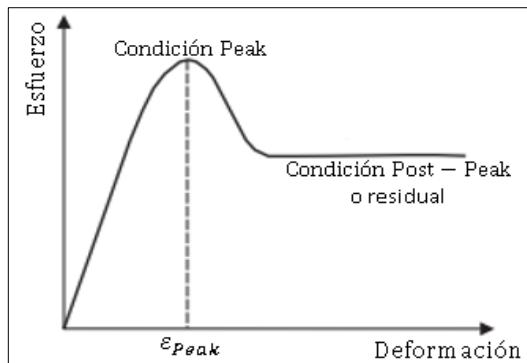


Figura 2.22. Curva esfuerzo-deformación, indicando condición de falla (peak) y condición residual.
Fuente: Traducido de Cai, et al., 2007.

Según Rodríguez & Alejano (2012), en el modelo elastoplástico perfecto (Figura 2.19c) se cumple que el criterio de rotura peak y residual son iguales, por tanto, se igualan los parámetros de resistencia peak y residual. Además, el comportamiento elasto-frágil (Figura 2.19a) se caracteriza por un criterio de rotura residual muy inferior al peak y una transición brusca entre los parámetros de resistencia peak y residual. Crowder & Bawden (2004) realizan una recopilación de análisis y respuestas de la discusión sobre la estimación de parámetros post-peak entablada por variados autores y profesionales, comentarios que se resumen en la Tabla 2.4.

Tabla 2.4. Comentarios recopilados por Crowder & Bawden con respecto a estimación de parámetros residuales.

Parámetro	Discusión de estimación del parámetro post-peak
Resistencia a la compresión uniaxial (σ_{ci})	Este es un parámetro que se determina a partir de muestras de roca intacta por fines de normalización, por tanto, la idea de un valor residual de este parámetro no tiene sentido físico.
Constante de Hoek-Brown para macizo rocoso (m_b)	Este parámetro (que puede considerarse similar al ángulo de fricción en el criterio de Mohr-Coulomb) debería variar en condición post falla, disminuyendo su valor a medida que el macizo rocoso está sujeto a deformación. La magnitud de variación entre el valor peak y post peak depende en gran medida del macizo rocoso y del tipo de falla que presenta. Por ejemplo, en un macizo rocoso masivo que falla de manera frágil, el valor de m_b experimenta una gran reducción, mientras que en un macizo rocoso débil de comportamiento plástico debería presentar una reducción muy baja o nula de m_b .
Constante de Hoek-Brown (s)	Este parámetro es el componente "cohesivo" del criterio generalizado de Hoek-Brown y ya es un número bastante pequeño. Por tanto, la variación en condición post falla se reduce esencialmente a cero para lograr la reducción de la resistencia en condición post peak.
Constante de Hoek-Brown (a)	Este parámetro esencialmente controla la curvatura de la envolvente de falla del criterio generalizado de Hoek-Brown. Puede ser acertado el obtener valores post peak de este parámetro, ya que permitiría una flexibilidad paramétrica del modelo.
Factor de perturbación (D)	El factor de perturbación no debe modificarse a un valor residual, ya que es un parámetro que se basa en el grado de daño al cual ha estado sometido el macizo (por voladura o por las tensiones de relajación), por tanto, no tiene vinculación directa en el comportamiento de falla del macizo.
Índice de resistencia geológica (GSI)	Al igual que el factor de perturbación, el índice de resistencia geológica no debe modificarse a un valor residual, ya que es un parámetro basado en observaciones de campo y no debe alterarse su valor para reflejar la resistencia residual.

Fuente: Traducido de Crowder & Bawden, 2004.

2.4.5.1 Pautas Generales de Resistencia Post-Peak según E. Hoek

Crowder & Bawden (2004) recopilan una serie de recomendaciones dictadas por el Dr. E. Hoek para la definición de parámetros residuales en base al tipo comportamiento y calidad de la roca, desde rocas masivas y frágiles con alto valor de GSI hasta rocas débiles de bajo índice GSI .

- Rocas masivas y frágiles ($70 < GSI < 90$)
 - En altos niveles de esfuerzos resulta en falla de tipo frágil y una brusca pérdida de la resistencia post-peak.
 - $s_r = 0, m_r = 0$ y $dilatación = 0$
- Rocas diaclasadas de buena calidad ($50 < GSI < 65$)
 - En moderados niveles de esfuerzos resulta en la falla de los sets estructurales y fracturamiento de bloques de roca.
 - $s_r = 0, m_r = 15$ y $dilatación = 0.3m_r$
- Rocas diaclasadas de calidad regular ($30 < GSI < 50$)
 - Es posible asumir un comportamiento con reblandecimiento, existiendo una pérdida de la resistencia a la tracción y manteniendo la resistencia al corte.
 - $s_r = 0, m_r = 0.5m_b$ y la *dilatación* es pequeña.
- Rocas muy fracturadas y de baja calidad ($GSI < 30$)
 - Es posible asumir un comportamiento elastoplástico perfecto sin dilatación.
 - $s_r = s, m_r = m_b$ y la *dilatación* = 0

2.4.5.2 Modelos de Cuantificación de Resistencia Post-Peak

Cai, et al. (2007) proporcionan una revisión de propuestas sobre la definición de parámetros de resistencia post-peak discutiendo sus deficiencias y límites de uso, lo cual se resume en la Tabla 2.5.

Tabla 2.5. Análisis de propuestas para la estimación de parámetros post-peak.

Autor	Propuestas de estimación del parámetro post-peak
Russo, et al. (1998)	Su propuesta se basa en establecer el índice residual GSI_R como un 36% del valor GSI peak. Cai, et al. (2007) mencionan que esta proporción empírica puede subestimar el valor de GSI_R para macizos de mala calidad y sobreestimarlo para macizos de buena calidad.
Ribacchi (2000)	Establece, en base a resultados de pruebas triaxiales, las siguientes relaciones para estimar la resistencia residual (en base a los parámetros del criterio Hoek-Brown) para macizos rocosos diaclasados, tal que: $m_r = 0.65m_b$, $s_r = 0.04s$ y $(\sigma_{ci})_r = 0.2\sigma_{ci}$. Para este caso, la relación de reducción del índice de resistencia geológica es aproximadamente $GSI_R = 0.7GSI$. Teniendo en cuenta las características de las rocas ensayadas para obtener las relaciones, estas solo pueden ser válidas para rocas con características similares de relleno fino, sin erosión en las paredes de las estructuras o paredes ligeramente degradadas.

Fuente: Traducido de Cai, et al., 2007.

Luego Cai, et al. (2007) describen que, en el proceso de falla del macizo rocoso, al fallar el material rocoso intacto existe un aumento en el número de discontinuidades (por ende, una disminución del volumen de bloques formados) y degradación de la condición de superficie en las estructuras. Tal como ilustra en la Figura 2.23, que representa el cambio que sufre un volumen de roca desde su condición inicial a una condición residual.

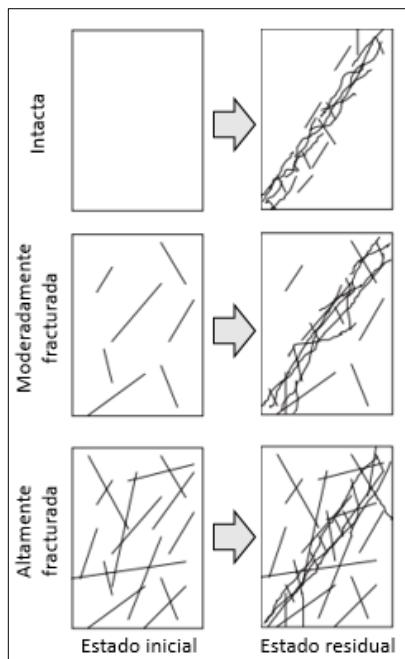


Figura 2.23. Ilustración del cambio de condición inicial a residual de un bloque de roca.
Fuente: Traducido de Cai, et al., 2007.

Entonces, sabiendo que el índice de resistencia geológica se determina en base al volumen de bloques formados " V_b " (parámetro que se ve afectado por la variación en el espaciamiento y persistencia de los sets estructurales) y la condición de las paredes de las estructuras " J_c " (parámetro que depende de la rugosidad, grado de meteorización o el tipo de relleno), es posible representar el estado residual del macizo mediante la estimación de un GSI_R en base al cambio de estos parámetros en condición residual (V_b^r, J_c^r). Por tanto, existe una variación del parámetro GSI desde la condición peak hasta la condición residual debido a la degradación de los parámetros V_b y J_c , esto se ilustra en la Figura 2.24.

El problema se resume entonces en obtener los valores de los parámetros residuales V_b^r y J_c^r , para así estimar un GSI_R y en base a este último obtener los parámetros de resistencia residuales con las ecuaciones (2.28), (2.29) y (2.30). Cai, et al. (2007), en base al ejemplo de la Figura 2.23, explican que la masa de roca en condición residual tendrá más o menos el mismo volumen de bloque residual (V_b^r) en la banda del plano de falla tanto para roca intacta, macizos moderadamente fracturados y macizos altamente fracturados. Así, como estimación del parámetro se recomienda lo siguiente:

- Si el valor de V_b peak es mayor a 10cm^3 : Entonces el valor de V_b^r se puede estimar como $V_b^r = 10\text{cm}^3$. Valor respaldado por observaciones de campo en afloramientos de fallas, donde las mediciones se encuentra en el rango de $1 - 27\text{ cm}^3$ con una media de unos 10cm^3 .
- Si el valor de V_b peak es menor a 10cm^3 : No se recomienda reducir el valor de V_b , es decir, $V_b = V_b^r$.

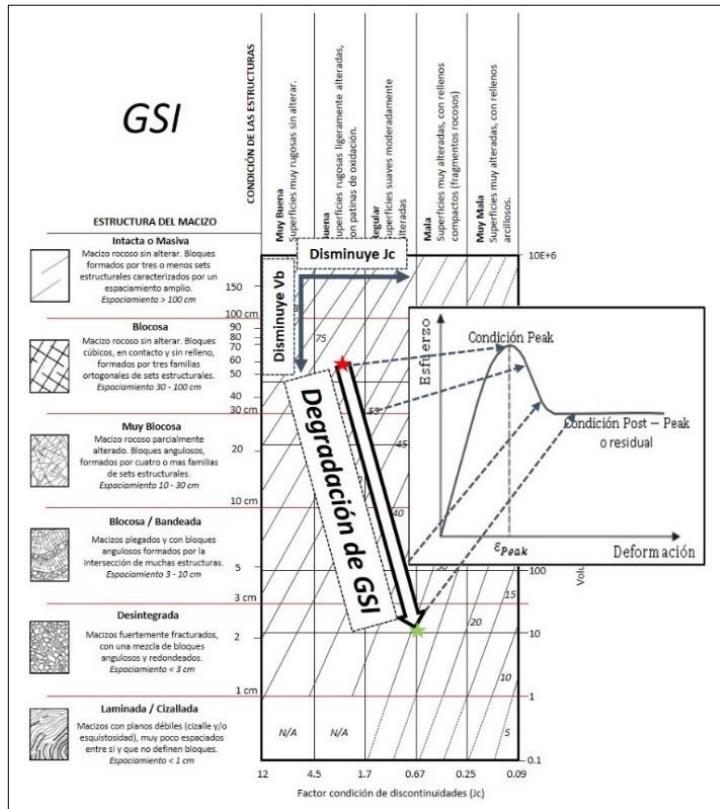


Figura 2.24. Degradación de parámetros V_b y J_c de un estado peak a un estado residual.
Fuente: Traducido de Cai, et al., 2007.

La estimación del factor de condición de las discontinuidades en estado residual (J_c^r) se realiza bajo el supuesto que el proceso de falla afecta el estado de las paredes de las discontinuidades, siendo la característica principalmente afectada la reducción de la rugosidad en la superficie de la estructura. Cai, et al. (2007) proponen la estimación del factor residual J_c^r por medio de la ecuación (2.4) en base a los factores post-peak degradados de ondulación (J_w^r), rugosidad (J_s^r) y alteración (J_a^r), tal que:

$$J_c^r = \frac{J_w^r J_s^r}{J_a^r} \quad (2.38)$$

Donde se sugiere las siguientes relaciones para obtener los factores post-peak que describen la condición de las discontinuidades en estado residual:

$$Si \frac{J_w}{2} < 1, J_w^r = 1; En caso contrario J_w^r = \frac{J_w}{2} \quad (2.39)$$

$$Si \frac{J_s}{2} < 0.75, J_s^r = 0.75; En caso contrario J_s^r = \frac{J_s}{2} \quad (2.40)$$

Se menciona que, a un corto periodo de tiempo el factor de alteración (J_a) no presenta reducción en su condición residual ($J_a = J_a^r$). Sin embargo, cuando existe exposición de agua con materiales arcillosos involucrados como relleno, se puede esperar una reducción del factor de alteración en condición residual ($J_a > J_a^r$).

Al realizar la cuantificación de los parámetros residuales V_b^r y J_c^r , es posible obtener el índice de resistencia geológica en condición post-peak (GSI_r) por medio de la ecuación (2.5):

$$GSI_r(V_b^r, J_c^r) = \frac{26.5 + 8.79\ln(J_c^r) + 0.9\ln(V_b^r)}{1 + 0.0151\ln(J_c^r) - 0.0253\ln(V_b^r)} \quad (2.41)$$

Cai, et al. (2007), en base a la comparación entre la relación (GSI_r/GSI) y el índice GSI de casos históricos (Figura 2.25), definen una estimación empírica para el parámetro GSI_r , tal que:

$$GSI_r = GSI e^{-0.0134GSI} \quad (2.42)$$

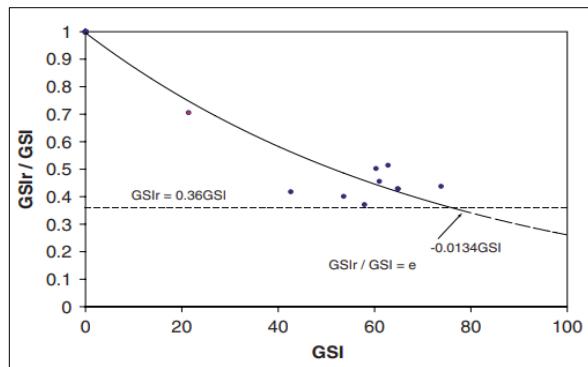


Figura 2.25. Relación de datos históricos para el índice de resistencia geológica versus su condición residual.

Fuente: Cai, et al., 2007.

Con el valor de GSI_r es posible obtener los parámetros de resistencia residuales para el criterio de Hoek-Brown utilizando las ecuaciones (2.28), (2.29) y (2.30). Al tratarse de una condición post-peak, se considera un valor $D = 0$ para el factor de grado de perturbación. Entonces, los parámetros residuales del criterio de Hoek-Brown quedan definidos como:

$$m_r = m_i \exp \left(\frac{(GSI_r - 100)}{28} \right) \quad (2.43)$$

$$s_r = \exp \left(\frac{(GSI_r - 100)}{9} \right) \quad (2.44)$$

$$a_r = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-\frac{GSI_r}{15}} - e^{-\frac{20}{3}} \right) \quad (2.45)$$

2.4.6 Mecanismo de Inestabilidad por Plastificación

Como se había hecho mención en ítems anteriores, en macizos de baja resistencia en comparación con el campo de esfuerzos presentes, la inestabilidad del túnel es controlada por un fenómeno de plastificación o formación de “zona plástica”, lo cual se traduce en la generación de una zona de rotura continua alrededor de la excavación cuya extensión dependerá de las condiciones de equilibrio final en la interacción entre el macizo rocoso y el sostenimiento.

Rodríguez & Alejano (2012) explican que el comportamiento tridimensional del macizo rocoso alrededor de una excavación se puede representar como un problema de deformación plana de sección transversal (ilustrado en la Figura 2.26), donde es posible efectuar un análisis simplificado bajo condición hidrostática (campo de esfuerzo isótropos de intensidad σ_0) y una excavación de sección circular.

El problema considera la influencia de la disminución continua de la tensión radial que se ejerce sobre las paredes de la excavación, tensión radial que es representada por la presión ficticia de sostenimiento o presión interna (p_i).

En un estado inicial por delante de la frente y sobre el contorno teórico del túnel aun no excavado (a una distancia suficiente para poder despreciar su influencia) actúan los esfuerzos in-situ, por tanto $p_i = \sigma_0$. Luego, la variación de la presión interna continua desde $p_i = \sigma_0$ hasta $p_i = 0$, donde la presión radial se vuelve nula a una sección del túnel alejada de la frente y sin aplicación de sostenimiento. En el análisis, la extensión de la zona plástica aumentará a medida que la presión interna se reduce, hasta llegar a $p_i = 0$ en una condición sin elementos de soporte.

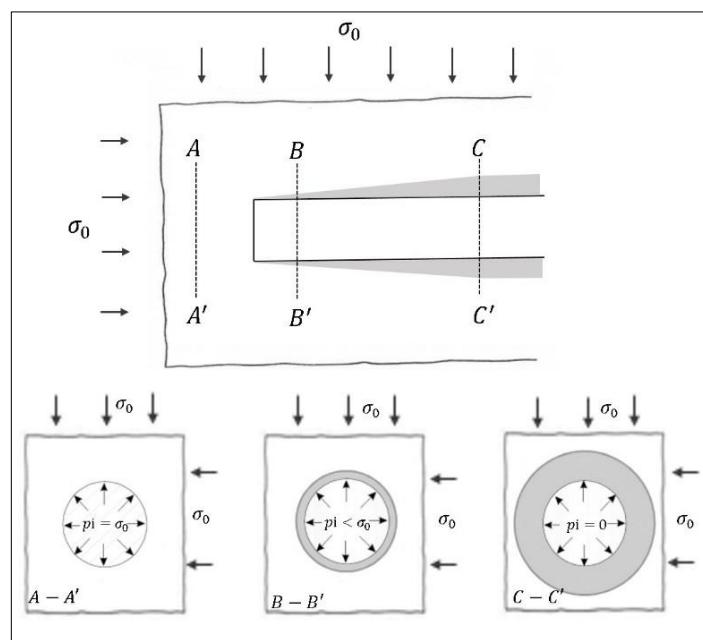


Figura 2.26. Evolución de zona plástica por sección longitudinal de avance.

Fuente: Elaboración propia, modificado de Rodríguez & Alejano, 2012.

2.4.6.1 Extensión de Zona Plástica o Radio de Plastificación

La solución analítica del problema se desarrolla bajo los siguientes supuestos:

- Se considera un túnel de sección circular y de longitud lo suficientemente grande para poder tratar el problema como bidimensional.
- El campo de esfuerzos in situ es hidrostático.
- El macizo rocoso es isotrópico y homogéneo.
- La rotura no está controlada por discontinuidades estructurales principales.
- La presión interna de sostenimiento es uniforme.

Por tanto, el esquema del problema bidimensional queda representado como una excavación de sección circular de radio “ r_i ” expuesta a un campo hidrostático de esfuerzos de intensidad “ σ_0 ”, en donde la extensión de la zona plástica queda definida entre la diferencia del radio de la excavación “ r_i ” y el radio de extensión de plasticidad “ R_e ”, este último delimita las condiciones de contorno para el comportamiento elástico-plástico. Lo anterior queda representado en el esquema de la Figura 2.27.

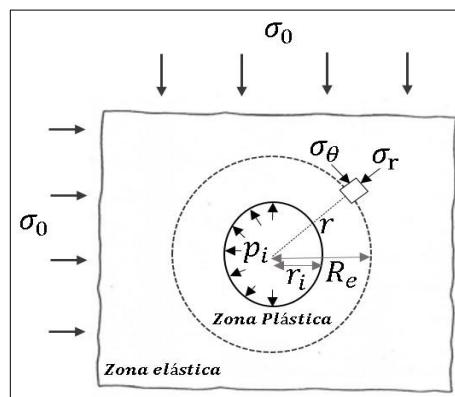


Figura 2.27. Ilustración de condiciones de contorno para el desarrollo analítico del problema bidimensional.

Fuente: Elaboración propia, modificada de Gavilanes & Andrade, 2004.

Considerando un elemento del medio, a una distancia “ r ” con respecto al eje del túnel, la ecuación de equilibrio en dirección radial del elemento queda definida por:

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \quad (2.46)$$

Siendo los esfuerzos σ_r y σ_θ principales, por lo que $\tau_{r\theta} = 0$. El análisis de deformaciones queda definido bajo el criterio de signos tal que:

- Deformación de compresión: Positiva.
- Deformación de extensión: Negativa.

Por tanto, las deformaciones asociadas quedan definidas por:

$$\varepsilon_r = -\frac{du}{dr} ; \quad \varepsilon_\theta = -\frac{u}{r} \quad (2.47)$$

Donde "u" corresponde al desplazamiento radial del túnel. Luego, bajo el supuesto de un medio elástico lineal e isotrópico, se obtienen las siguientes relaciones tenso-deformación:

$$\varepsilon_r = \frac{1}{E}(\sigma_r - \nu(\sigma_\theta + \sigma_z)) \quad (2.48)$$

$$\varepsilon_\theta = \frac{1}{E}(\sigma_\theta - \nu(\sigma_r + \sigma_z)) \quad (2.49)$$

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E}(\sigma_z - \nu(\sigma_r + \sigma_\theta)) \quad (2.50)$$

Donde "E" es el módulo de Young y "ν" el módulo de Poisson. Teniendo en cuenta que se trabaja el problema como bidimensional de deformación plana, el valor $\varepsilon_z = 0$. Por tanto, de la ecuación (2.50) se obtiene:

$$0 = \frac{1}{E}(\sigma_z - \nu(\sigma_r + \sigma_\theta)) \rightarrow \sigma_z = \nu(\sigma_r + \sigma_\theta) \quad (2.51)$$

Remplazando la ecuación (2.51) en las ecuaciones (2.48) y (2.49), se obtienen las relaciones entre las deformaciones y los esfuerzos en la dirección radial y tangencial, tal que:

$$\varepsilon_r = \frac{1 - \nu^2}{E}(\sigma_r - \frac{\nu}{1 - \nu}\sigma_\theta) \quad (2.52)$$

$$\varepsilon_\theta = \frac{1 - \nu^2}{E}(\sigma_\theta - \frac{\nu}{1 - \nu}\sigma_r) \quad (2.53)$$

Sustituyendo las expresiones de la ecuación (2.47) en las ecuaciones (2.52) y (2.53), es posible obtener las relaciones de los esfuerzos radial y tangencial en función de los desplazamientos radiales del terreno:

$$\sigma_r = \frac{E_1}{1 - \nu_1^2}(\varepsilon_r + \nu_1\varepsilon_\theta) = -\frac{E_1}{1 - \nu_1^2}\left(\frac{du}{dr} + \nu_1\frac{u}{r}\right) \quad (2.54)$$

$$\sigma_\theta = \frac{E_1}{1 - \nu_1^2}(\varepsilon_\theta + \nu_1\varepsilon_r) = -\frac{E_1}{1 - \nu_1^2}\left(\frac{u}{r} + \nu_1\frac{du}{dr}\right) \quad (2.55)$$

Donde $E_1 = (E/1 - \nu^2)$ y $\nu_1 = (\nu/1 - \nu)$ con intención de simplificar las expresiones. Llevando las ecuaciones (2.54) y (2.55) en la ecuación de equilibrio (2.46):

$$r^2 \frac{d^2 u}{dr^2} + r \frac{du}{dr} - u = 0 \quad (2.56)$$

Ecuación diferencial de segundo orden, con solución general expresada como:

$$u = Ar + \frac{B}{r} \quad (2.57)$$

Donde A y B son constantes que se pueden determinar con las condiciones de contorno del medio. Así, para un caso general como el de la Figura 2.28, las condiciones de contorno se definen:

$$\text{Si } r = r_i \rightarrow \sigma_r = p_i \quad (2.58)$$

$$\text{Si } r \text{ tiende a } \infty \rightarrow \sigma_r = \sigma_0 \quad (2.59)$$

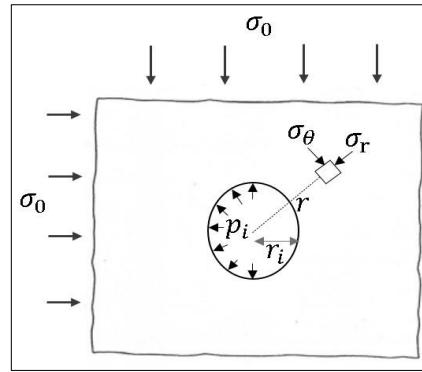


Figura 2.28. Caso general de análisis bidimensional para una excavación circular.

Fuente: Elaboración propia, modificada de Gavilanes & Andrade, 2004.

Con lo que se puede obtener las expresiones de los esfuerzos radial y tangencial para el caso general, tal que:

$$\sigma_r = \sigma_0 - \left(\frac{r_i}{r}\right)^2 (\sigma_0 - p_i) \quad (2.60)$$

$$\sigma_\theta = \sigma_0 + \left(\frac{r_i}{r}\right)^2 (\sigma_0 - p_i) \quad (2.61)$$

Luego, el desarrollo analítico cambia dependiendo de las condiciones de contorno que definen la zona plástica y zona elástica (lo que queda ilustrado en la Figura 2.27).

Para el tramo que delimita la zona elástica ($r > R_e$), las condiciones de contornos quedan definidas como:

$$\text{Si } r = R_e \rightarrow \sigma_r = \sigma_{re} \quad (2.62)$$

$$\text{Si } r \text{ tiende a } \infty \rightarrow \sigma_r = \sigma_0 \quad (2.63)$$

Donde “ σ_{re} ” es el esfuerzo radial en el contacto entre la zona elástica y plástica. Definidas las condiciones de contorno es posible determinar las expresiones de los esfuerzos radial y tangencial:

$$\sigma_r = \sigma_0 - \left(\frac{R_e}{r}\right)^2 (\sigma_0 - \sigma_{re}) \quad (2.64)$$

$$\sigma_\theta = \sigma_0 + \left(\frac{R_e}{r} \right)^2 (\sigma_0 - \sigma_{re}) \quad (2.65)$$

Evaluando las ecuaciones (2.64) y (2.65) a una condición de frontera $r = R_e$, se define el esfuerzo radial y tangencial en la frontera de la zona elástica y plástica:

$$\sigma_r = \sigma_{re} \quad (2.66)$$

$$\sigma_\theta = 2\sigma_0 - \sigma_{re} \quad (2.67)$$

Para el tramo que delimita la zona plástica ($r_i < r < R_e$) es posible establecer dos criterios de rotura, uno para condición peak y otro para la condición residual, tal como se representa en la Figura 2.29. Se mostrará el desarrollo en base al criterio de rotura de Hoek-Brown generalizado considerando un comportamiento elasto-frágil, tal que permita hacer diferenciación de los parámetros de resistencia peak y residuales. Por tanto, se tiene:

$$\sigma_\theta = \sigma_r + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_r}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \rightarrow \text{Condición Peak} \quad (2.68)$$

$$\sigma_\theta = \sigma_r + \sigma_{ci,r} \left(m_{br} \frac{\sigma_r}{\sigma_{ci,r}} + s_r \right)^{ar} \rightarrow \text{Condición Residual} \quad (2.69)$$

Entonces, las condiciones de rotura de la roca quedan caracterizadas por los parámetros peak (m_b, s, a) y los parámetros residuales (m_{br}, s_r, a_r). Donde es posible trabajar bajo el supuesto de $\sigma_{ci,r} = \sigma_{ci}$ (Huang, Li & Wei, 2017).

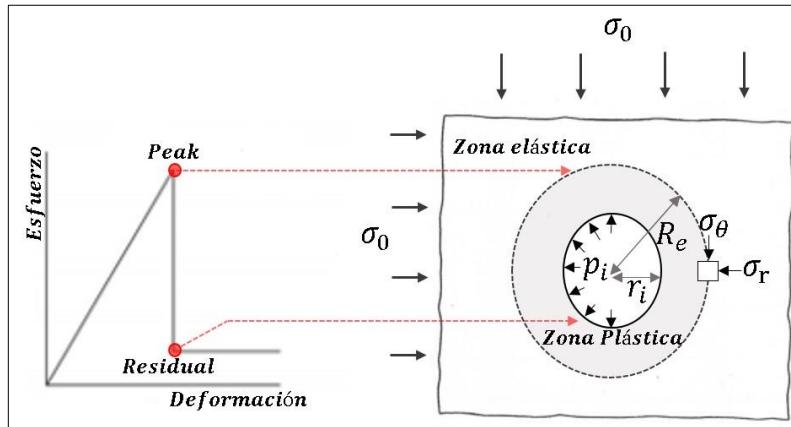


Figura 2.29. Condición peak y residual según límites de contorno en zona elástica y plástica.
Fuente: Elaboración propia, modificada de Huang, Li & Wei, 2017.

Con referencia a la Figura 2.29, la roca alcanzará un límite peak en la condición de frontera $r = r_e$ en el extremo de la zona plástica. Por ende, el estado de tensiones en ese punto $(\sigma_\theta, \sigma_r)$ satisfacen la condición peak de la ecuación (2.68). En la misma condición de frontera, pero en extremo plástico, la roca se ha degradado hasta sus condiciones residuales, satisfaciendo entonces la condición residual de la ecuación (2.69).

En base a lo anterior, se impone la restricción de que en el límite $r = R_e$ las tensiones elásticas definidas por las ecuaciones (2.66) y (2.67) deben satisfacer el criterio de rotura peak establecido en la ecuación (2.68), por tanto, sabiendo que $\sigma_\theta = (2\sigma_0 - \sigma_{re})$ y $\sigma_r = \sigma_{re}$ se obtiene:

$$2(\sigma_0 - \sigma_{re}) = \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_{re}}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (2.70)$$

Solución que según Meng & Wang (2014) es posible definir como:

$$\sigma_{re} = C_2 + \frac{2(\sigma_0 - C_2) - \sigma_{ci} C_1^a}{2 + am_b C_1^{a-1}} \quad (2.71)$$

Donde C_1 y C_2 son simplificaciones de la expresión tal que:

$$C_1 = m_b \frac{C_2}{\sigma_{ci}} + s \quad (2.72)$$

$$C_2 = \sigma_0 + \frac{1}{8} [m_b \sigma_{ci} - \sqrt{\sigma_{ci} (m_b^2 \sigma_{ci} + 16\sigma_0 m_b + 16s\sigma_{ci})}] \quad (2.73)$$

En la zona plástica es posible relacionar la ecuación de equilibrio (2.46) con el criterio residual establecido en la ecuación (2.69), lo cual conlleva a obtener la ecuación diferencial:

$$\frac{d\sigma_r}{dr} = \frac{\sigma_{ci,r}}{r} \left(m_{br} \frac{\sigma_r}{\sigma_{ci,r}} + s_r \right)^{a_r} \quad (2.74)$$

Según lo formulado por Meng & Wang (2014), integrando y evaluando en $\sigma_r = p_i$ y $r = r_i$, se obtiene el esfuerzo radial actuante dentro de los límites de la zona plástica:

$$\sigma_r = [k_1 + k_2 \ln \left(\frac{r}{r_i} \right)]^{k_3} + k_4 \quad (2.75)$$

Donde:

$$k_1 = \left(p_i + \frac{\sigma_{ci,r} s_r}{m_{br}} \right)^{1-a_r} \quad (2.76)$$

$$k_2 = (1 - a_r) m_{br} \left(\frac{m_{br}}{\sigma_{ci,r}} \right)^{1-a_r} \quad (2.77)$$

$$k_3 = \frac{1}{1 - a_r} \quad (2.78)$$

$$k_4 = - \frac{s_r \sigma_{ci,r}}{m_{br}} \quad (2.79)$$

Finalmente, el radio de la zona plástica resulta de imponer el equilibrio de tensiones radiales a ambos extremos de la frontera $r = R_e$. Por ende, al igualar la ecuación (2.75) (con $r = R_e$) y la ecuación (2.71) se tiene:

$$R_e = r_i \exp \left[\frac{\left(C_2 + \frac{2(\sigma_0 - C_2) - \sigma_{ci} C_1^a}{2 + am_b C_1^{a-1}} - k_4 \right)^{\frac{1}{k_3}} - k_1}{k_2} \right] \quad (2.80)$$

Rodríguez & Alejano (2012) mencionan que la extensión del radio plástico se encuentra condicionada por el modelo constitutivo de comportamiento del macizo rocoso, donde ante un comportamiento elasto-frágil se produciría el mayor radio de plastificación en comparación a los otros modelos de comportamiento, esto por la alta reducción de los parámetros de resistencia al momento pasar de una condición peak a residual. Lo anterior se puede ver ilustrado en la Figura 2.30.

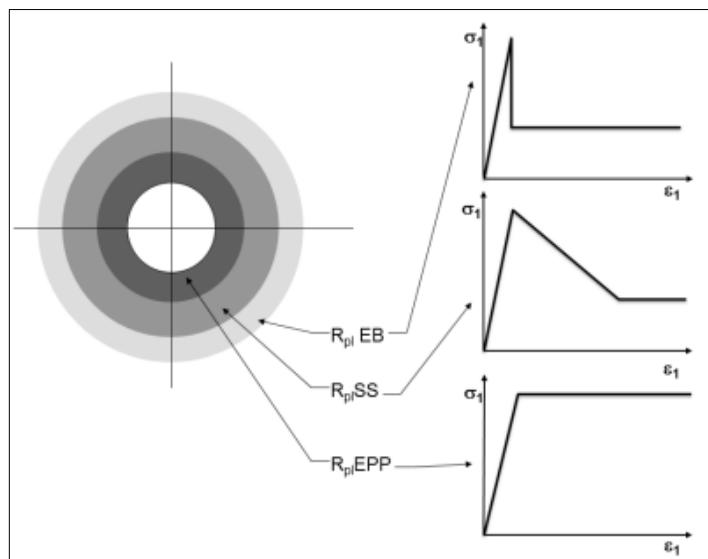


Figura 2.30. Diferentes extensiones de la zona plástica (radio de plasticidad) según el modelo de comportamiento del macizo rocoso.

Fuente: Rodríguez & Alejano, 2012.

2.4.7 Mecanismo de Inestabilidad Estructuralmente Controlado

Gavilanes & Andrade (2004) mencionan que la complejidad del diseño de excavaciones subterráneas en macizos rocosos diaclasados radica en la generación de bloques de diferentes formas y tamaños que quedan definidos por la orientación de los planos de discontinuidad.

Dentro de este contexto los problemas de estabilidad de la excavación están relacionados a la caída gravitacional de bloques o cuñas, donde para que un bloque se muestre cinemáticamente inestable debe estar formado por al menos tres planos de discontinuidad.

En forma general, el comportamiento cinemático de los bloques es estudiado mediante proyecciones estereográficas, tal como la metodología impuesta por Hoek-Brown para determinar el volumen máximo de cuñas en excavaciones (Figura 2.31).

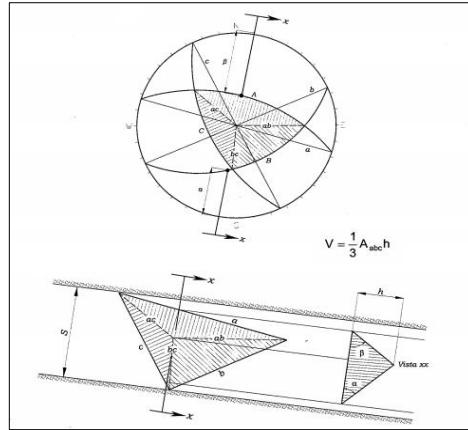


Figura 2.31. Metodología impuesta por Hoek-Brown para la determinación de una cuña cinemáticamente inestable en el techo de una excavación.

Fuente: Gavilanes & Andrade, 2004.

2.5 ELEMENTOS DE FORTIFICACIÓN

El objetivo fundamental del diseño de soporte para excavaciones subterráneas es ayudar al macizo rocoso a auto soportarse, más precisamente, a evitar que este se “desarme” o degrade reduciendo su capacidad auto soportante original. Dentro de su objetivo, el sistema de fortificación incluye el cumplimiento de 3 funciones principales para controlar la estabilidad de la excavación subterránea, estas son:

- Reforzar: Prevenir la separación y deslizamiento de bloques a lo largo de planos de debilidad al interior de la roca, de manera de conservar la resistencia inherente del macizo rocoso.
- Retención: Sostener la carga de los elementos de roca fracturados o bloques individuales.
- Contención: Disminuir los desplazamientos de las cajas de la excavación (convergencia).

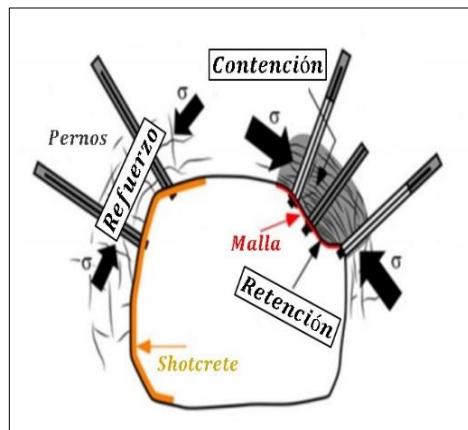


Figura 2.32. Distinción de funciones de los elementos de fortificación instalados en el interior de una excavación subterránea.

Fuente: Traducido de Pakalnis, 2015.

Por tanto, es posible identificar que el sistema de soporte está compuesto por varios elementos de fortificación, donde cada uno de ellos cumple una función específica, ya sea reforzar el macizo rocoso para que se soporte por sí mismo, sostener o adherir fuertemente los elementos de soporte al fondo de la roca estable y prevenir la fractura.

Bajo el régimen de solicitudión estática, el sistema conjunto perno, planchuela y tuerca es el principal elemento de refuerzo actuante de forma activa (mediante el concepto de transferencia de carga). Luego, elementos como malla y shotcrete son sistemas pasivos con función de retener y contener la roca fracturada.

2.5.1 Sistema Conjunto Perno, Planchuela y Tuerca

En base al concepto de transferencia de carga, el sistema actúa de forma conjunta para contener una porción de la zona plástica. Esta zona inestable tiende a movilizarse hacia el interior de la excavación siendo contenida por el conjunto planchuela-tuerca y traspasando la carga hacia el perno, el cual debe estar anclado en la “zona estable” para que el trabajo de refuerzo sea eficiente. Lo anterior se ilustra en la Figura 2.33.

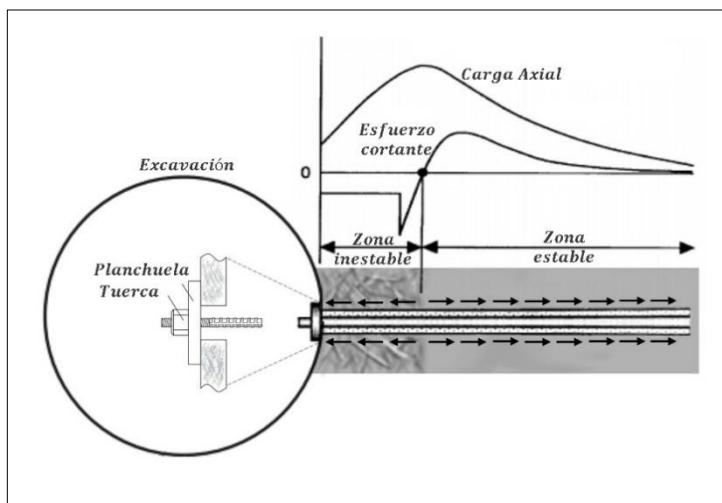


Figura 2.33. Interacción del sistema conjunto como refuerzo de zona inestable.

Fuente: Elaboración propia, modificado de Cai, et al., 2015.

Es posible describir la función de cada uno de los elementos que conforman en sistema conjunto, tal que:

- Perno: Son elementos de refuerzo, cuya función es contribuir a la estabilización de la excavación subterránea, aumentando la resistencia a la tracción del medio y confinando el macizo rocoso.
- Tuerca: Son elementos de fijación, cuya función es permitir el contacto entre el perno y la planchuela, donde los mayores esfuerzos que debe resistir la tuerca se presentan en la zona de contacto con el perno.

- Planchuela: Son elementos que aumentan el área de influencia (contacto) del perno, generando una zona de redistribución de esfuerzos y tensiones que pasan a ser absorbidos por el perno. El conjunto planchuela – tuerca forma el anclaje exterior del perno.

El diseño del sistema conjunto se debe realizar sabiendo que el elemento de menor resistencia (eslabón más débil) es el que condiciona el diseño. Para que el conjunto “perno, planchuela y tuerca” trabaje eficazmente, es necesaria la verificación de que el elemento que condiciona el diseño es el perno y que las capacidades del sistema tuerca-planchuela son compatibles a dicha condición. Por tanto, bajo el cumplimiento de verificación, en la práctica el diseño es controlado por la resistencia del perno.

2.5.2 Capacidad de Soporte en Pernos

Pensando en el perno como un resorte rígido de metal, como se muestra en la Figura 2.34, se observa que al realizar el tensionamiento del anclaje mediante la tuerca se genera una acción y reacción de cargas que tiran de ambos extremos del perno. En este contexto, el comportamiento del perno se puede ejemplificar similar al comportamiento del resorte bajo estas condiciones de carga.

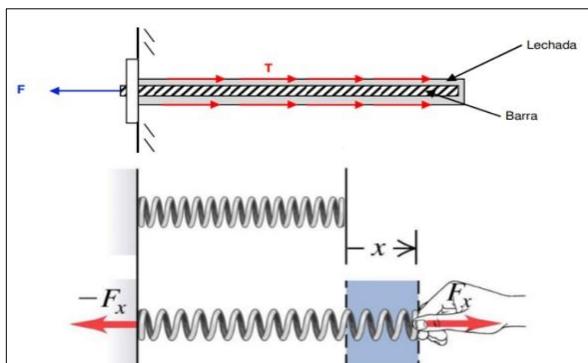


Figura 2.34. Esquema de concepto de cargas acción-reacción en perno.
Fuente: Elaboración propia, modificado de Cañas, 2013.

Continuando este ensayo, es posible diferenciar el tramo de comportamiento elástico y plástico en la curva esfuerzo-deformación del perno (como se ilustra en la Figura 2.35). En el tramo elástico, al disminuir la carga, el perno vuelve a su longitud normal de la misma forma que un resorte vuelve a su forma original cuando se suelta. Al contrario, si la carga supera el límite elástico, el perno pierde elasticidad y comienza a distorsionarse permanentemente (deformación plástica). De esta forma, es posible definir el esfuerzo de fluencia como el esfuerzo al cual comienzan a aparecer o desarrollarse las deformaciones plásticas o irreversibles. Además, es posible definir el esfuerzo de rotura como el nivel de esfuerzo que produce la fractura o falla permanente del material.

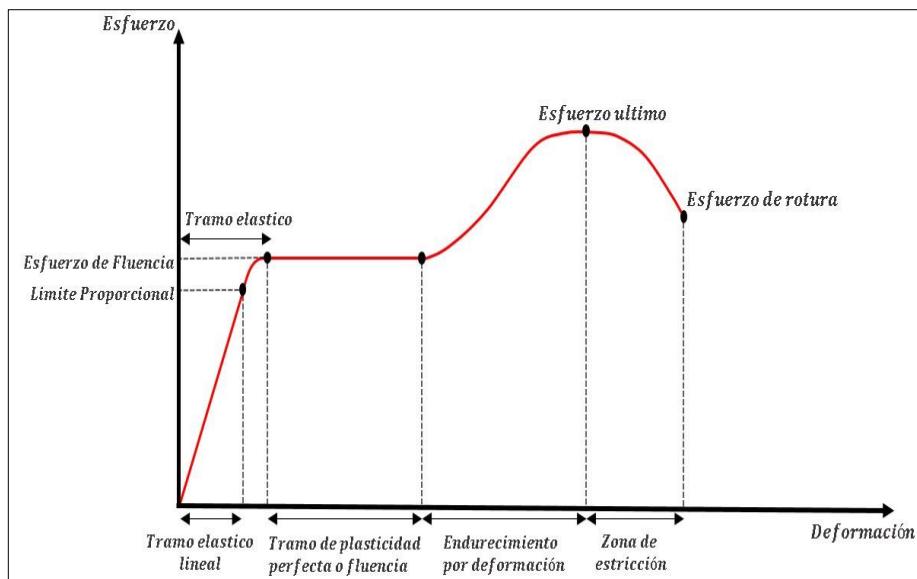


Figura 2.35. Curva esfuerzo-deformación característica del acero.

Fuente: Uribe, et al., 2019.

En términos de diseño, se establece como criterio conservador el uso de la resistencia a la fluencia para la estimación de resistencia del elemento de fortificación. De esta manera, se garantiza un trabajo de acción del perno en el tramo elástico y frente a cualquier solicitación adicional, se tiene como holgura la resistencia del perno en el tramo plástico antes de llegar a la rotura del material.

El comportamiento esfuerzo-deformación es variable dependiendo del tipo de perno, tal como se muestra en la Figura 2.36. Cada tipo de perno posee ventajas y desventajas asociadas con respecto a su uso, por tanto, su elección se limita a los requisitos y contexto del diseño.

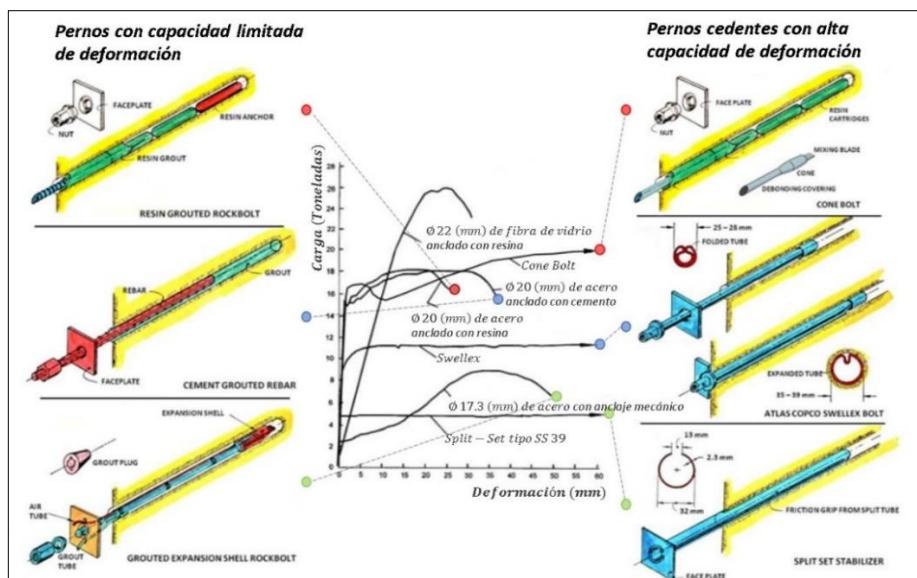


Figura 2.36. Caracterización de carga máxima y deformación en diferentes tipos de pernos.

Fuente: Lorig & Varona, 2014.

2.5.3 Solicitación Estática y Factor de Seguridad

Se define como solicitudación estática a la demanda de carga por el peso gravitacional de la masa circundante del túnel o solicitudación por concepto de “carga muerta”. La aplicación de este concepto aplicado a la demanda de soporte por zona plástica es posible de representar como se muestra en la Figura 2.37, bajo los mismos supuestos descritos en el apartado 2.4.6.1.

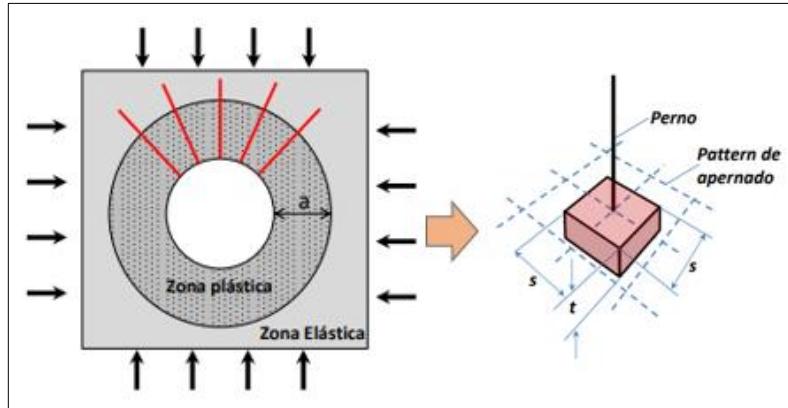


Figura 2.37. Estimación de demanda sobre un perno instalado.
Fuente: CODELCO (Chile), Vicepresidencia de proyectos, 2015.

Bajo las condiciones descritas, la carga gravitacional ejercida por el arco de plastificación se define tal que:

$$W = \frac{R_e^2 - r_i^2}{2r_i} \gamma \left[\frac{t}{m^2} \right] \quad (2.81)$$

Donde:

W : Carga por zona plástica.

R_e : Radio plástico.

r_i : Radio de la excavación.

γ : Densidad de la roca.

Luego, el factor de seguridad (razón capacidad / demanda), queda expresado como:

$$FS = \frac{A * \sigma_{adm}}{W * s^2} \quad (2.82)$$

Donde:

W : Carga por zona plástica.

A : Área de la sección transversal del perno.

σ_{adm} : Resistencia admisible del perno.

s : Pattern de apernado.

CAPÍTULO 3. ANÁLISIS DE INCERTIDUMBRE EN EL DISEÑO DE OBRAS SUBTERRÁNEAS

3.1 INCERTIDUMBRE EN MECÁNICA DE ROCAS

La incertidumbre o falta de certeza sobre la validez de las hipótesis iniciales formuladas, juega un papel fundamental a la hora estimar las características y propiedades de un macizo rocoso, esta incertidumbre engloba un riesgo asociado al diseño y al modelo de toma de decisiones. Por tanto, esta falta de certeza obligara al ingeniero tener en cuenta las diferentes posibilidades y consecuencias ligadas al diseño ingenieril.

Einstein (2003) menciona que las principales fuentes de incertidumbre en ingeniería geotecnica pueden agruparse en:

- Variabilidad espacial, inherente a las características propias del terreno.
- Incertidumbre por errores de medida o caracterización.
- Incertidumbre ligada al modelo de cálculo (modelización del comportamiento de los materiales).

Para el caso del diseño de fortificación en obras subterráneas, la metodología de cálculo y la variabilidad en los parámetros de caracterización del macizo influirán directamente en el nivel de incertidumbre del diseño.

En este contexto y aplicando lo propuesto por Herbert H. Einstein, la incerteza sujeta a los parámetros representativos del macizo está ligada a la variabilidad espacial de las propiedades del macizo rocoso e incertidumbre referente a la cuantificación de dichas propiedades, esto conlleva a tener variabilidad en las condiciones de carga al elemento de soporte, resistencia del macizo rocoso, tamaño de bloques formados, orientación de discontinuidades, etc.

Además, es posible diferenciar la incertidumbre según la metodología de cálculo como la precisión esperada según el método de dimensionamiento de sostenimiento, de esta forma, para el caso de diseño de fortificación en túneles no se esperaría la misma precisión de resultados para un cálculo mediante modelación numérica, que de un cálculo mediante métodos analíticos o de un sistema de fortificación diseñado bajo la metodología empírica.

McMahon (1985) categorizó seis tipos de incertidumbres que se encuentran en ingeniería geotécnica. Según Vardanega & Bolton (2016), los profesionales pueden intentar lidiar con las incertidumbres de tipo 3 de forma aritmética, es decir, mediante el uso del pensamiento estadístico y probabilístico. Los otros tipos de fuentes de incertidumbre solo se pueden reducir bajo la dependencia de la cantidad y calidad de los datos disponibles o de los criterios y habilidades propias del encargado del diseño.

Tabla 3.1. Tipos de incertidumbres en ingeniería geotécnica según McMahon.

Tipo	Descripción	Causa de la incertidumbre
1	Riesgo de encontrarse con una condición geológica desconocida.	Técnica
2	Riesgo de utilizar criterios geotécnicos incorrectos, por ejemplo, diseñar para un mecanismo de falla incorrecto o cometer errores al anticipar el eventual mecanismo de falla.	Técnica
3	Riesgo de sesgo y/o variación en los parámetros usados para el diseño.	Técnica
4	Error Humano	Social
5	Cambios de diseño	Social
6	Criterio demasiado conservador	Social

Fuente: Traducido de Vardanega & Bolton, 2016.

3.1.1 Incertidumbre en el Proceso de Diseño de Fortificación

El proceso de diseño de fortificación generalmente estará basado en:

- Descripción del macizo rocoso e identificación de mecanismos de falla según el ambiente geotécnico presente.
- Evaluación de la demanda al sistema de soporte (tamaño de bloques formados, ancho de zona plástica, etc.).
- Evaluación de la capacidad de soporte (tipo de elemento a utilizar, especificaciones de resistencia bajo solicitud estática y dinámicas, etc.).
- Evaluación del factor de seguridad en base al criterio de aceptabilidad (factor de seguridad apropiado relacionado al propósito de la excavación).

Donde, la filosofía adoptada al proceso de diseño podría ser determinística o probabilística. La problemática implicada al aplicar un enfoque determinista es pasar por alto el amplio espectro del nivel de incertidumbre asociado a cada una de las bases del proceso de diseño de fortificación mencionadas. Es por lo que, el total conocimiento del nivel de incertidumbre asociado al diseño es de suma importancia y el no tenerlo en cuenta puede conducir a errores sustanciales.

Dunn (2003) señala que en el proceso de diseño de fortificación están implicados varios tipos de incertidumbres y errores. Estos se pueden organizar en dos grupos:

- Incertidumbre de inputs o entradas de diseño: Por variaciones naturales de la geología, variaciones espaciales por falta de datos o calidad insuficiente de los datos, variaciones de las propiedades intrínsecas de los materiales e incertidumbre de estas propiedades debido a errores de pruebas o caracterización.
- Incertidumbre de análisis de diseño: Incluyen la elección del apropiado método de diseño, la correcta aplicación del método de diseño e identificación del mecanismo de falla que controla el diseño.

Además, M.J. Dunn realiza una recopilación de las incertidumbres que se encuentran típicamente en el diseño de elementos de soporte (Tabla 3.2) y las relaciona con la clasificación de tipos de incertidumbre en geotecnia de McMahon.

Tabla 3.2. Incertidumbres ligadas al diseño de soporte.

Descripción de la incertidumbre	Contribuyentes e influyentes	Tipo de incertidumbre
Caracterización y clasificación del macizo rocoso	Limitaciones de los esquemas de clasificación.	Tipo 2
	Aplicación incorrecta de los esquemas de clasificación.	Tipo 4
	Dependencia excesiva de los esquemas de clasificación.	Tipo 4
Variabilidad espacial en las condiciones de terreno	Densidad y calidad de los datos.	Tipo 4
	Estructuras desconocidas.	Tipo 1 / aleatorio
	Variabilidad natural.	Tipo 1 / aleatorio
Propiedades del macizo rocoso	Métodos de ensayos.	Tipo 4
	Muestreo y número de ensayos.	Tipo 1 / aleatorio
	Variabilidad natural.	Tipo 1 / aleatorio
Condiciones de carga: estáticas, cuasi estáticas y dinámicas (sismicidad inducida por minería)	Orientación y magnitud de los esfuerzos in-situ.	Tipo 3 / Tipo 4
	Cambios en la condición de esfuerzo debido a la minería.	Tipo 2 / Tipo 3
	Carga dinámica: relaciones de escala, distancia desde la fuente, respuesta del sitio.	Tipo 3 / Tipo 4
Mecanismo de falla	Esfuerzos inducidos.	Tipo 2 / Tipo 4
	Geología definida (estructural).	Tipo 2 / Tipo 4
	Ambiente geotécnico.	Tipo 2 / Tipo 4
Formación de bloques	Espaciamiento y longitud de las discontinuidades.	Tipo 2 / Tipo 3
	Orientación y número de sets estructurales.	Tipo 2 / Tipo 3
Modelado numérico	Adaptación del software a los inputs del problema.	Tipo 2 / Tipo 4
	Calibración del modelo.	Tipo 3 / Tipo 4
Análisis de incertidumbre	Aplicación de métodos inapropiados.	Tipo 4
	Aplicación incorrecta de un método.	Tipo 4
Criterios de aceptabilidad	Niveles de riesgos aceptables no definidos.	Tipo 6
	Falta de comprensión de la incertidumbre.	Tipo 4 / Tipo 6
	Filosofías demasiado conservadoras.	Tipo 6
Especificaciones de rendimiento del elemento de soporte	Calidad de fabricación.	Tipo 3 / Tipo 4
	Instalación según especificaciones del proveedor.	Tipo 3 / Tipo 4

Fuente: Traducido de Dunn, 2003.

3.2 ENFOQUES APLICADOS A METODOLOGIAS DE DISEÑO

3.2.1 Análisis del Enfoque Determinístico

El enfoque general en el análisis de diseño para requisitos de fortificación se basa en la aproximación mediante el cálculo determinístico (por medio de modelación numérica, métodos

analíticos o metodología empírica clásica). En este caso, los parámetros geotécnicos representativos del contexto de estudio suelen ser los resultantes de estimaciones estadísticas simples (por ejemplo, la media aritmética o el uso del “peor caso” con un enfoque más conservador). De esta forma, los parámetros obtenidos se utilizan en el análisis de diseño para obtener un único factor de seguridad (FS). Donde, la evaluación del factor de seguridad apropiado se determina en base al criterio de aceptabilidad relacionado al propósito de la excavación.

La problemática del enfoque determinista se encuentra en la interrogante de que tan representativo es el factor de seguridad al contexto del problema, pues este es totalmente dependiente del valor único de los inputs ingresados, por tanto, no se tiene en cuenta la influencia de la variabilidad inherente de los parámetros en la solución. Esto último puede conllevar a la aceptación de un alto nivel de incertidumbre a la hora de calcular el factor de seguridad, lo que implicaría estar evaluando un diseño con una probabilidad de falla desconocida y posiblemente elevada (dependiendo del contexto del problema y criterios seguidos).

Dunn (2003) menciona que, al efectuar un análisis determinístico es relativamente común realizar un análisis de sensibilidad sobre los parámetros críticos. Un análisis de sensibilidad paramétrico se puede efectuar de forma sencilla, realizando una variación sistemática de los valores de cada parámetro alrededor de un valor medio, evaluando así el impacto que genera esta variación en el factor de seguridad (tal como se muestra en la Figura 3.1).

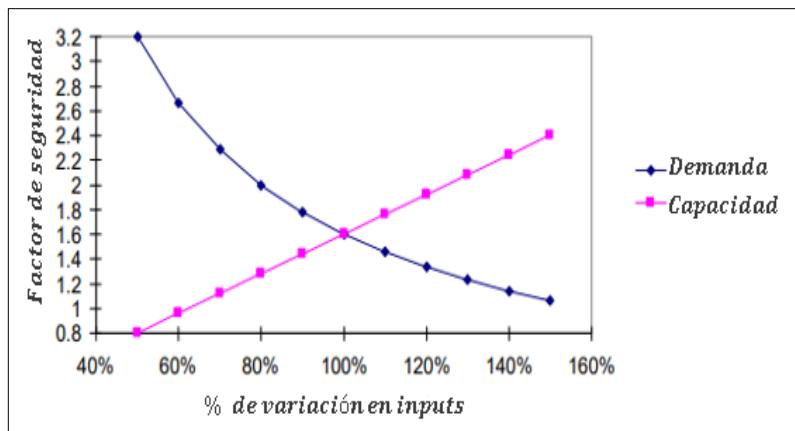


Figura 3.1. Análisis de sensibilidad para la demanda y capacidad de soporte.
Fuente: Traducido de Dunn, 2003.

El análisis de sensibilidad es una herramienta muy útil para gestionar la incertidumbre bajo un enfoque de diseño determinístico, pues es una forma sencilla de conocer el impacto de cada parámetro a la variable de salida. La problemática principal de este tipo de análisis es que el impacto de la variabilidad de cada parámetro se evalúa por separado, ignorando la correlación existente entre variables y, por tanto, el impacto de la variabilidad conjunta a la incertidumbre final ligada al cálculo del factor de seguridad.

3.2.2 Análisis del Enfoque Probabilístico

El análisis probabilístico permite adherir la incertidumbre existente en los parámetros inputs a través de la aplicación de funciones de distribución de probabilidad. De esta forma, se incluye en el diseño la naturaleza estocástica de los parámetros de entrada, permitiendo representar cuantitativamente la incertidumbre presente en el cálculo del factor de seguridad por medio del concepto de probabilidad de falla.

La metodología general del enfoque probabilístico asume que es posible describir la Demanda y Capacidad del sistema de soporte mediante funciones de densidad de probabilidad (tal como se observa en la Figura 3.2). De esta manera, se puede diferenciar la existencia de casos donde Demanda > Capacidad (en el tramo de superposición de ambas curvas), lo que se traduce en obtener un Factor de seguridad inferior a la unidad.

Según la complejidad del diseño y datos disponibles, se pueden utilizar diferentes enfoques para determinar la distribución de densidad de probabilidad para el factor de seguridad, tal como podría ser la simulación mediante el método de Monte Carlo. De este modo, ya obtenida la distribución de probabilidad del FS, se puede determinar la probabilidad de falla como la probabilidad de que el factor de seguridad sea menor a la unidad $P[FS < 1]$ (esquematizado en la Figura 3.2).

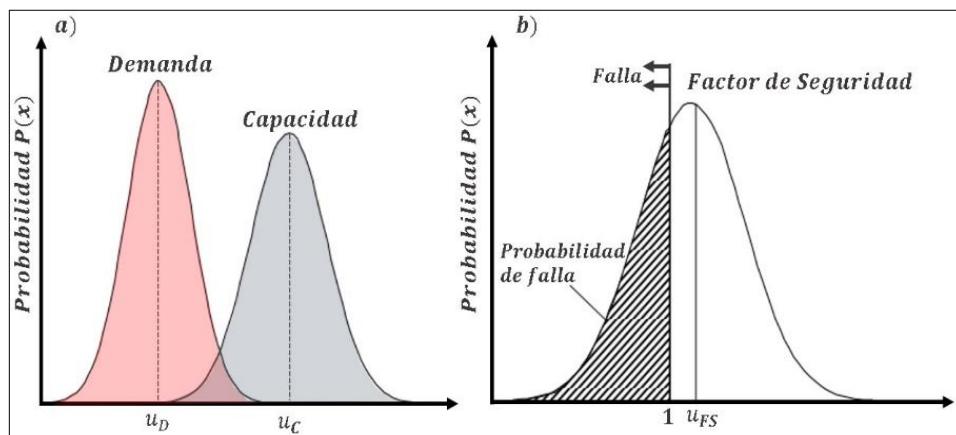


Figura 3.2. Función de densidad de probabilidad para a) Demanda y Capacidad de soporte, b) Factor de seguridad.

Fuente: Traducido de Canbulat, 2008.

Así, es posible diferenciar con más detalle los contextos de diseño en base a la probabilidad de falla. En la Figura 3.3 se muestra el impacto que tiene la incertidumbre en la distribución del FS y los resultados de probabilidad de falla, donde puede darse el caso que se tenga un diseño con un alto factor de seguridad, pero la alta incertidumbre del modelo conlleva a obtener un resultado mayor de probabilidad de falla. Por tanto, lo anterior enfatiza que un factor de seguridad determinístico puede ser engañoso y es necesario realizar la cuantificación de la incertidumbre presente en el dimensionamiento de fortificación.

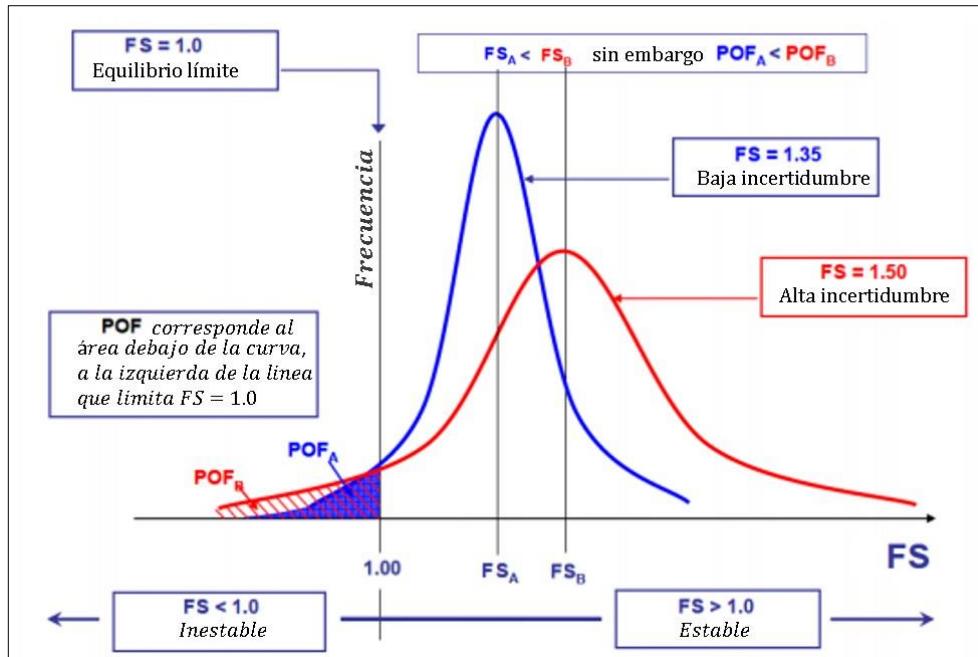


Figura 3.3. Relación de la probabilidad de falla y FS según la magnitud de incertidumbre.
Fuente: Traducido de Dunn, 2003.

De este modo la aceptabilidad del diseño ahora recae en la probabilidad de falla admisible, la cual dependerá del tipo de obra subterránea a diseñar y del riesgo que es posible asumir con respecto al propósito de la excavación.

El alcance de los métodos probabilísticos es el amplio espectro de información que se debe tener disponible, información necesaria para establecer las distribuciones estadísticas de cada variable de entrada del modelo y definir la correlación existente entre variables.

3.3 INCORPORACIÓN DE MEDIDAS DE CONTROL DE INCERTIDUMBRE EN EL MARCO DE TOMA DE DECISIONES

Einstein (2003) menciona que el enfoque normalmente aplicado a mecánica e ingeniería de roca para abordar la incertidumbre se basa en el “Ciclo de toma de decisiones” (Figura 3.4). Las fases de este ciclo tienen como objetivo el control de la incertidumbre del modelo en el marco de toma de decisiones y se describen tal que:

- Fase de recolección de información: Exploración, pruebas de campo u pruebas de laboratorio realizadas con fin de la caracterización de la roca o cualidades del terreno en forma de descripciones cualitativas o cuantitativas.
- Análisis Determinista: La fase de análisis determinista se basa en la traducción del problema a un modelo matemático, tal que permita determinar qué incertidumbres son lo suficientemente importantes como para justificar el emplear un enfoque probabilístico (por ejemplo, el análisis de sensibilidad tornado).

- Análisis Probabilístico: La fase de análisis probabilístico se realiza para asignar probabilidad de ocurrencia a las variables inciertas claves identificadas en la fase determinista, las distribuciones de probabilidad requeridas se modelan a partir de datos o se evalúa su ajuste por decisión de criterio experto. Las variables de entrada que tienen poco efecto en la salida del modelo se les asigna valores nominales (se tratan de manera determinista). El modelo de asignación de valor de un análisis probabilístico es la base para la optimización del modelo de toma de decisiones (por ejemplo, la inclusión del concepto de probabilidad de falla en el análisis de diseño de fortificación).
Es posible incorporar a la evaluación un análisis de sensibilidad probabilístico, con el fin de determinar qué tan sensible es el modelo a las creencias actuales sobre las incertidumbres planteadas.
- Evaluación de riesgos: Fase que tiene como fin la cuantificación del riesgo asociado a la asignación de valor del modelo probabilístico, con el objetivo de encontrar una política optima de aplicación (por ejemplo, encontrar los parámetros de diseño tal que se obtenga una probabilidad de falla menor o aceptable).
- Fase de actualización: Etapa que tiene como objetivo determinar si algún tipo de información adicional puede tener el potencial de cambiar la política optima de decisión.

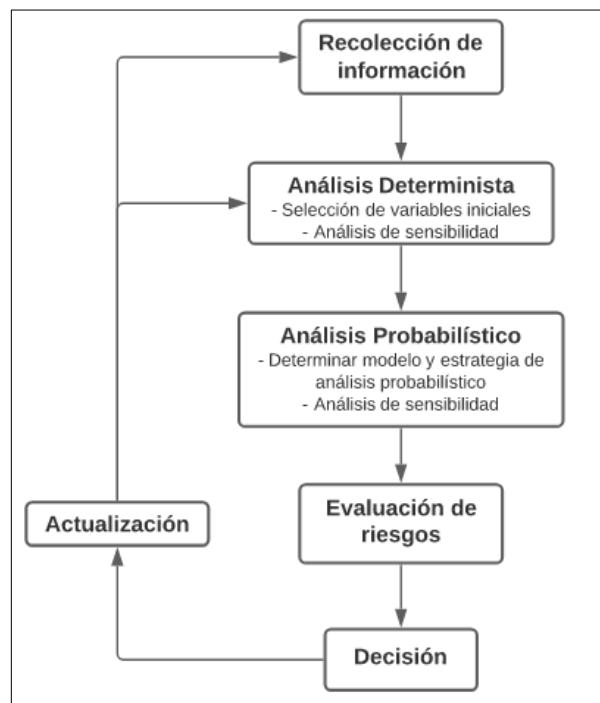


Figura 3.4. Ciclo de toma de decisiones en condiciones de incertidumbre.
Fuente: Traducido de Einstein, 2003.

Potvin, et al. (2017) indican un análisis más detallado del ciclo de toma de decisiones aplicado al diseño de soporte (Figura 3.5), basado en la relación del factor de seguridad y probabilidad de falla con el riesgo asociado dentro del proceso de diseño y optimización. Según el esquema, la

evaluación del factor de seguridad se considera el primer paso para realizar cualquier diseño de ingeniería, luego es necesario cuantificar la fiabilidad del diseño en base a la probabilidad de falla para evaluar la aceptabilidad del riesgo asociado.

La toma de decisiones basadas en el FS y PF a menudo se limita al equipo geotécnico, donde los criterios de aceptación para el diseño deben ser dictados por la gerencia a través del perfil de riesgos de la empresa. Esto último es de suma importancia, pues la evaluación de riesgos proporciona un contexto de acción, así como un nivel de riesgo aceptado al que el ingeniero debe diseñar (Potvin, et al., 2017).

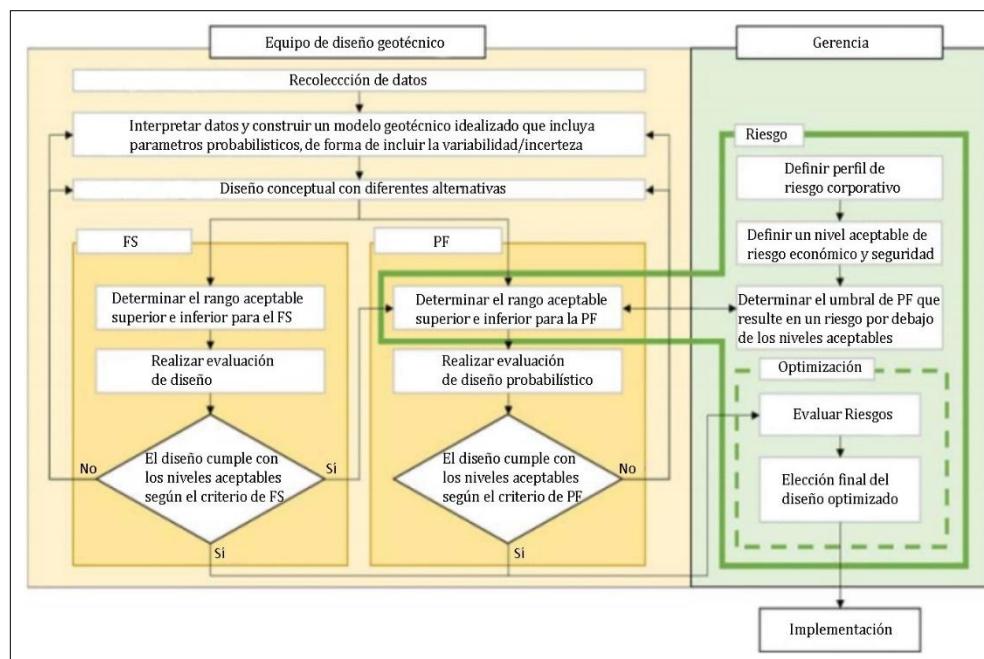


Figura 3.5. Diagrama de aplicación de criterio de aceptación de riesgo asociado al Factor de seguridad (FS) y Probabilidad de falla (PF).

Fuente: Traducido de Potvin, et al., 2017.

3.4 PROBABILIDAD DE FALLA Y CRITERIOS DE ACEPTACIÓN BAJO EL CONCEPTO DE RIESGO

En base a la solución probabilística es posible incorporar al análisis la variabilidad de la demanda al sistema de soporte y por tanto estimar la probabilidad de falla del diseño. El nivel de aceptación de dicha probabilidad de falla debe reflejar el nivel admitido de riesgo al que se somete la excavación con determinado diseño de sostenimiento (riesgo que se traduce en la evaluación de consecuencias financieras o de seguridad al superar los umbrales establecidos). Por tanto, así como se fija un criterio de aceptabilidad del factor de seguridad, es necesario cuantificar los límites del perfil de riesgos asociados al propósito y contexto de la excavación a fortificar. Según Potvin, et al. (2017) los criterios de aceptación de riesgo ligados a la probabilidad de falla no se encuentran definidos totalmente para el análisis de estabilidad de excavaciones subterráneas.

Canbulat (2008) describe que existen tres estados límites para elementos estructurales en función de la característica y consecuencia de la falla, para los cuales es posible definir la probabilidad de falla aceptable para cada caso descrito a continuación:

- Estado límite último (ULS), que describe el colapso inmediato de la estructura.
- Estado límite de servicio (SLS), que describe la pérdida de la función de la estructura sin colapso de esta.
- Estado límite accidental (ALS), que describen fallas en condiciones de accidentes (por ejemplo, colisiones o explosiones).

Para cada estado límite es posible realizar una clasificación según los riesgos asociados a la falla y el nivel de probabilidad de falla recomendado para cada clasificación. Lo anterior se detalla en la Tabla 3.3.

Tabla 3.3. Criterios de aceptación de probabilidad de falla para estados límites de elementos estructurales.

Clasificación del Riesgo	Descripción	Probabilidad de falla aceptable	
		SLS/ ALS	ULS
Muy Bajo	Fallas que no implican riesgos de lesiones humanas, con bajas consecuencias ambientales y económicas.	40 (%)	20 (%)
Bajo	Fallas que no implican riesgos de lesiones humanas y un nivel intermedio de consecuencias ambientales y económicas.	20 (%)	10 (%)
Normal	Fallas que no implican riesgos de lesiones humanas y un nivel alto de consecuencias ambientales, económicas o políticas.	10 (%)	5 (%)
Alto	Fallas que implican riesgos de lesiones humanas y un nivel alto de consecuencias ambientales, económicas o políticas.	5 (%)	1 (%)

Fuente: Traducido de Canbulat, 2008.

Canbulat (2008), en base a los niveles de clasificación de riesgos y los criterios de aceptación de probabilidad de falla para taludes, sugiere el siguiente criterio de aceptación de la probabilidad de falla para el diseño de fortificación de excavaciones, detallado en la Tabla 3.4.

Tabla 3.4. Criterios de aceptabilidad de probabilidad de falla en excavaciones.

Clasificación del Riesgo	Ejemplo de aplicación	Probabilidad de falla aceptable
Riesgo moderadamente grave	Requisito de uso a corto plazo (menor a 1 año), con acceso de personal parcialmente restringido.	5 (%)
Riesgo grave	Requisito de uso a mediano plazo (1 – 5 años), con acceso de personal parcialmente restringido.	1 (%)
Riesgo de alta seriedad	Requisito de uso a largo plazo (mayor a 5 años), sin restricciones de acceso de personal.	0.3 (%)

Fuente: Traducido de Canbulat, 2008.

Donde, según el criterio expuesto, la aceptabilidad del nivel de riesgo es dependiente de la vida útil y exposición de acceso del personal de la excavación. Hecho que resulta interesante, pues bajo este análisis se puede inferir que es posible variar el nivel de aceptación de riesgo asociado

en base al contexto minero que presentara la excavación. Por ejemplo, es posible utilizar equipos controlados a distancia de tal manera de eliminar el acceso de personal y, por lo tanto, el riesgo de fracaso del diseño se podría evaluar en consecuencia de daños al equipo (consecuencia que se puede traducir en la posible aceptación de una mayor probabilidad de falla en comparación a la esperada para el control de casos fatales o lesiones en una excavación con acceso de personal).

Según Potvin, et al. (2017), las consecuencias directas de que se supere el umbral de probabilidad de falla se traducen finalmente en daños del contorno de la excavación (tal como deformación excesiva, desprendimientos o derrumbes), conllevando a las consecuencias indirectas que podrían derivar en pérdidas de producción, daños a los equipos o lesiones al personal. Donde, las pérdidas financieras asociadas con estas consecuencias pueden incluir costos de rehabilitación de la excavación, pérdida de ingresos, costos de reparación o reemplazo de equipos y costos asociados con lesiones.

Como se puede apreciar, las pérdidas financieras pueden variar desde ser insignificantes hasta ser totalmente catastróficas. Por tanto, es de suma importancia la definición de los umbrales aceptables de probabilidad de falla en base a la evaluación del riesgo asociado a la vida útil de la excavación, esto permitirá finalmente argumentar la decisión de si es necesario optar por un sistema de soporte más robusto, tal que disminuya la probabilidad de falla (disminuyendo las consecuencias monetarias o sociales del nivel de riesgo aceptado).

3.4.1 Cuantificación del Riesgo Económico Asociado

Es posible describir el nivel de riesgo como las eventuales pérdidas en consecuencia de la probable ocurrencia de un evento no deseado o falla. Einstein (2003) menciona que la cuantificación del riesgo asociado se expresa como:

$$\text{Riesgo} = P(t) * C(s) \quad (3.1)$$

Donde:

$P(t)$: Probabilidad de que ocurra el evento “t”.

$C(s)$: Consecuencia económica de que ocurra el evento “t”.

Expresión que es de mucha utilidad para realizar la comparación de diseños de fortificación con diferente probabilidad de falla, ya que puede existir un diseño de fortificación que tenga una menor probabilidad de falla, pero a un alto costo (en comparación a otras alternativas de menor costo) donde es necesario realizar una comparación objetiva que permita justificar el realizar finalmente un diseño de mayor costo. Por tanto, es necesario la evaluación del costo económico que conlleva la incertidumbre del diseño y esto se realiza en base al concepto de “Riesgo”, siendo este una

herramienta que permite comparar alternativas en términos de la probabilidad de ocurrencia y el impacto económico de dicha probabilidad en términos de los costos totales del diseño.

3.5 REVISIÓN DE METODOLOGIAS APLICADAS AL CÁLCULO DE PROBABILIDAD DE FALLA EN TÚNELES

3.5.1 Metodología de Kalamaras, et al. (1999)

Los autores proponen la siguiente metodología para la estimación de incertidumbre en el diseño de soporte para excavaciones subterráneas:

- Definición de un modelo empírico, analítico o numérico que mejor represente el contexto del problema (la interacción entre el terreno, excavación y el sostenimiento).
- Definición del carácter de las variables de entrada (deterministas o probabilistas).
- Ajuste de las funciones de distribución estadísticas más adecuada para cada variable según la distribución de datos disponibles para cada una. De no tener datos suficientes para realizar un ajuste adecuado (al menos 20 mediciones), es posible acudir a información bibliográfica para ayudar a precisar el tipo de comportamiento de la variable.
- Incorporación de las diferentes fuentes de incertidumbre en los métodos de análisis del diseño. Para esto, existen principalmente tres enfoques: Simulación de Monte Carlo (MC), método FOSM (First Order Second Moment) y el método de estimación puntual (PEM).
- Aplicación de la teoría probabilística para definir la confiabilidad de la solución de diseño y análisis de sensibilidad a las variables de entrada.
- Evaluación comparativa entre las diferentes soluciones de diseño con referencia a normativas impuestas o experiencias previas, de esta forma seleccionar la solución de diseño que presente la menor incertidumbre para las condiciones geológicas esperadas.
- Optimización de la práctica de construcción, con el fin de maximizar la confiabilidad de la solución de diseño seleccionada.

Bajo esta metodología, los autores plantean que es posible representar la probabilidad de falla en 3D (a lo largo del túnel) en base a probabilidad de falla bidimensional de una determinada sección del túnel (metodología descrita en la Figura 3.7). En el análisis el túnel es formado por las “ n ” secciones bidimensionales, donde (sean las secciones eventos de probabilidad independientes) es posible representar la probabilidad de falla a lo largo de la sección del túnel mediante una distribución binomial, tal que:

$$P_F = 1 - [(1 - p_f)^n] \quad (3.2)$$

Sea “ n ” el número de ensayos de Bernoulli, que corresponden al número de secciones bidimensionales a lo largo del trazado del túnel ($n = \frac{\text{Largo del túnel}}{\text{Espaciamiento entre secciones}}$).

De esta manera, es posible realizar la comparación de la probabilidad de falla para una determinada longitud del túnel y para diferentes diseños de sección bidimensional (como se muestra en la Figura 3.6). Análisis que es de mucha utilidad a la hora de caracterizar el riesgo asociado al diseño.

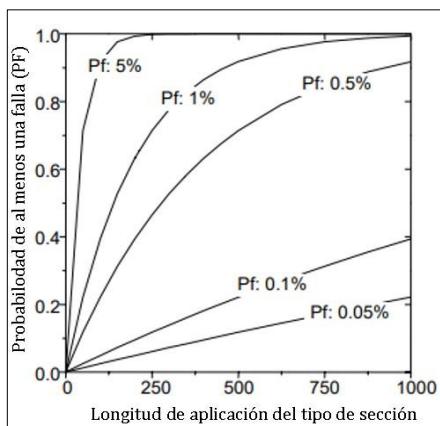


Figura 3.6. Probabilidad de tener al menos una falla para una longitud acumulativa determinada.
Fuente: Traducido de Kalamaras, et al., 1999.

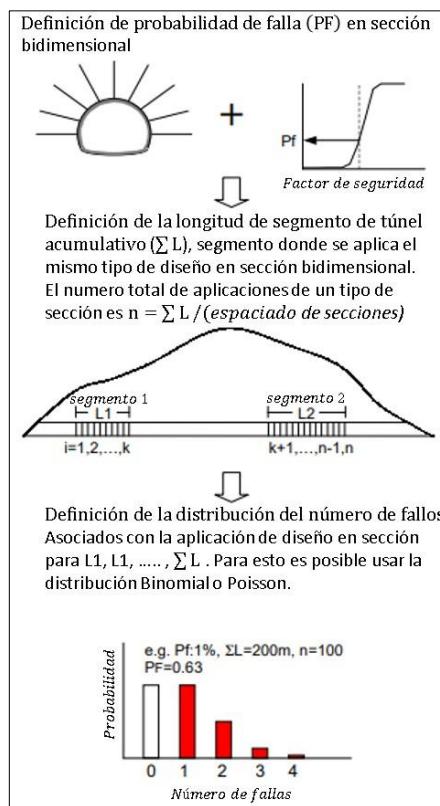


Figura 3.7. Esquema explicativo de metodología propuesta para probabilidad de falla 3D.
Fuente: Traducido de Kalamaras, et al., 1999.

3.5.2 Metodología de Cai (2011)

El autor propone un enfoque basado en el índice de resistencia geológica (GSI) en combinación con los parámetros de resistencia de la roca intacta, para obtener las distribuciones de probabilidad de los parámetros de resistencia del macizo (por ejemplo, los parámetros de Hoek-Brown) por medio del método de Monte Carlo. Luego, el análisis probabilístico de estabilidad de cavernas y túneles se centra en el uso el Método de estimación Puntual (PEM) para obtener las distribuciones de los parámetros de salida (radio de plastificación, desplazamientos, etc.) con el fin de realizar el dimensionamiento de fortificación en base a estas últimas (Figura 3.8).

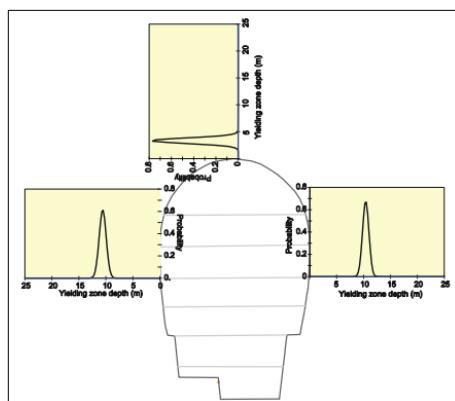


Figura 3.8. Distribuciones de radios de plastificación alrededor de una sección de caverna determinada.

Fuente: Cai, 2011.

Lo interesante de la metodología propuesta por el autor recae en el análisis que realiza para comprobar el cumplimiento de la longitud de anclaje, en función de la distribución de probabilidad del ancho de zona plástica (Figura 3.9). De esta manera, es posible determinar la probabilidad de que el largo de anclaje sea menor al mínimo requerido (que el largo de anclaje caiga dentro de los límites del radio de plasticidad).

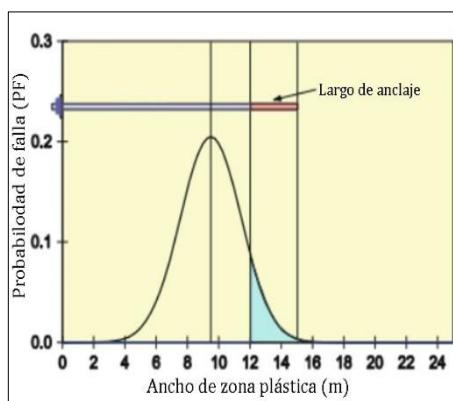


Figura 3.9. Cálculo de longitud de anclaje del perno en función de la distribución estadística del ancho de plastificación.

Fuente: Traducido de Cai, 2011.

CAPÍTULO 4. APLICACIÓN Y ANÁLISIS EN BASE AL METODO PROBABILÍSTICO

4.1 ANÁLISIS DE DEPENDENCIA Y ESTIMACIÓN DE VARIABLES DEPENDIENTES

A efectos del análisis con metodología analítica utilizado para obtener el factor de seguridad (Figura 4.1) es posible definir como variables independientes del modelo:

- Variables de caracterización: Índice GSI , constante m_i de Hoek-Brown, factor D de perturbación, resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta, densidad de la roca y la condición de esfuerzos in-situ. Parámetros que deben incluirse directamente en el modelo como variables de entrada (caracterización del comportamiento del macizo).
- Variables de decisión o de diseño: Pattern de apertado, grado del acero y diámetro del perno a utilizar. Variables cuyo valor es escogido en el proceso de dimensionamiento de soporte, con el fin de cumplir de forma óptima el criterio de aceptabilidad determinado.

Así, es posible diferenciar en el diagrama de la Figura 4.1 las variables dependientes del modelo (parámetros que se calculan a partir de otros, por medio de expresiones), como por ejemplo los parámetros de Hoek-Brown del macizo rocoso y el radio de plastificación. La clasificación de variables dependientes e independientes para un modelo de cálculo con enfoque probabilístico es de suma importancia, pues esto permitirá establecer el tipo de tratamiento estadístico que debe realizarse a cada tipo de variable para la obtención de su distribución de probabilidad.

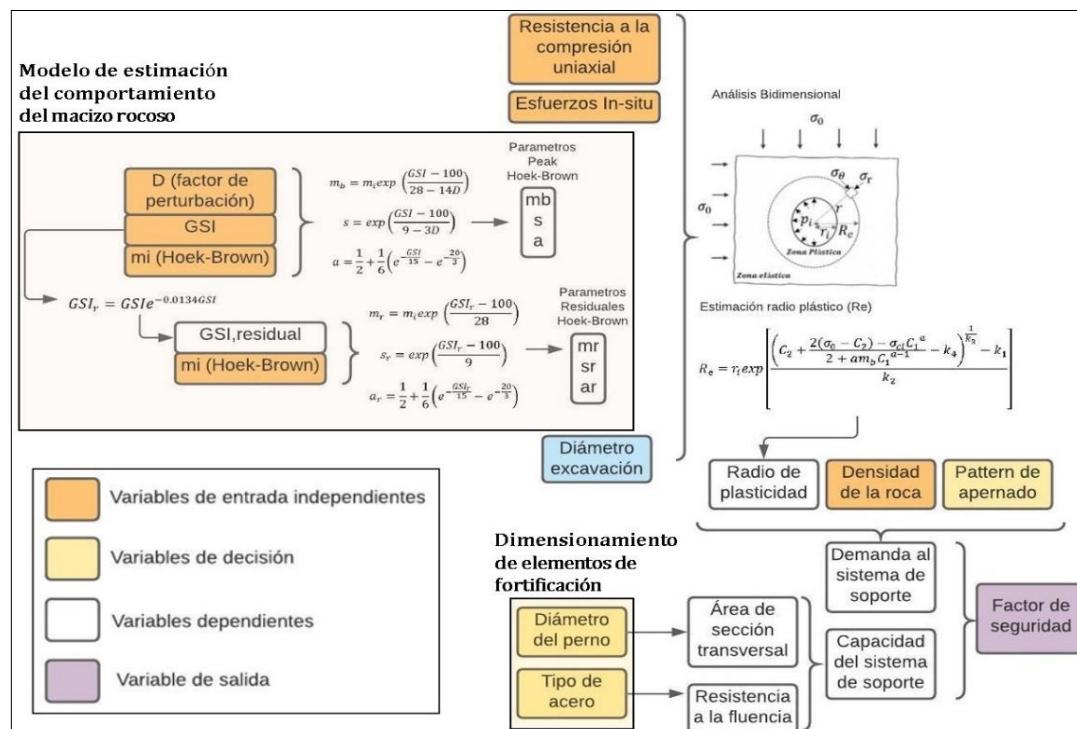


Figura 4.1. Análisis de identificación de variables dependientes e independientes en la solución utilizada para obtener el factor de seguridad.

Fuente: Elaboración propia, 2020.

4.1.1 Estimación Probabilística de Variables Dependientes

Es posible obtener la distribución estadística de cada variable independiente por medio del análisis y ajuste de los datos disponibles o mediante la descripción bibliográfica de su comportamiento estadístico. Luego, el comportamiento estadístico de las variables dependientes estará sujeto directamente a la variabilidad inherente de los parámetros de entrada.

Idris, et al. (2013) proponen una metodología basada en la simulación de Monte Carlo para estimar la incertidumbre y variabilidad asociada a los parámetros de resistencia del macizo rocoso.

Para esto, los autores consideran que los parámetros de entrada “Resistencia a la compresión simple de la roca intacta (UCS)”, “índice *GSI*” y “constante m_i de Hoek-Brown” son suficientes para caracterizar el comportamiento del macizo rocoso (resistencia y deformabilidad de la roca). Parámetros que son considerados como variables aleatorias y su distribución de densidad de probabilidad se asigna en función de los datos disponibles a partir de observaciones de campo, ensayos de laboratorio o referencias bibliográficas.

Cabe destacar que, las principales fuentes de incertidumbre ligada a la caracterización estadística de estos parámetros estarán sujetas al contexto propio del proyecto en forma de variabilidad inherente (propia de la variabilidad natural del parámetro) e incertidumbre sistemática (propia del conocimiento inadecuado del parámetro a caracterizar, debido a limitada recolección de datos o pruebas de laboratorio).

Referente al ajuste de parámetros a una distribución estadística, Hoek, Kaiser & Bawden (1995) señalan que es deseable incluir en el análisis de ajuste de distribución tantas muestras como sea posible en cualquier conjunto de observaciones. Sin embargo, en el campo de aplicación de la ingeniería geotécnica existen serias limitaciones prácticas y financieras referentes a la cantidad de datos que es posible recopilar. En consecuencia, a menudo es necesario realizar estimaciones del mejor ajuste en base del juicio, experiencia o comparaciones de resultados con referencias bibliográficas, es más, Hoek, Kaiser & Bawden (1995) destacan que este es un problema común en la ingeniería geotécnica, donde pueden existir contextos en el que sea extremadamente difícil obtener información confiable sobre ciertas variables y la única solución efectiva es utilizar conjeturas informadas sobre su comportamiento estadístico.

Luego de la evaluación del ajuste de distribución estadística para cada variable aleatoria, es posible obtener la distribución estadística de las variables dependientes por medio de la simulación por Monte Carlo, generando un número suficiente de resultados que permita la caracterización del comportamiento estadístico de cada parámetro de salida. Una vez realizado este proceso, si se desea, es posible repetir el proceso para obtener las distribuciones

estadísticas de otras variables que sean posibles y necesarias de estimar (tal como se muestra en el diagrama de la Figura 4.2).

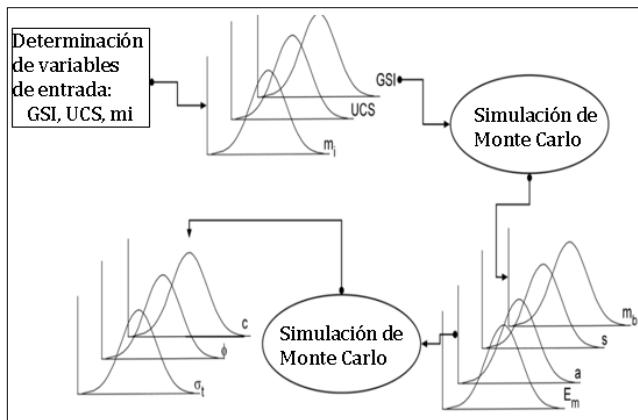


Figura 4.2. Metodología de estimación de propiedades de resistencia del macizo rocoso mediante el método de Monte Carlo.

Fuente: Traducido de Idris, et al., 2013.

La metodología propuesta se resume en los siguientes pasos:

- Recolección de información y establecimiento de los parámetros de cálculo: Donde es posible diferenciar entre parámetros determinísticos (que es posible describir mediante un valor fijo) y probabilísticos (su descripción se realiza por medio de una distribución estadística).
- Evaluación de ajuste de distribución estadística para las variables aleatorias.
- Valoración de los parámetros del macizo rocoso por medio de la simulación de Monte Carlo.

Cabe señalar, que la metodología es útil y sencilla para obtener la distribución estadística de las variables dependientes. Pero, los autores recalcan que la principal desventaja del uso de esta técnica es que se necesita realizar un gran número de iteraciones en simulación para lograr obtener las distribuciones estadísticas de los parámetros de salida, lo que puede conllevar a elevados tiempos de cálculo dependiendo de la complejidad del modelo solución.

4.2 ANALISIS DE SENSIBILIDAD TORNADO (DEFINICIÓN DE VARIABLES ALEATORIAS Y DETERMINISTICAS)

Conociendo los parámetros de entrada, es posible realizar un análisis de sensibilidad paramétrico en base a una determinada variación porcentual de los inputs del modelo. De esta forma se puede identificar cuáles son las variables que tienen un mayor impacto en el factor de seguridad y, por ende, los parámetros críticos que deberían incluirse en el modelo como variables aleatorias para el análisis probabilístico. Los parámetros que no tengan una influencia notoria en la variación del factor de seguridad se pueden incorporar al modelo como un valor determinístico (valor fijo), pues

la variabilidad existente en estos parámetros no tendrá un peso estadístico importante en la representación de incertidumbre de la solución.

En la Figura 4.3 se observa el análisis de sensibilidad realizado a los parámetros de entrada descritos para obtener el factor de seguridad (calculado por medio de la ecuación (2.82) y según el diagrama de la Figura 4.1). Donde, se ha determinado que:

- La variabilidad del factor de seguridad es altamente influenciada por el valor de “Pattern de apernado” y “Diámetro del perno a utilizar”. Estos parámetros no serán modelados como variables aleatorias, ya que son parámetros de diseño (escogidos para cumplir un determinado criterio de aceptabilidad) y su valor se determinará en el análisis de dimensionamiento de soporte.
- Los parámetros “Índice GSI”, “Magnitud de esfuerzos in-situ en condición hidrostática”, “Resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta” y “constante m_i de Hoek-Brown”, son buenos candidatos para modelarse como variables aleatorias de entrada, pues su variación tiene una notoria influencia en el valor del factor de seguridad.
- Los parámetros “Factor D de perturbación” y “Densidad de la roca” serán incluidos en el modelo como valores determinísticos, ya que son las variables que menos influencia tienen en el factor de seguridad. Usualmente la caracterización de estos parámetros logra ser representativa por valores determinísticos, ya que son parámetros que no se mueven en un amplio rango de valores (puede existir el caso donde la variabilidad del contexto del problema sea tal que se encuentre necesario modelar estos parámetros como variables aleatorias).

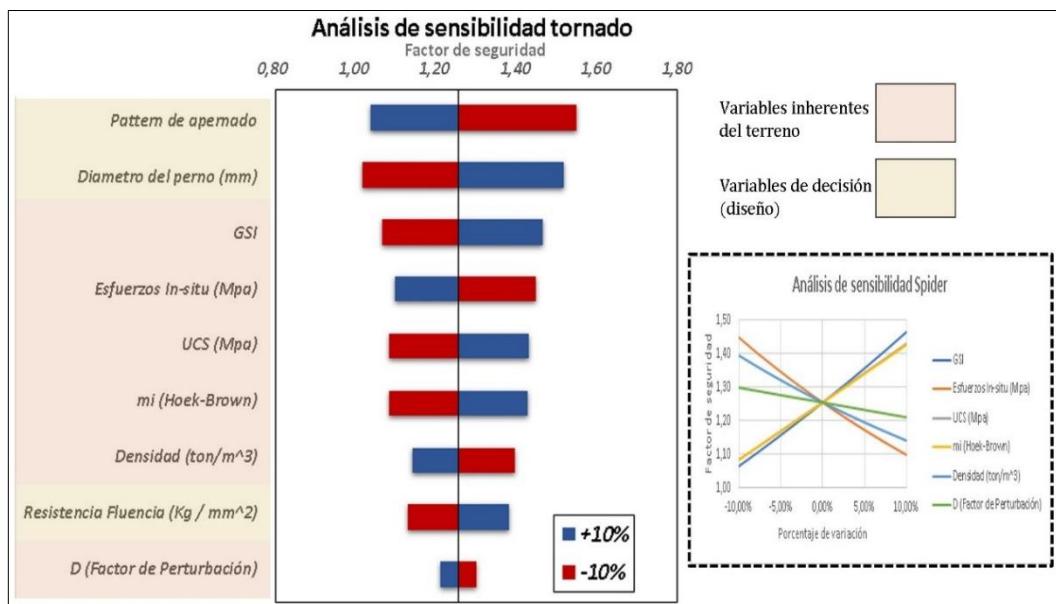


Figura 4.3. Ejemplo de análisis de sensibilidad paramétrico (determinístico) aplicado a metodología usada para obtener el factor de seguridad.

Fuente: Elaboración propia, 2020.

4.3 CARACTERIZACIÓN DE INCERTIDUMBRE EN VARIABLES ALEATORIAS

Luego de identificar cuales parámetros se representarán como variables aleatorias en el modelo de cálculo, es necesario caracterizar detalladamente la variabilidad inherente a cada parámetro. Cai (2011) realiza un estudio que ayuda a estimar la representación de la aleatoriedad o variabilidad natural de los principales parámetros de diseño, tales como:

- Variabilidad de la constante m_i de Hoek-Brown: Este parámetro describe la componente friccional de los materiales. Su variabilidad suele ser pequeña con un coeficiente de variación alrededor del 5 – 10 (%) para la mayoría de los tipos de rocas. La distribución estadística típica de este parámetro es la distribución Normal, la cual es una distribución que representa fielmente el comportamiento estadístico de los parámetros que definen la resistencia de la roca.
- Variabilidad de la resistencia a la compresión uniaxial: Al igual que el parámetro anterior, la distribución estadística típica de este parámetro es la distribución Normal (al ser un parámetro que representa la resistencia de la roca). La incertidumbre de este parámetro suele ser mayor, pudiendo alcanzar valores mayores al 25 (%) en el coeficiente de variación.
- Variabilidad del índice GSI: Se recomienda tener especial cuidado en la caracterización de la incerteza de este parámetro, pues este determina la calidad del macizo rocoso y su representatividad puede ser válida como valor determinístico o probabilístico dependiendo del contexto de aplicación, pudiendo ser válida la estimación de este parámetro como distribución de probabilidad para el macizo rocoso global o para alguna determinada unidad geotécnica.

Según el autor, es posible calcular el índice GSI por medio de los parámetros “factor de condición de las discontinuidades (J_c)” y “volumen de bloques formados (V_b)”, por tanto, la variabilidad del índice GSI dependerá del comportamiento estadísticos de estos parámetros.

- Variabilidad de las tensiones naturales: En general, la incertidumbre asociada a los resultados de medición in-situ de la magnitud de las tensiones naturales es alta (sumado a que se suele disponer de pocos datos de este parámetro). El autor propone el uso de la distribución Normal para la representación estadística de las componentes de tensión in-situ. Además, menciona que la confiabilidad del campo de tensión in-situ aumenta gradualmente a medida que se dispone de más datos de medición de campo y se realizan análisis retrospectivos.

La incertidumbre asociada a este parámetro se puede atribuir a la variación espacial del campo de tensión y errores de precisión en la medición, pudiendo alcanzar valores entre 6 – 17 (%) en el coeficiente de variación.

- Variabilidad en la orientación de las discontinuidades: La variabilidad de este parámetro viene dada por los cambios de Dip/DipDir en un determinado set estructural, donde la variabilidad vendrá dada por el grado de agrupación logrado para formar los conjuntos de familias de discontinuidades. El autor propone modelar este parámetro mediante la distribución generalizada de Von Mises – Fisher, siendo esta distribución comúnmente utilizada en el análisis de datos direccionales (descripción estadística con dirección y magnitud de concentración de los datos).
- Variabilidad en el factor D de perturbación: No se recomienda modelar este parámetro por medio de una distribución estadística. El factor D representa, teóricamente, la disminución en la calidad del macizo rocoso debido al proceso de excavación, por tanto, asignar valores aleatorios de este parámetro puede originar situaciones en las cuales se obtengan resultados que se alejan de la realidad del problema.

En la Tabla 4.1 se muestra una recopilación sobre de las distribuciones estadísticas más usuales usadas en problemas relacionados a mecánica de rocas.

Tabla 4.1. Distribuciones estadísticas usuales en geotecnia.

Distribución	Función de densidad de probabilidad	Aplicación
Distribución Normal	$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} * e^{-\frac{1}{2}(\frac{x-\mu}{\sigma})^2}$	<ul style="list-style-type: none"> • Parámetros de resistencia y deformabilidad. • Estado natural de esfuerzos. • Dip/DipDir de set estructural. • Índices de calidad del macizo rocoso.
Distribución LogNormal	$f(x) = \frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} * e^{-\frac{1}{2}(\frac{\ln(x)-\mu}{\sigma})^2}$	<ul style="list-style-type: none"> • Parámetros de resistencia y deformabilidad. • Capacidad de elementos de fortificación.
Distribución Triangular	$f(X) \begin{cases} \frac{2(x-a)}{(b-a)(c-a)} & \text{si } a \leq x \leq c \\ \frac{2(b-x)}{(b-a)(b-c)} & \text{si } c \leq x \leq b \\ 0 & \text{en cualquier otro caso} \end{cases}$	<ul style="list-style-type: none"> • Constante m_i (Hoek-Brown). • Índice GSI. • Capacidad de elementos de fortificación. • Costos.

Fuente: Elaboración propia, 2020.

4.3.1 Análisis de Correlación entre Variables Aleatorias

Como la simulación de Monte Carlo está basada en la generación de escenarios aleatorios (en referencia a las variables estocásticas), es necesario definir la correlación existente entre las variables aleatorias para garantizar que solo se generen escenarios significativos para cada iteración del modelo y evitar así resultados poco coherentes.

La correlación entre pares de parámetros es posible de asignar mediante la “matriz de correlación”. Durante la construcción de esta matriz, se debe asignar la existencia de una correlación positiva o negativa entre los parámetros. Luego, se debe determinar el peso de la correlación existente con valores que van desde 0 a 1, siendo una correlación igual a cero la

definición de una nula correlación y una correlación igual a uno la descripción de una correlación perfecta.

Generalmente, las correlaciones existentes entre parámetros no son sencillas de asignar si no se dispone de una cantidad de datos suficiente para estimar dicha correlación (por ejemplo, por medio de un diagrama de dispersión). Sari, Karpuz & Ayday (2010) menciona que es posible determinar dichas correlaciones en base a opiniones subjetivas de aquel que realiza la caracterización o el diseño. A continuación, se menciona algunas opiniones de diversos autores sobre la correlación existentes entre los parámetros definidos como variables aleatorias:

- Correlación entre $\sigma_{ci} - m_i$: Sari, Karpuz & Ayday (2010) estiman que existe una correlación positiva con un coeficiente de 0.6 (correlación significativa) entre estos dos parámetros. Además, Sari (2012) propone un valor de 0.71 para esta correlación.
- Correlación entre $\sigma_{ci} - GSI$: Kalamaras, et al. (1999) definen que existe una correlación positiva con un coeficiente de 0.85 (correlación fuerte).
- Correlación entre $m_i - GSI$: Se estima que existe una correlación positiva entre los parámetros, pero sin un peso determinado que generalice el comportamiento de su correlación. Por tanto, se podría estimar una correlación con un coeficiente de 0.5 (correlación moderada).

De esta manera, la matriz de correlación para el modelo solución planteado se define a continuación en la Tabla 4.2.

Tabla 4.2. Matriz de correlación de variables aleatorias del modelo.

Parámetro	σ_{ci}	m_i	GSI	σ_0
σ_{ci}	1.0	0.71	0.85	0.0
m_i	0.71	1.0	0.5	0.0
GSI	0.85	0.5	1.0	0.0
σ_0	0.0	0.0	0.0	1.0

Fuente: Elaboración propia, 2020.

4.4 METODO DE MONTE CARLO APLICADO AL DISEÑO DE SOSTENIMIENTO

4.4.1 Estimación de Número de Simulaciones Requeridas

El análisis probabilístico que utiliza la simulación de Monte Carlo implica muchas iteraciones de prueba. Mientras más pruebas se utilicen al realizar el análisis, más precisa será la estadística del resultado, involucrando así un menor error estadístico en la simulación.

Bukaci, et al. (2016) explican que al aceptar que la función de desempeño se distribuye normalmente, es sencillo determinar el número de iteraciones necesarias en la simulación en base al nivel de confianza deseado en la solución. Sea la variable X la resultante de la función desempeño y distribuida normalmente, es posible describir un intervalo de confianza (IC) tal que precise los valores límites entre los cuales es posible encontrar la media \bar{X} de la muestra, con

determinado nivel de confianza porcentual (α). Lo anterior se ilustra en la Figura 4.4, donde $(z_c \frac{\sigma}{\sqrt{n}})$ es el margen de error de estimación de la media para el nivel de confianza deseado.

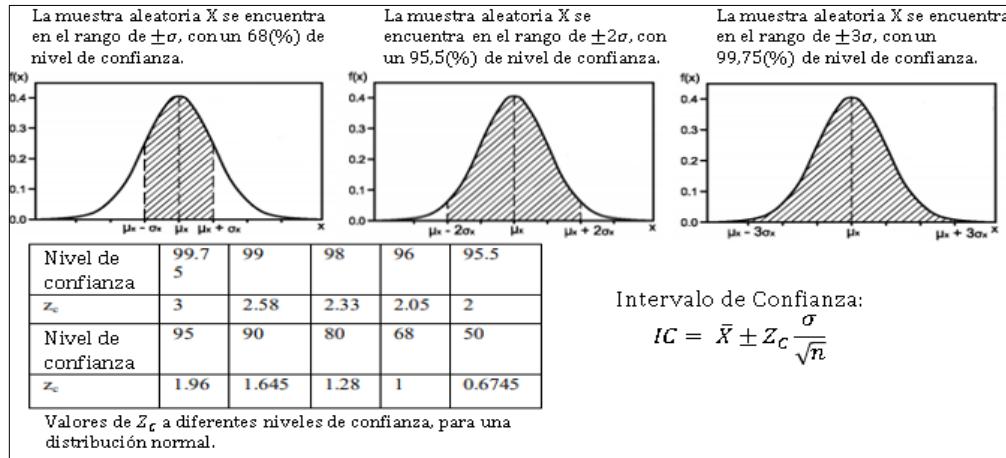


Figura 4.4. Intervalos de confianza para una distribución normal.

Fuente: Traducido de Bukaçi, et al., 2016.

El error porcentual al estimar la media puede ser expresado como:

$$E(\%) = \frac{100 * z_c \sigma_x}{\bar{x} \sqrt{n}} \quad (4.1)$$

Despejando “n” se obtiene:

$$n = \left(\frac{100 * z_c \sigma_x}{\bar{x} * E(\%)} \right)^2 \quad (4.2)$$

Donde “n” es el número de iteraciones necesarias en la simulación de Monte Carlo que permiten cumplir el límite de error $E (\%)$, para un determinado nivel de confianza. Bukaçi, et al. (2016) mencionan que no en todas las soluciones es posible aceptar que la función de desempeño se distribuirá normalmente, por tanto, los autores recomiendan incorporar una segunda metodología la cual consiste en buscar el número de iteraciones tal que se obtengan una convergencia de la media de la distribución de la función desempeño y disminuya el error de estimación de la media.

Para este estudio se considerará al “ancho de la zona plástica” como función de rendimiento, pues el resto de los análisis que se describen en los apartados posteriores dependen de la precisión de estimación de la distribución de probabilidad para este parámetro en específico.

Por tanto, posterior a la descripción de distribuciones para las variables aleatorias y sus especificaciones de correlación, es posible realizar variadas simulaciones con diferentes “números de iteraciones” por medio del método de Monte Carlo, tal de encontrar las “n” iteraciones necesarias para que el error de estimación de la media sea mínimo y además exista convergencia notoria en el resultado de la media y desviación estándar de la función objetivo.

En la Figura 4.5 es posible observar que entre 2000 – 4000 iteraciones en simulación, el error de estimación de la media se encuentra entre 2.02 – 1.52 (%) para un 95 (%) de nivel de confianza y los valores de la media y desviación estándar convergen a un valor específico. Por tanto, se determina que para el modelo planteado cualquier número mayor o igual a 4000 iteraciones son suficientes para dar robustez al estudio.

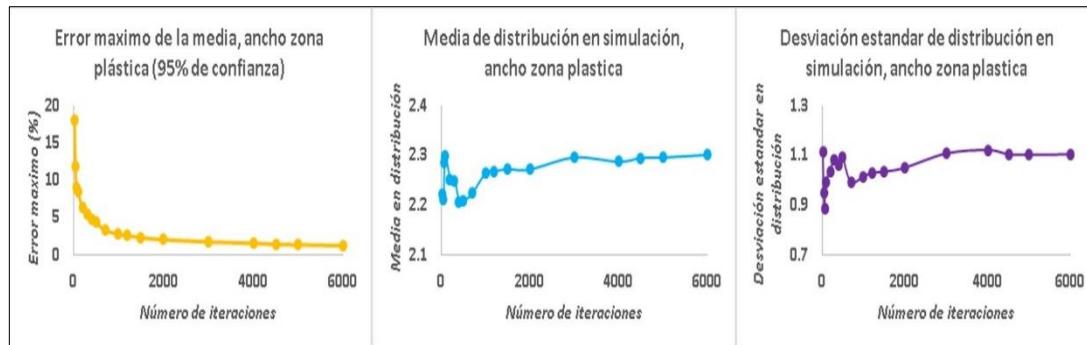


Figura 4.5. Variación según número de iteraciones para: A) Error máximo de estimación de la media, B) Media de distribución para ancho de zona plástica y C) Desviación estandar de distribución para ancho de zona plástica.

Fuente: Elaboración propia, 2020.

4.4.2 Estimación de Probabilidad de Falla

La probabilidad de falla para un determinado diseño de fortificación es posible de estimar en base a la representación estadística de la variabilidad de la demanda exigida al sistema de soporte (bajo solicitudión estática en este caso), junto a los parámetros determinísticos de diseño que definen la capacidad del elemento de fortificación. De esta forma, empleando la simulación por el método de Monte Carlo es posible obtener la distribución de probabilidad del factor de seguridad, donde la probabilidad de falla del sistema de soporte para una determinada sección del túnel será la probabilidad de obtener un FS menor a la unidad $P[FS < 1.0]$.

Lo anterior queda ilustrado en la Figura 4.6, donde la variabilidad de la demanda al sistema de soporte (bajo solicitudón estática) queda representada por la distribución de probabilidad del radio de plastificación generada en base a la solución analítica descrita en el apartado 2.4.6.1.

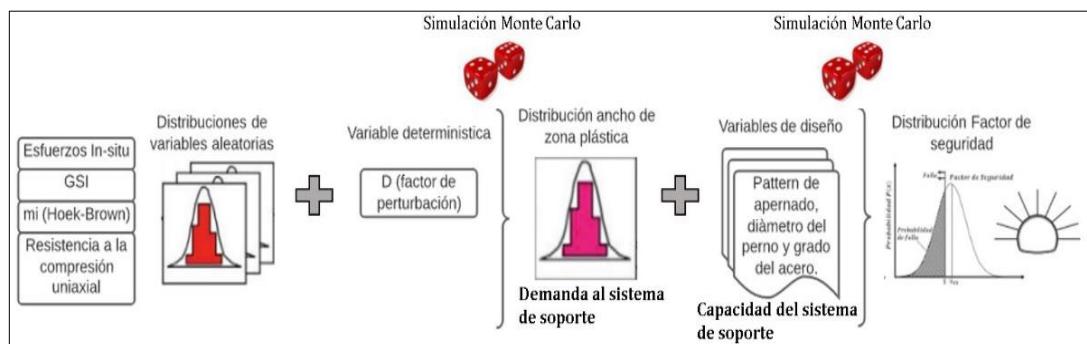


Figura 4.6. Obtención de probabilidad de falla del diseño de fortificación para una sección del túnel.

Fuente: Elaboración propia, 2020.

4.4.2.1 Aplicación de Probabilidad de Falla según Largo del Trazado de un Túnel

En el apartado 4.4.2 se ha definido la estimación de la probabilidad de falla (p_f) de los elementos de fortificación para una sección bidimensional del túnel. Donde, la probabilidad de falla se describe como $P(FS < 1) = p_f$ y la probabilidad de que el elemento de soporte no falle queda definida como $P(FS \geq 1) = (1 - p_f)$. Luego, es posible describir cada sección bidimensional del túnel como réplicas de ensayos independientes con probabilidad de falla p_f y probabilidad de no falla $(1 - p_f)$, así el experimento aleatorio por sección bidimensional se define como un proceso de Bernoulli con probabilidad de éxito p_f y probabilidad de fracaso $(1 - p_f)$.

Sea “ n ” el número de ensayos de Bernoulli, que corresponden al número de secciones bidimensionales a lo largo del trazado del túnel ($n = \frac{\text{Largo del túnel}}{\text{Espaciamiento entre secciones}}$). Es posible describir la probabilidad de falla tridimensional del túnel por medio del comportamiento de distribución binomial que tiene el “ k ” número de secciones que fallan a lo largo del trazado del túnel, tal que $k \sim \text{Binomial}(n, p_f)$ cuya función de densidad es:

$$g(k; n, p_f) = \binom{n}{k} p_f^k (1 - p_f)^{n-k} \quad (4.3)$$

Donde $\binom{n}{k} = \frac{n!}{(n-k)!*k!}$ es el coeficiente binomial para “ k ” secciones dentro de un conjunto de “ n ” elementos y representa las diferentes combinaciones posibles de que fallen “ k ” secciones a lo largo del trazado del túnel. Mediante el comportamiento Binomial mencionado, Kalamaras, et al. (1999) definen la probabilidad de falla tridimensional como la probabilidad de que existan $k \geq 1$ secciones que fallen en las “ n ” secciones que componen el trazado del túnel, tal que:

$$P_F = P(k \geq 1) = 1 - P(k = 0) = 1 - \binom{n}{0} p_f^0 (1 - p_f)^{n-0} = 1 - [(1 - p_f)^n] \quad (4.4)$$

A grandes rasgos, la solución describe que mientras más secciones bidimensionales se tengan a lo largo del trazado del túnel, mayor será la probabilidad de que existan $k \geq 1$ secciones bidimensionales que fallen. Análisis que resulta interesante, pues el número de secciones bidimensionales aumentará mientras mayor sea el largo del túnel o menor sea la distancia entre paradas de pernos.

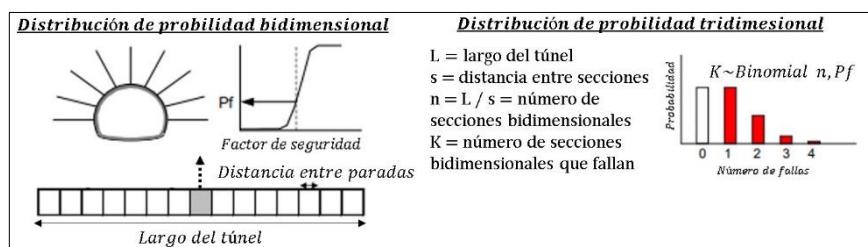


Figura 4.7. Estimación de probabilidad de falla a lo largo del trazado de un túnel.

Fuente: Elaboración propia, modificado de Kalamaras, et al., 1999.

4.4.3 Probabilidad de Efectividad de Largo de Anclaje

Ya obtenida la distribución de probabilidad para el ancho de zona plástica, es posible realizar un análisis probabilístico frecuentista de la efectividad de la propuesta determinística de diseño para el largo del perno. Sea “L” el largo mínimo del perno en base a la solución del caso determinístico, se puede estimar la probabilidad de que el ancho de la zona plástica sea mayor al largo mínimo del perno como:

$$P(L < \text{Ancho zona plástica}) = \frac{\text{Número de iteraciones donde } L < A_{zp}}{\text{Número de iteraciones totales}} \quad (4.5)$$

Lo anterior se ilustra en la Figura 4.8, donde si la probabilidad $P(L < \text{Ancho zona plástica})$ es alta, puede ser necesario mitigar la efectividad del largo de anclaje del diseño mediante la realización de ensayos de arranque (Pull Test) para la verificación y control de la eficacia del largo de anclaje mínimo estimado en la solución determinista.

Osgoui & Ünal (2009) mencionan que un criterio apropiado para determinar la longitud del perno es conocer el espesor de la zona plástica alrededor del túnel, donde para tener un patrón de aperturado exitoso, es preciso asegurar que la longitud de anclaje del perno exceda el grosor de la zona plástica. Los autores definen un criterio simple para determinar la longitud efectiva del perno tal que:

$$R_e < (r_i + a * L_b) \text{ con } a = 0.5 - 0.75 \quad (4.6)$$

Donde R_e corresponde al radio de plasticidad, r_i al radio de la excavación y L_b a la longitud del perno. Además, Li (2017) define como criterio que la longitud mínima del perno debe cumplir la relación $L_b \geq 1 \text{ (m)} + \text{Ancho}_\text{zona plástica}$, es decir, que la longitud del perno sea al menos 1(m) más larga que la profundidad de la zona plástica.

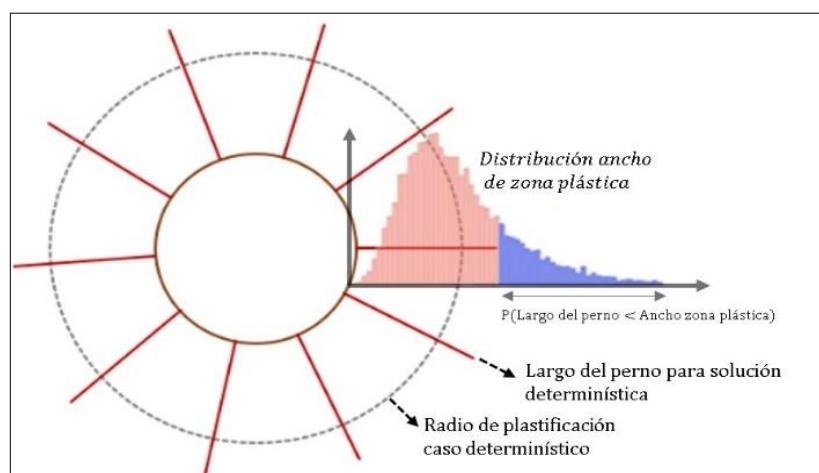


Figura 4.8. Probabilidad de que el largo del perno quede dentro del halo de zona plástica.
Fuente: Elaboración propia, 2020.

4.4.4 Probabilidad de Obtener un Ambiente Estructuralmente Controlado

Siguiendo la misma lógica de la solución del apartado 4.4.3, es posible realizar un análisis probabilístico frecuentista de la existencia de casos donde las alturas de las cuñas generadas sean mayores al ancho de la zona plástica, hecho que pudiese describir evidencia de estar en presencia de un ambiente estructuralmente controlado (lo que se traduce en un control de la demanda al sistema de soporte por solicitudación estática del peso gravitacional de las cuñas).

Dados los datos de Dip/DipDir de 3 set estructurales, dirección e inclinación de una determinada excavación, es posible estimar las alturas de las cuñas mediante “el método de rectas principales y secundarias”. Cañas (2013) describe esta metodología para la identificación y caracterización de los bloques críticos, siendo una técnica alternativa que se ajusta a la solución para excavaciones de sección circular (constituyendo una solución acorde a la utilizada para determinar el radio de plasticidad en este estudio). El método de rectas principales y secundarias se encuentra explicado en Anexo B.

Por ende, detallando la distribución estadística para el Dip y DipDir de cada set estructural, se obtiene mediante la simulación de Monte Carlo la distribución de probabilidad para las alturas de los bloques críticos formados (Figura 4.9). Donde, al comparar estos resultados con la distribución estadística del ancho de la zona plástica, se puede determinar la probabilidad de que se esté en presencia de un ambiente estructuralmente controlado como:

$$P(\text{Control Estructural}) = \frac{\text{Número de iteraciones donde } H_i > A_{zp}}{\text{Número de iteraciones totales}} \quad (4.7)$$

Sea H_i la altura del bloque crítico formado en cajas, techo o piso de la excavación. Cabe resaltar que esta solución solo tiene en cuenta la comparación bidimensional del ancho de zona plástica y alturas de las cuñas formadas en la simulación. Por tanto, la metodología es posible de usar en análisis bidimensionales de diseño, tal como la determinación del largo mínimo de anclaje y la influencia de la variabilidad de la altura de las cuñas en este.

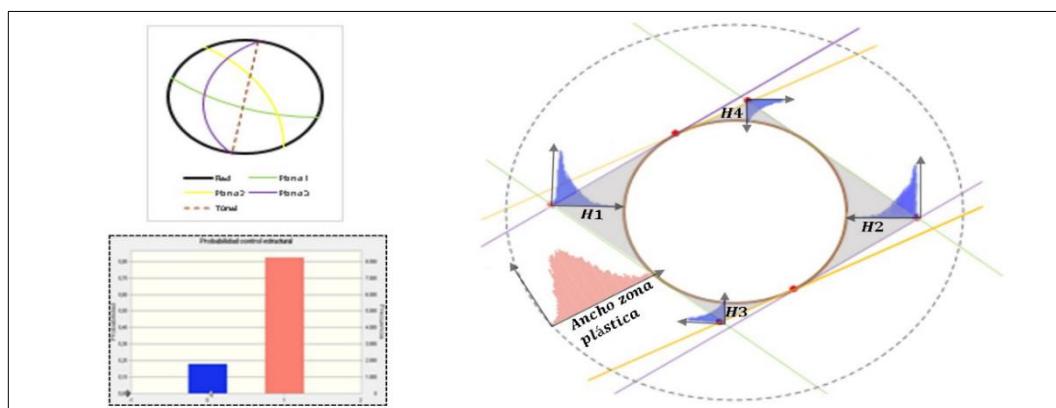


Figura 4.9. Probabilidad de obtener un ambiente estructuralmente controlado.

Fuente: Elaboración propia, 2020.

4.5 DESCRIPCIÓN DE METODOLOGÍA

En la Figura 4.10 se detalla la metodología propuesta para la incorporación del análisis probabilístico-estocástico en el dimensionamiento de fortificación para excavaciones subterráneas. Análisis que se sustenta en la aceptación de un determinado nivel de riesgo para la elección de una solución óptima de los parámetros de diseño.

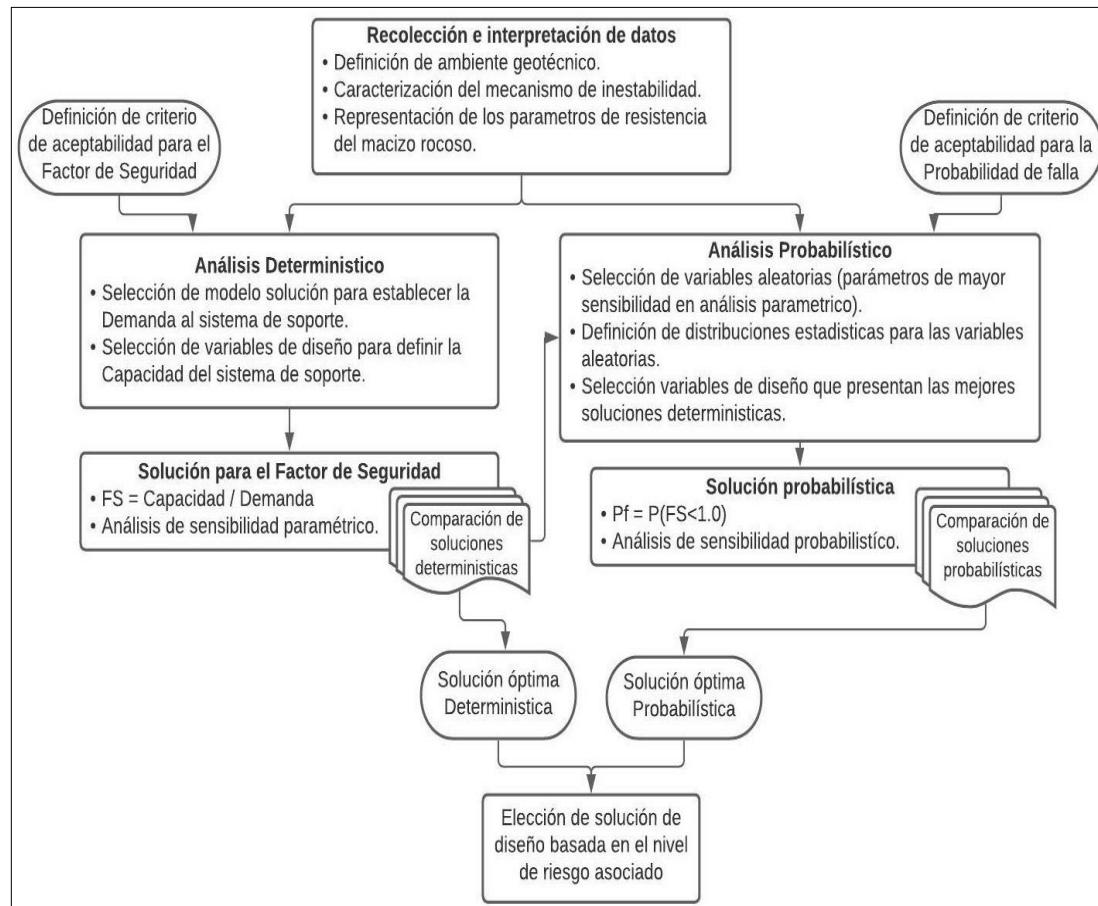


Figura 4.10. Procedimiento de metodología propuesta para la incorporación de análisis probabilístico en el dimensionamiento de fortificación.

Fuente: Elaboración propia, 2020.

CAPÍTULO 5. CASO PRÁCTICO

Con el fin de exemplificar y analizar la aplicación de la metodología propuesta para el análisis probabilístico al dimensionamiento de fortificación subterránea, se plantea un caso práctico de estimación de soporte, donde se buscará encontrar los parámetros de diseño que optimicen el diseño de fortificación en base al riesgo y costos asociados.

Para esto, el modelo de cálculo usado para la representación de la demanda al sistema de soporte se basará en la solución bidimensional descrita en el apartado 2.4.6.1 donde se desarrolla el cálculo del radio de plastificación en excavaciones de sección circular bajo una condición hidrostática de esfuerzos in-situ. Cabe destacar, que el modelo descrito es usado en el presente trabajo por ser una solución analítica a la cual es posible integrar la metodología de simulación Monte Carlo, con el objetivo de representar el valor agregado del análisis probabilístico-estocástico en el dimensionamiento de fortificación para excavaciones subterráneas.

Como alcance, se menciona que el ejercicio es desarrollado en base a los ajustes de distribuciones de probabilidad recomendados para las variables aleatorias del modelo, haciendo uso de los valores de correlación entre variables mencionados en el apartado 4.3.1. Pero, estas descripciones estadísticas finalmente estarán determinadas por el contexto de variabilidad de los parámetros que presente cada proyecto y deben analizarse de forma precisa para poder llevar a cabo un análisis de sostenimiento con enfoque probabilístico-estocástico.

5.1 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

Se necesita dimensionar el requisito de fortificación para el trazado de una excavación de sección circular de diámetro $\emptyset = 5$ (metros), con una extensión de 100 (metros) en sentido N45°E. Donde, se establece un $FS = 2.0$ como criterio de aceptabilidad relacionado al propósito de la excavación.

Se define que el macizo rocoso es de una calidad geotécnica Regular y de densidad $2.5 [t/m^3]$. Las propiedades de resistencia y la magnitud del campo de esfuerzos in-situ (en condición hidrostática) se han ajustado a una distribución Normal y se detallan en la Tabla 5.1.

Para el contexto de análisis, se ha determinado que no existe perturbación del macizo rocoso causado por voladura (Factor de perturbación $D = 0$). Finalmente, la caracterización de las familias de discontinuidades presentes se detalla en la Tabla 5.2.

Tabla 5.1. Propiedades de resistencia y magnitud de esfuerzos in-situ para caso práctico.

Parámetro	Distribución	μ	σ
σ_{ci} (Mpa)	Normal	80	15
m_i	Normal	12	1.3
GSI	Normal	50	3
σ_0 (Mpa)	Normal	20	3.5

Fuente: Elaboración propia, 2020.

Tabla 5.2. Caracterización de familias de discontinuidades para caso práctico.

Parámetro	Distribución	Media (Dip/DipDir)	Mínimos	Máximos	α	β
Set 1	Beta	73° / 116°	66° / 109°	80° / 123°	9.5 / 10.0	9.0 / 9.0
Set 2	Beta	85° / 272°	78° / 265°	92° / 279°	10.5 / 9.5	10.0 / 9.0
Set 3	Beta	30° / 285°	23° / 278°	37° / 292°	8.0 / 8.0	9.0 / 9.5

Nota: Para el análisis se considera un ángulo de fricción interna de 30° y estructuras no cohesivas ($C = 0$).

Fuente: Elaboración propia, 2020.

5.1.1 Caracterización del Ambiente Geotécnico y Comportamiento del Macizo

En base a los valores de entrada RMR_{B89} y el valor de la relación $\sigma_{In-Situ}/\sigma_{ci}$ es posible realizar la descripción del mecanismo de inestabilidad de la excavación según el ambiente geotécnico por medio de la matriz de descripción de comportamiento impuesta por Kaiser, et al. (2000).

Conociendo el comportamiento estadístico de los parámetros de entrada (Tabla 5.1), se aplica la simulación de Monte Carlo con el fin de evidenciar y caracterizar la variabilidad de la relación $\sigma_{In-Situ}/\sigma_{ci}$ y del parámetro RMR_{B89} (obtenido en base a la correlación $GSI = RMR_{B89} - 5$).

Los resultados de la simulación indican que la relación $\sigma_{In-Situ}/\sigma_{ci}$ se encontrará dentro del intervalo de valores [0.16; 0.39] con un 90 (%) de nivel de confianza y que el índice RMR_{B89} se encontrará dentro del intervalo de valores [50; 60] con un 90 (%) de nivel de confianza.

Por tanto, se clasifica el macizo rocoso dentro de una categoría de calidad geotécnica regular expuesta a un régimen de nivel intermedio de esfuerzos. Ambiente geotécnico que se encuentra clasificado en la Figura 5.1, contexto donde los procesos de fracturamiento de roca por esfuerzos inducidos comienzan a superponerse con los procesos estructuralmente controlados, pero aún es posible evidenciar un ambiente con control estructural.

Bajo este contexto, se esperaría que el mecanismo estructuralmente controlado condicione la inestabilidad de la excavación, con la particularidad de que el mecanismo de inestabilidad por falla frágil podría provocar elevados niveles de riesgos por lajamiento o proyecciones de roca.

Además, teniendo en cuenta la variabilidad del índice $GSI \sim Normal(50; 3)$ es posible caracterizar el modelo constitutivo de comportamiento post rotura según Rodríguez & Alejano (2012), donde en los macizos rocosos de calidad regular con $25 < GSI < 75$ se esperaría un comportamiento elastoplástico con reblandecimiento, modelo caracterizado por una disminución no tan abrupta de los parámetros de resistencia post-peak del macizo.

Según Lorig & Varona (2013) bajo la presencia de este tipo de comportamiento debería predominar un modelo de inestabilidad donde el deslizamiento, rotación y falla de los bloques de roca dan lugar a una caída significativa de la resistencia del macizo (Figura 5.2).

Por lo tanto, se podría esperar un condicionamiento de la demanda al sistema de soporte (referente a solicitud estática) dependiente de la carga gravitacional ejercida por el arco de plastificación generado alrededor de la excavación.

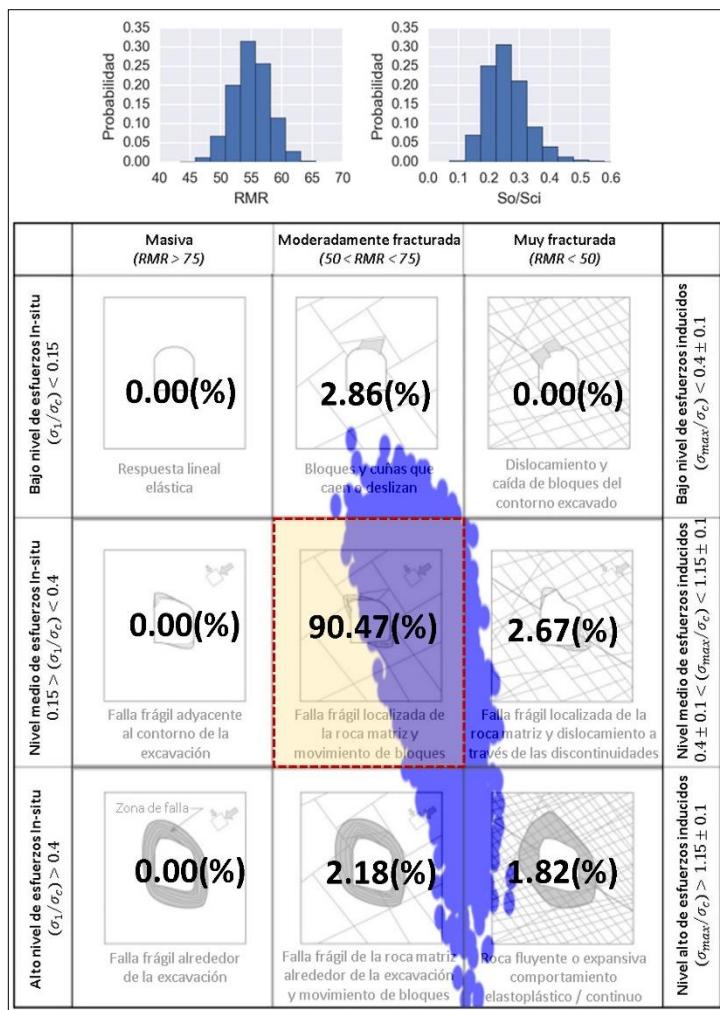


Figura 5.1. Matriz de descripción de comportamiento del macizo según ambiente geotécnico, en conjunto a análisis de conteo de puntos por simulación Monte Carlo.

Fuente: Elaboración propia, modificado de Kaiser, et al., 2000.

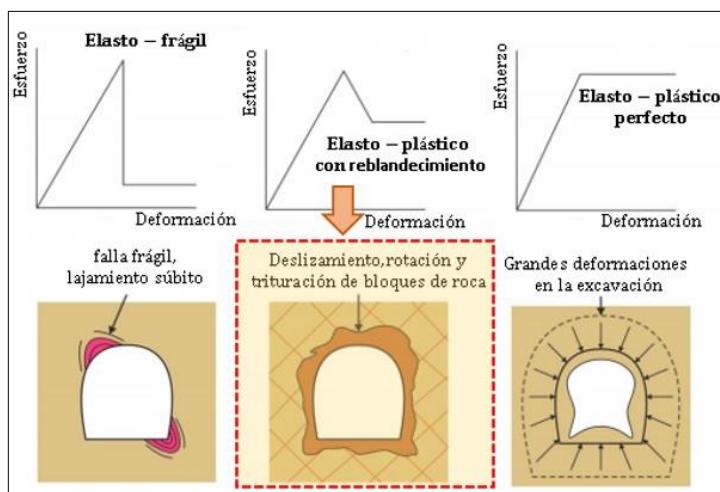


Figura 5.2. Descripción de mecanismo de inestabilidad en la excavación en base al modelo constitutivo de comportamiento post-rotura.

Fuente: Elaboración propia, modificado de Lorig & Verona, 2013.

5.2 SOLUCIÓN DETERMINISTA DE DISEÑO

La solución determinista se ha desarrollado bajo el supuesto de que la media de cada parámetro logra ser representativa de cada uno. Por tanto, la solución se basará en los valores de parámetros de resistencia $\sigma_{ci} = 80 \text{ (Mpa)}$ y $m_i = 12$, con un índice $GSI = 50$ bajo un campo de esfuerzos hidrostáticos de magnitud $\sigma_0 = 20 \text{ (Mpa)}$.

5.2.1 Estimación de Parámetros de Hoek-Brown Peak y Residuales

Por medio de las ecuaciones (2.28), (2.29) y (2.30) se determinan las constantes de Hoek-Brown del macizo rocoso en condición peak. Además, es posible realizar una estimación del índice GSI en condición residual a través de la relación (2.42) impuesta por Cai, et al. (2007), con la cual se determinan las constantes de Hoek-Brown del macizo rocoso en condición residual haciendo uso de las ecuaciones (2.43), (2.44) y (2.45). Los valores obtenidos se detallan en la Figura 5.3.

<table border="1"> <tr><td>mi</td><td>12</td></tr> <tr><td>GSI</td><td>50</td></tr> </table>	mi	12	GSI	50	<table border="1"> <tr><td>mi</td><td>12</td></tr> <tr><td>GSI,res</td><td>25.59</td></tr> </table>	mi	12	GSI,res	25.59
mi	12								
GSI	50								
mi	12								
GSI,res	25.59								
↓									
Parámetros Hoek-Brown (Peak)	Parámetros Hoek-Brown (Residuales)								
mb 2.012	mb,r 0.841								
s 0.004	s,r 0.0003								
a 0.506	a,r 0.53								

Figura 5.3. Resultados de constantes de Hoek-Brown para condición Peak y Residual.
Fuente: Elaboración propia, 2020.

5.2.2 Estimación de Radio de Plastificación

En base a la solución analítica descrita en el apartado 2.4.6.1 se obtiene un ancho de zona plástica equivalente a 2.06 (m), siendo la carga gravitacional ejercida por el arco de plastificación equivalente a $7.29[t/m^2]$.

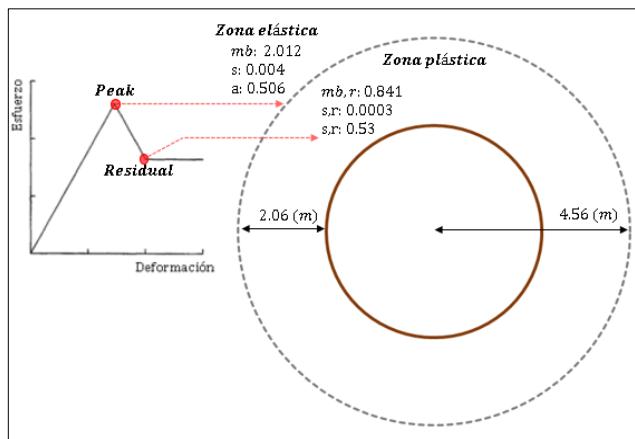


Figura 5.4. Estimación de radio de plastificación mediante solución analítica.
Fuente: Elaboración propia, 2020.

5.2.3 Selección de Diseño de Fortificación

Por medio de la expresión definida en la ecuación (2.82) se realiza la comparación de resultados del factor de seguridad para diferentes alternativas de los siguientes parámetros de diseño: Pattern de apertado, diámetro del perno y grado del acero del perno.

La solución usada incluye como supuesto que en el sistema perno, planchuela y tuerca el elemento que condiciona el diseño es el perno y que las capacidades del sistema tuerca-planchuela son compatibles con dicha condición. Además, se ha establecido como criterio conservador el uso de la resistencia a la fluencia para la estimación de resistencia del elemento de fortificación, tal que se garantice un trabajo de acción del perno en el tramo elástico y frente a cualquier solicitud adicional se tenga como holgura la resistencia del perno en el tramo plástico antes de llegar a la rotura del material.

El análisis comparativo realizado consiste en encontrar la combinación de parámetros de diseño tal que cumpla con el criterio de aceptabilidad fijado y que presente el menor costo de fortificación. Donde, el costo total de apertado a lo largo del trazado del túnel puede estimarse mediante el número de pernos por sección bidimensional, número de paradas de pernos a lo largo del trazado del túnel y los costos de referencia unitarios detallados en la Tabla 5.3.

Tabla 5.3. Costos referenciales de pernos por unidad.

Calidad A44-28H			Calidad A63-42H		
Diámetro del perno (mm)			Diámetro del perno (mm)		
22	25	28	22	25	28
Costo referencial (USD/unidad)					
6.20	7.05	7.89	6.41	7.28	8.15

Fuente: Elaboración propia, 2020.

La comparación de los resultados de factor de seguridad y costos totales de fortificación a lo largo del trazado del túnel se detallan en la Figura 5.5.

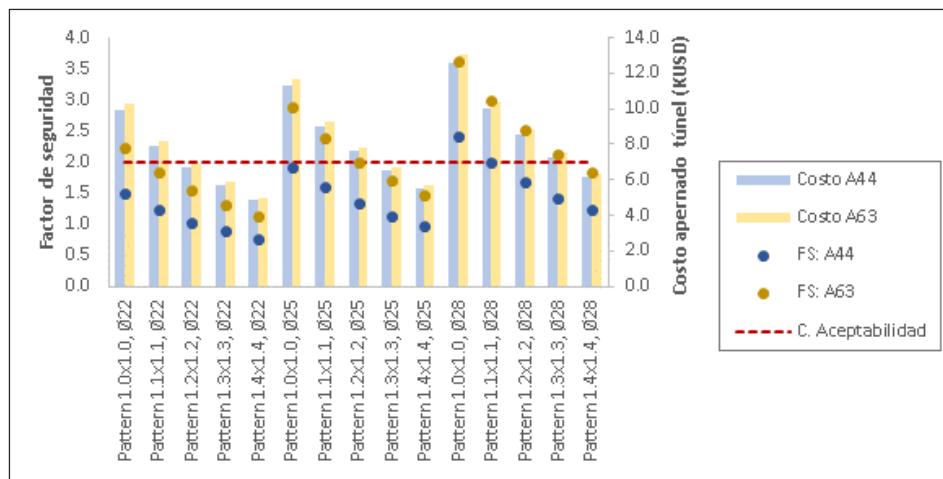


Figura 5.5. Comparación de costos y factor de seguridad a diferentes configuraciones de diseño para solución determinista.

Fuente: Elaboración propia, 2020.

Del análisis comparativo se establece que la alternativa optima de diseño se obtiene al usar un pattern de apernado de 1.3 x 1.3 (m), con un perno de grado A63-42H de 28 (mm) de diámetro. Solución que tiene un costo total de 7.53 (KUSD), equivalente al costo de apernado a lo largo del trazado del túnel con 77 paradas de pernos y 12 pernos por parada (el número de pernos por sección se ha estimado bajo el supuesto de fortificación alrededor de toda la excavación, esto con el fin de simplificar la comparación de casos).

El detalle de la solución óptima se especifica en la Figura 5.6. Donde, el largo mínimo del perno se ha estimado tal de asegurar una longitud de anclaje de 1.0 (m) sobre el ancho de la zona plástica, siendo ≈ 3.1 (m) de longitud.

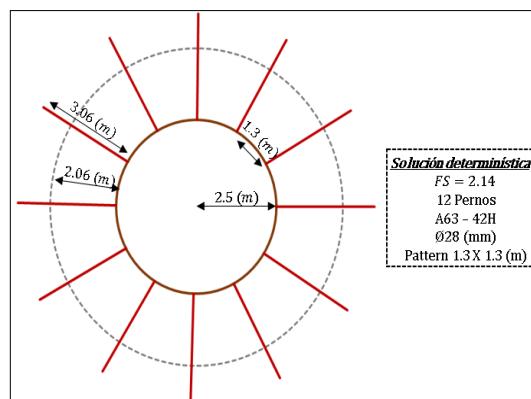


Figura 5.6. Solución óptima determinística de caso práctico para diseño de fortificación.
Fuente: Elaboración propia, 2020.

5.2.4 Análisis de Estabilidad para Mecanismo Estructuralmente Controlado (Cuñas)

En base a la solución óptima de diseño de fortificación, se realiza el análisis de estabilidad de las cuñas generadas por los sets estructurales caracterizados. Para esto se ha utilizado el software Unwedge v3.0, empleando la media de los valores Dip/DipDir de la caracterización detallada en la Tabla 5.2. En la Figura 5.7 se expone el resultado donde se observan valores elevados para el FS de las cuñas de mayor tamaño, para las cuales el largo del perno establecido es efectivo.

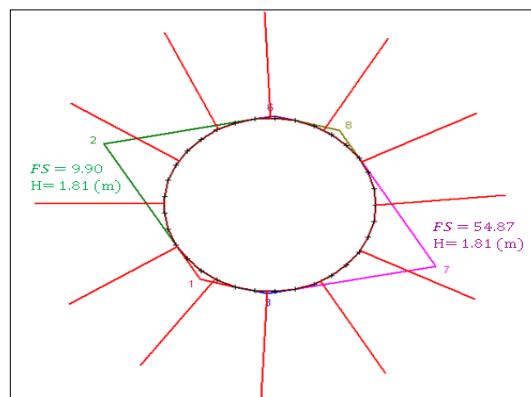


Figura 5.7. Análisis de estabilidad de cuñas para solución determinística.
Fuente: Rocscience, software Unwedge v3.0, 2005.

5.3 INTEGRACIÓN DE SOLUCIÓN PROBABILÍSTICA-ESTOCÁSTICA

La solución probabilística se ha realizado en base a los análisis detallados en el CAPÍTULO 4, en el cual se expone la justificación del uso de los parámetros σ_{ci} , m_i , GSI y σ_0 como variables aleatorias para el modelo solución seleccionado. Donde, la especificación del comportamiento estadístico de cada parámetro se describe en la Tabla 5.1 y la correlación existente entre parámetros se ha definido en base a los valores referenciales de la Tabla 4.2.

Mediante la simulación por el método de Monte Carlo es posible obtener la probabilidad de falla (probabilidad de que el factor de seguridad sea menor a la unidad) para el caso óptimo determinístico de diseño. El resultado de la simulación muestra que para el diseño de fortificación con un pattern de apernado de 1.3 x 1.3 (m), perno de grado A63-42H y 28 (mm) de diámetro, existe un 9.21 (%) de probabilidad de falla (Figura 5.8).

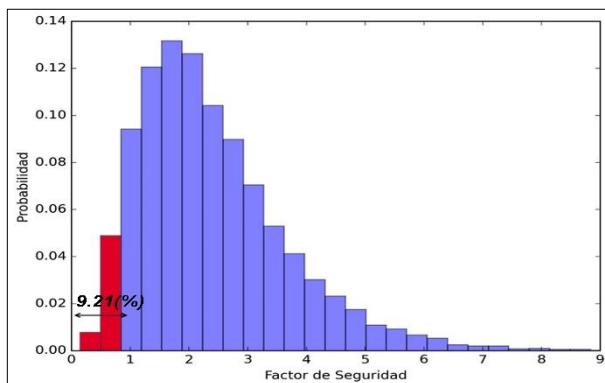


Figura 5.8. Probabilidad de falla para diseño con pattern de apernado de 1.3 x 1.3 (m), perno de grado A63-42H y 28 (mm) de diámetro.

Fuente: Elaboración propia, 2020.

En base a la metodología propuesta en el apartado 4.5, se realiza el análisis probabilístico para las configuraciones de diseño que exhiben un mejor desempeño de FS en la comparación determinística. Para este caso, se detalla la comparación de probabilidad de falla a distintas configuraciones de diseño con pernos de calidad A63-42H (Figura 5.9).

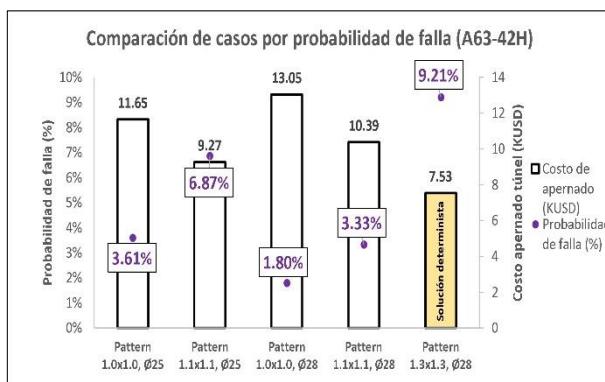


Figura 5.9. Comparación de alternativas por probabilidad de falla y costo total de apernado.

Fuente: Elaboración propia, 2020.

Por tanto, se establece que existen configuraciones de fortificación más robustas (en comparación a la solución óptima determinista) que incurren a probabilidades de falla menores, pero estas determinan un mayor costo. Entonces, se debe buscar una comparación tal que permita justificar el asumir un mayor costo de apernado a favor de disminuir la probabilidad de falla.

5.3.1 Probabilidad de Falla a lo Largo del Trazado del Túnel

En base a lo expuesto en el apartado 4.4.2.1, se establece que la probabilidad de falla tridimensional del túnel exhibe un comportamiento de distribución binomial que tiene un " k " número de secciones que fallan a lo largo del trazado del túnel. Donde, cada sección bidimensional tiene una probabilidad " P_f " de falla (dependiente de la configuración de diseño de fortificación).

Siendo " n " el número de paradas de pernos a lo largo del trazado del túnel, se describe la probabilidad de que existan $k \geq 1$ secciones de pernos que fallen. Donde, la probabilidad $P(k \geq 1)$ aumentará mientras mayor sea el trazado del túnel (lo cual se puede observar en la Figura 5.10). Por tanto, es posible discernir que mientras más robusto es el sistema de soporte, menor será la probabilidad $P(k \geq 1)$ lo que implica un escenario de menor riesgo.

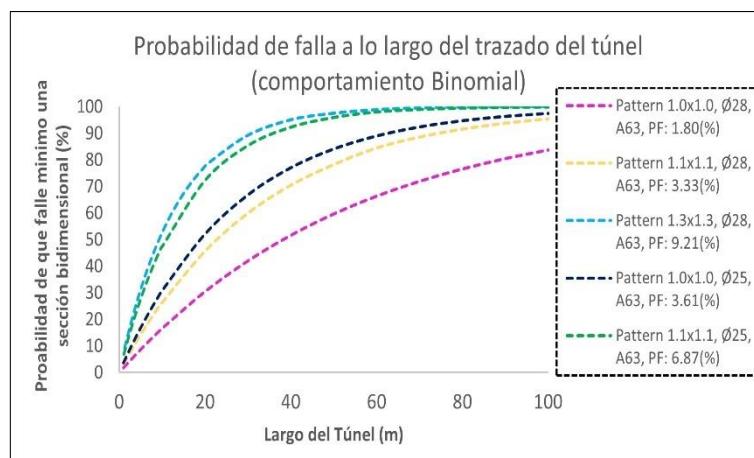


Figura 5.10. Comparación de $P(K \geq 1)$ a lo largo del trazado del túnel por configuración de diseño.
Fuente: Elaboración propia, 2020.

En base a lo anteriormente descrito, se detalla el comportamiento estadístico Binomial del " k " número de secciones que fallan a lo largo del trazado del túnel (en $L=100$ metros) para cada configuración de diseño (Figura 5.11).

De donde se desprende el valor más probable de " k " fallas para cada configuración de diseño, lo que se especifica en la Tabla 5.4 junto a la probabilidad de que existan $k \geq 1$ fallas a lo largo del trazado del túnel (probabilidad que es dependiente del número de paradas de pernos y de la probabilidad de falla de cada sección bidimensional).

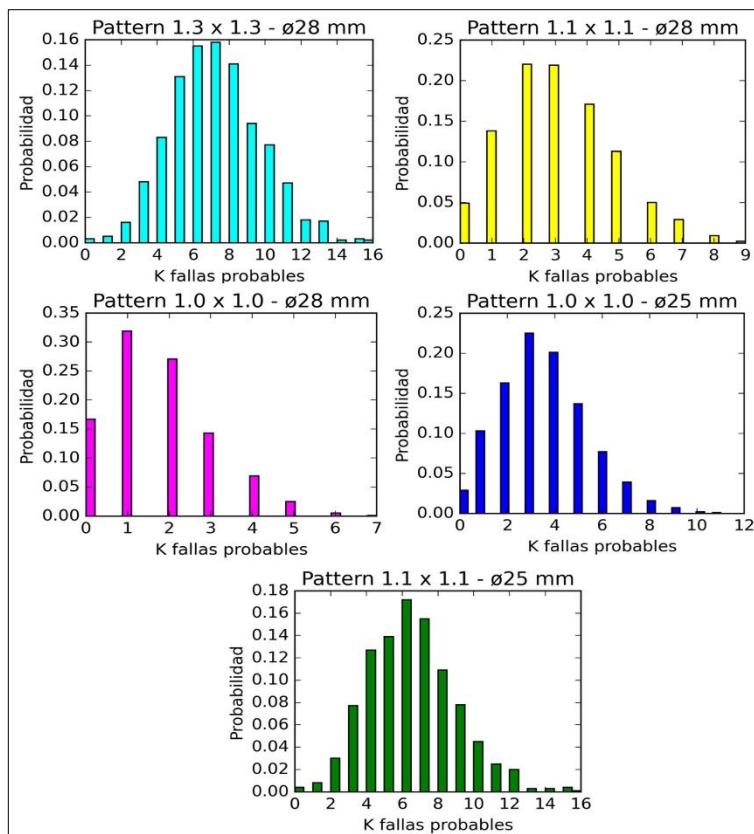


Figura 5.11. Comparación de distribución Binomial para las “K” posibles fallas en L=100(m).
Fuente: Elaboración propia, 2020.

Tabla 5.4. Detalle del número más probable de “k” fallas para cada configuración de diseño.

Diseño A63-42H	Prob. de falla Bidimensional	$P(k \geq 1)$ en L=100 (m)	Valor "k" más probable
Pattern 1.0x1.0-ø28	1.80 (%)	83.74 (%)	1
Pattern 1.1x1.1-ø28	3.33 (%)	95.42 (%)	2
Pattern 1.3x1.3-ø28	9.21 (%)	99.94 (%)	7
Pattern 1.0x1.0-ø25	3.61 (%)	97.47 (%)	3
Pattern 1.1x1.1-ø25	6.87 (%)	99.85 (%)	6

Fuente: Elaboración propia, 2020.

5.3.2 Selección de Diseño en Base al Nivel de Riesgo Asociado

Para el análisis del caso práctico se ha estimado que el costo asociado a la falla de sección bidimensional incurrirá en el completo reemplazo de la sección de pernos sumado a un costo de rehabilitación de 1.0 (KUSD/falla), valor usado para representar las pérdidas financieras indirectas asociadas a la falla de una sección bidimensional (como puede ser costos de rehabilitación por daños a la estructura de la excavación, pérdida de ingresos por producción, costos de reparación o reemplazo de equipos, costos asociados a lesiones del personal, etc.).

Dicho esto, el riesgo económico de que fallen $k \geq 1$ secciones se establece como:

$$\text{Riesgo} = P(k \geq 1) \times [k_p(\text{Costo apernado sección} + \text{costo rehabilitación})] \quad (5.1)$$

Donde k_p es el valor más probable de fallas a lo largo del trazado del túnel. En resumidas cuentas, la relación establece que la consecuencia económica de $k \geq 1$ fallas será cuantificada como el costo que implica la ocurrencia de las k_p fallas más probables. De esta manera, es posible determinar el riesgo asociado a cada configuración de diseño y hacer comparación de los costos totales incurridos ($\text{Costo total} = \text{Costo apernado túnel} + \text{Valor del riesgo de falla}$).

El resultado del análisis descrito se detalla en la Figura 5.12, del cual se rescata que el diseño óptimo según el enfoque probabilístico recae en utilizar una configuración de 1.1x1.1 (m) de pattern de apernado, con pernos de calidad A63-42H y 28 (mm) de diámetro (diseño que incurre en los menores costos totales al incorporar el riesgo económico asociado). Se hace mención que, de todas las configuraciones analizadas, la solución óptima determinística es la que ha incurrido el mayor valor de riesgo asociado.

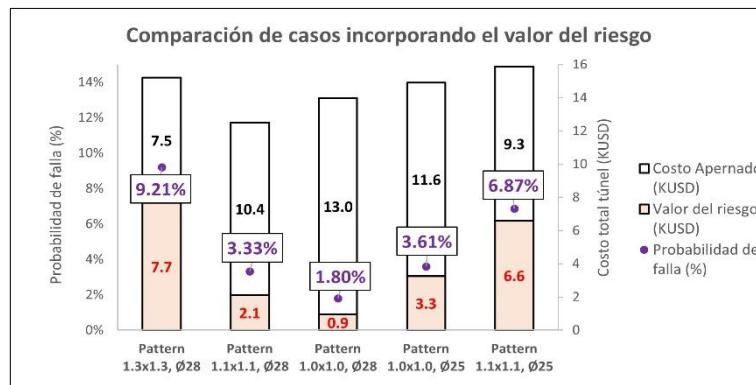


Figura 5.12. Comparación de configuraciones de diseño incorporando el valor del riesgo.
Fuente: Elaboración propia, 2020.

Cabe resaltar que, para el caso práctico, el disminuir la probabilidad de falla de 9.21 (%) a un diseño con 3.33 (%) se resume en aumentar el costo de apornado del túnel de 7.5 (KUSD) a 10.4 (KUSD). Finalmente, la disminución de 5.88 puntos porcentuales de la probabilidad de falla ha tenido un costo de 2.9 (KUSD) de diferencia.

5.3.3 Análisis de Sensibilidad

El análisis de sensibilidad permite estudiar la contribución de los supuestos de las variables aleatorias en la predicción de la variable de salida, mostrando cual parámetro tiene mayor impacto en la incertidumbre del parámetro de salida mediante una comparación de porcentaje de contribución a la varianza.

Para el presente caso, sabiendo que las probabilidades de análisis son dependientes de la variabilidad del ancho de la zona plástica, se realiza el análisis de sensibilidad para determinar qué tan sensible es el modelo de estimación del ancho de plasticidad a las creencias del comportamiento estadístico de las variables aleatorias σ_{ci} , m_i , GSI y σ_0 (Figura 5.13).

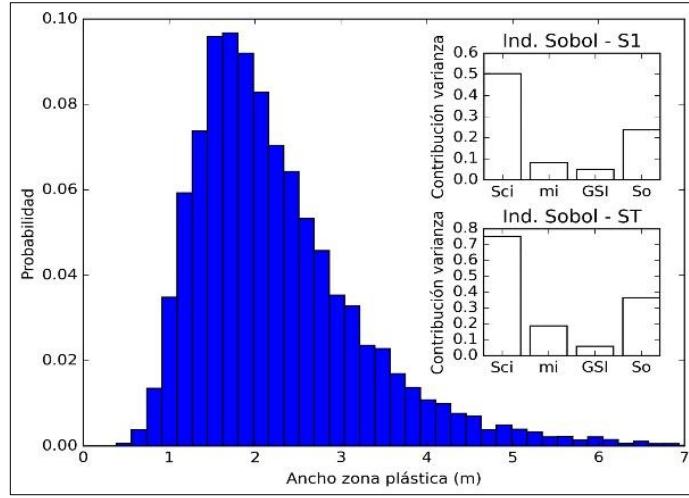


Figura 5.13. Análisis de sensibilidad por contribución a la varianza en ancho de zona plástica.
Fuente: Elaboración propia, 2020.

El análisis de contribución a la varianza se ha realizado mediante el cálculo de índices de Sobol de primer orden (S1) e índices de orden total (ST), este análisis descompone la varianza de salida del modelo en fracciones que pueden atribuirse a los parámetros de entrada. Donde, el índice de primer orden (S1) representa la contribución de cada factor de entrada (por si solo) a la varianza total de salida y el índice de orden total (ST) da en cuenta la contribución total de los parámetros de entrada en la varianza de la salida del modelo (es decir, los efectos de primer orden más los efectos debido a las interacciones entre parámetros).

De los resultados se desprende que la variable de mayor influencia en la varianza de la estimación del ancho de plasticidad (dado el comportamiento estadístico descrito en la Tabla 5.1) es σ_{ci} con una contribución de primer orden de 50.35 (%) y una contribución de orden total de 75.21 (%) teniendo en cuenta las interacciones del parámetro σ_{ci} con el resto de los parámetros de entrada. Además, la variable de menor influencia en la incertidumbre del ancho de plasticidad es el parámetro GSI con una contribución de primer orden de 5.07 (%) y una contribución de orden total de 5.84 (%).

Por tanto, el análisis de sensibilidad permite establecer cuáles son las variables aleatorias que aportan mayor incertidumbre al modelo de comportamiento. De esta manera es posible recomendar hacer revisión de las estimaciones de dichas variables aleatorias, con el fin de reducir el nivel de incertidumbre que aportan al modelo.

5.3.4 Probabilidad de Efectividad para el Largo de Anclaje Mínimo

En base a la distribución de probabilidad del ancho de la zona plástica, se puede estimar la probabilidad de que el ancho de la zona plástica sea mayor al largo mínimo del perno. El resultado se detalla en la Figura 5.14, donde se ha obtenido que $P(L < Azp) = 16.69 \text{ (%)}$.

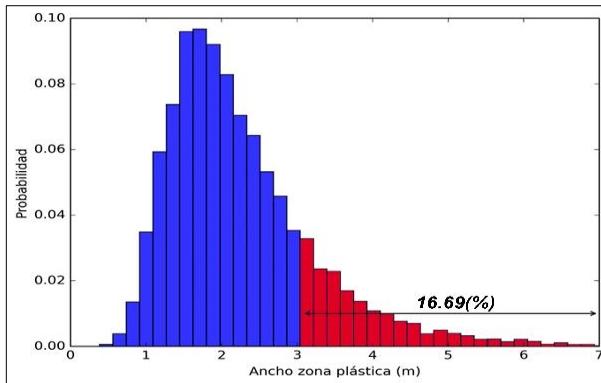


Figura 5.14. Probabilidad de efectividad para el largo de anclaje estimado.

Fuente: Elaboración propia, 2020.

Por tanto, para este caso existe una probabilidad de 16.69 (%) de que el largo mínimo del perno no sea efectivo y actúe dentro del halo de plastificación. Valor que es altamente dependiente del análisis de sensibilidad realizado en el apartado 5.3.3, por tanto, es posible discernir que la probabilidad de efectividad de anclaje del largo del perno será dependiente del comportamiento estadístico de los parámetros que mayor impacto en la estimación del ancho de plasticidad (para este caso, el parámetro σ_{ci} y σ_0).

5.3.5 Probabilidad de Obtener un Ambiente Estructuralmente Controlado

Antes de realizar la simulación, se procede a verificar que el modelo solución para generar las alturas de las cuñas sea equivalente a la solución obtenida con el software Unwedge v3.0, lo cual se demuestra en la Figura 5.15. Donde, en ambos casos se obtiene un resultado de 1.81 (m) para la altura de las cuñas en las cajas de la excavación.

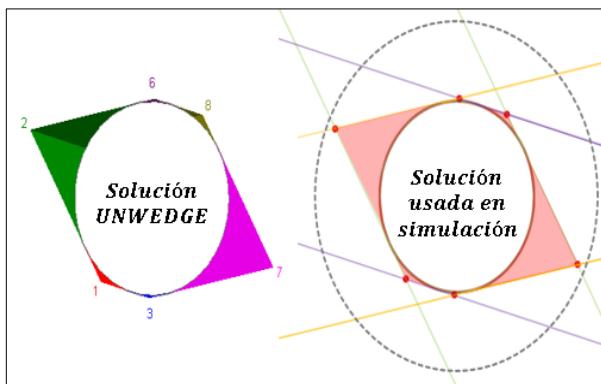


Figura 5.15. Equivalencia de solución del software Unwedge v3.0 y solución aplicada en simulación mediante “el método de las rectas principales y secundarias”.

Fuente: Elaboración propia, 2020.

Al ejecutar la simulación de Monte Carlo con la caracterización estadística de los conjuntos estructurales descritos en la Tabla 5.2, se obtiene la probabilidad de que la altura de las cuñas generadas sea mayor al ancho de la zona plástica, estimada como $P(H_i > Azp) = 37.83$ (%). Análisis que se detalla en la Figura 5.16, de donde se desprende que este resultado es altamente

dependiente de la variabilidad en la estimación del ancho de la zona plástica en comparación al mínimo impacto que tiene la caracterización de variabilidad del Dip/DipDir de los conjuntos estructurales.

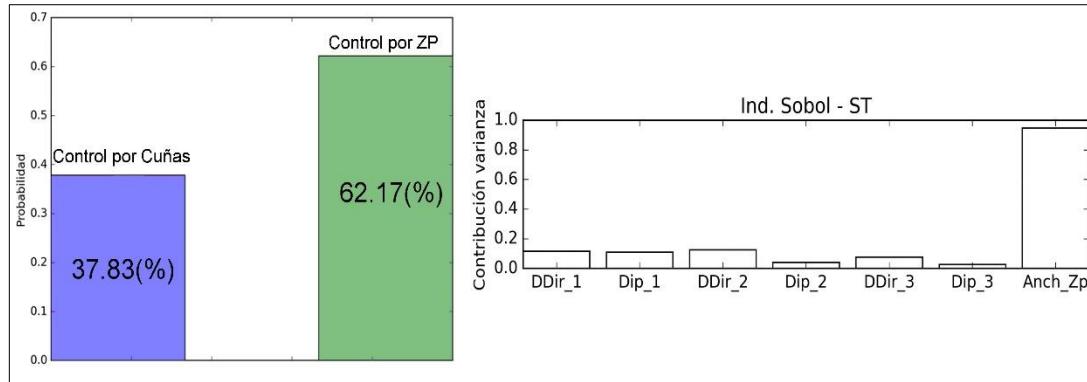


Figura 5.16. Análisis de sensibilidad en simulación para $P(H_i > Azp)$.
Fuente: Elaboración propia, 2020.

Ya que el resultado de $P(H_i > Azp)$ es alto, se procede a indagar si este comportamiento es indicativo de que el largo de anclaje fijado pueda ser afectado por el alto de las cuñas generadas por la simulación. Análisis que se detalla en la Figura 5.17, donde se observa que las alturas de las cuñas generadas se encuentran en el rango de valores [1.53; 2.20] con un 90 (%) de nivel de confianza.

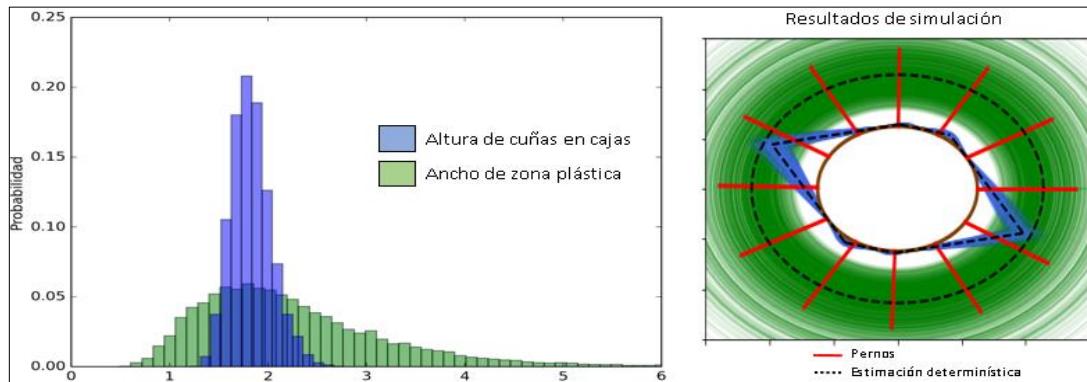


Figura 5.17. Comparación de distribuciones para ancho de zona plástica y altura de las cuñas en cajas de la excavación.
Fuente: Elaboración propia, 2020.

Por tanto, el alto valor de la probabilidad $P(H_i > Azp)$ recae en la alta variabilidad producida al estimar el ancho de la zona plástica, variabilidad que para este caso genera un 37.83 (%) de casos donde $H_i > Azp$. Dicho esto, finalmente en el caso práctico la efectividad del largo del perno es controlada por la variabilidad existente en la distribución del ancho de plasticidad.

CAPÍTULO 6. ANÁLISIS DE RESULTADOS

6.1 DISCUSIÓN DE APLICACIÓN DE METODOLOGÍA PROBABILÍSTICA-ESTOCÁSTICA AL CASO PRÁCTICO

En base al desarrollo del caso práctico se ha podido realizar y analizar la aplicación de la metodología probabilística en el dimensionamiento de fortificación para excavaciones subterráneas, tal de lograr resultados que tengan en cuenta la variabilidad inherente de los parámetros de entrada.

6.1.1 Efecto de la Incerteza de los Parámetros de Entrada

Se puede rescatar del desarrollo realizado en el apartado 5.1.1, que la incerteza ligada a los parámetros que describen el comportamiento del macizo puede llevar a la descripción de diferentes contextos de mecanismos de inestabilidad de la excavación. Por tanto, queda en evidencia que la variabilidad del comportamiento del macizo es tal que puede controlar la demanda al sistema de soporte y, por ende, condicionar el diseño de fortificación.

Así, es fundamental considerar en el diseño la incerteza de los parámetros que generan mayor impacto en el factor de seguridad (identificados a partir de un análisis de sensibilidad paramétrico). Además, es necesario que la descripción de cada variable sea realizada mediante una robusta estimación de su comportamiento estadístico (ajuste a una distribución de probabilidad) y definición de la posible correlación existente entre parámetros.

6.1.2 Estimación de Probabilidad de Falla para Solución Determinista y Casos Comparativos

Por medio de la metodología expuesta, se ha logrado estimar la probabilidad de falla de una solución considerada como óptima para un enfoque determinista. El resultado refleja que, a pesar de cumplir con el criterio de aceptabilidad establecido para el propósito de la excavación, el diseño del sistema de soporte determinístico aún está expuesto a un riesgo asociado a la probabilidad de ocurrencia de un factor de seguridad menor a la unidad y dependiente de la variabilidad de los parámetros de entrada.

Además, por medio del enfoque probabilístico se ha realizado la comparación de la solución óptima determinística con configuraciones de diseño más robustas. De la comparación se destaca que las configuraciones de fortificación más robustas incurren a porcentajes de probabilidad de falla menores, pero a un mayor costo de apernado a lo largo del trazado del túnel. Por tanto, se incorpora la metodología de comparación por concepto de riesgo para justificar el aumentar los costos de fortificación y disminuir la probabilidad de falla.

6.1.3 Comparación de Casos en Base al Nivel de Riesgo Asociado

Según lo expuesto en este estudio, existen consecuencias indirectas al asumir el riesgo de tener determinada probabilidad de falla. Consecuencias que se pueden cuantificar como las eventuales pérdidas económicas de la probable ocurrencia de un evento no deseado. Es entonces que se aplica el concepto de riesgo económico, el cual permite argumentar la decisión de si es necesario optar por un sistema de soporte más robusto tal que disminuya la probabilidad de falla del diseño.

Para el análisis del caso práctico, se ha optado por definir el riesgo económico por medio de la probabilidad de que ocurran $k \geq 1$ fallas a lo largo del trazado del túnel, cuantificado como el costo que implica la ocurrencia de las k_p fallas más probables (descritas por el ajuste de un comportamiento Binomial de las “ k ” fallas a lo largo del trazado del túnel).

De esta manera, fue posible determinar el riesgo asociado a cada configuración de diseño y hacer comparación de los costos totales incurridos ($\text{Costo total} = \text{Costo apernado túnel} + \text{Valor del riesgo de falla}$). Análisis que finalmente permitió argumentar el cambiar la configuración del diseño de fortificación por una más robusta, lo que aumentaría el costo de apernado total del túnel, pero disminuyendo el riesgo de pérdidas económicas al disminuir la probabilidad de falla.

Se destaca que, para realizar este tipo de análisis, es necesario precisar un contexto propio de cuantificación del riesgo económico. Donde, es primordial definir de forma cautelosa las consecuencias económicas indirectas ligadas a que se supere un cierto umbral de probabilidad de falla, consecuencias que se pueden traducir en costos de rehabilitación de la excavación, pérdida de ingresos por producción, costos de reparación o reemplazo de equipos y costos asociados con lesiones.

6.1.4 Análisis de Sensibilidad

En base al análisis de sensibilidad se ha establecido cuales son las variables aleatorias del modelo que aportan mayor incertidumbre a la estimación del ancho de la zona de plastificación (determinando así la variabilidad de la demanda al sistema de soporte).

Para este caso, se ha determinado que el comportamiento estadístico de la variable σ_{ci} es la fuente de mayor variabilidad en el modelo solución. Por tanto, es posible recomendar la revisión cautelosa del comportamiento estadístico de dicha variable a lo largo del trazado del túnel a fortificar, decisión que se justifica pues el análisis de sensibilidad tornado (sensibilidad paramétrica porcentual) demuestra que el factor de seguridad es muy sensible a la variación del parámetro σ_{ci} .

6.1.5 Análisis Probabilístico para la Efectividad del Largo del Perno

La metodología propuesta de verificación de efectividad del largo del perno, por medio de la descripción de la probabilidad de que el largo del perno sea menor al ancho de la zona plástica, resulta una herramienta eficaz para la predicción del comportamiento del largo de anclaje teniendo en cuenta la variabilidad de comportamiento de la zona inestable a contener por el perno. Así, este análisis puede hacer descripción de la efectividad de anclaje en la “zona estable” del macizo, lo que finalmente define que el trabajo de refuerzo sea eficiente (bajo el concepto de transferencia de carga en el sistema perno, planchuela y tuerca).

Además, al estudio se ha incorporado la comparación de comportamiento de la variabilidad del ancho de la zona plástica y la variabilidad de las alturas de las cuñas generadas (analizado por medio de la metodología de las rectas principales y secundarias). Esto, con el fin de establecer cual comportamiento presenta una mayor variabilidad y definir que mecanismo de inestabilidad controla la efectividad del largo de anclaje. Para el caso de estudio, se define poca variabilidad en las alturas de las cuñas generadas y, por tanto, la efectividad del largo de anclaje será controlada por la incertezza del ancho de la zona de plastificación.

6.2 ANÁLISIS GENERAL DE LA INCORPORACIÓN DE METODOLOGÍA PROBABILÍSTICA EN CONJUNTO A UN ENFOQUE DETERMINÍSTICO

El apoyar el dimensionamiento de fortificación para excavaciones subterráneas mediante un enfoque probabilístico resulta ser ventajoso a la hora de incorporar nuevos análisis y dar explicación de la efectividad del sistema de soporte teniendo en cuenta la incertidumbre del diseño, análisis que finalmente es un aporte en la optimización del diseño de fortificación. Aun así, la incorporación de metodologías probabilísticas no está alejada de carecer de desventajas y su carácter de aplicación debe evaluarse con cautela para asegurar la eficiencia de este. En la Tabla 6.1 se detallan las principales ventajas y desventajas de la incorporación de la metodología.

Tabla 6.1. Análisis de ventajas y desventajas al incorporar un enfoque probabilístico-estocástico.

Ventajas	Desventajas
El análisis otorga información sobre el efecto que tiene la variabilidad de los parámetros en el diseño.	La aplicación de modelos probabilístico es limitada en el ámbito del diseño de fortificación (pocos programas incorporan este medio de análisis).
Permite una optimización del diseño de fortificación, mediante el concepto de riesgo económico.	Generalmente implica mayores tiempos de cálculo.
Permite cuantificar la confiabilidad del sistema de soporte bajo el concepto de probabilidad de falla.	El estado del arte del enfoque probabilístico emplea métodos y conceptos que no se encuentran generalizados al contexto de diseño.
Las metodologías probabilísticas, como la simulación de Monte Carlo, son sencillas y rápidas de aplicar.	En algunos casos, es difícil trabajar los supuestos relacionados a las funciones de distribución de probabilidad (por escasa cantidad de datos).
Es posible explicar la variabilidad de los mecanismos de inestabilidad, ampliando el umbral de comportamientos posibles.	Los umbrales de probabilidad de falla y el nivel de aceptación de riesgo no se encuentran definidos actualmente en la industria.

Fuente: Elaboración propia, 2020.

CAPÍTULO 7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 CONCLUSIONES

En el presente trabajo se ha realizado el análisis de la implementación de la teoría probabilística-estocástica al proceso de dimensionamiento de fortificación en túneles, de forma tal de tener en cuenta el nivel de incertidumbre asociado a la variabilidad inherente de las características del terreno, esto en base a la aplicación del concepto “probabilidad de falla” de la configuración de diseño. Lo cual permite caracterizar el nivel de riesgo asociado, siendo posible optimizar la selección del sistema de soporte a implementar.

La metodología propuesta busca realizar un análisis más detallado sobre el comportamiento estadístico del factor de seguridad convencional calculado bajo el enfoque determinista, pues este no considera las principales fuentes de incertidumbre que controlan el diseño en la ingeniería geotécnica, contraponiendo así la idea de que el implementar un alto factor de seguridad implica un margen de seguridad total sin riesgos (ya que el diseño siempre estará ligado a la probabilidad de obtener un FS menor a la unidad). Por tanto, la incorporación de análisis probabilístico permite analizar una mayor gama de situaciones y comportamientos que se traducen finalmente como variabilidad de la demanda al sistema de soporte.

Por medio del análisis realizado, se concluye que el proceso de optimización del diseño de soporte en base a la metodología probabilística es posible de ejecutar con utilidad al realizar una cuantificación cautelosa del riesgo asociado al diseño (pudiendo ser un riesgo económico o social), de esta manera es posible definir el umbral de probabilidad de falla tolerable en base al propósito de la excavación. Cabe mencionar que, el concepto “probabilidad de falla” no debe tomarse como el fracaso inminente del sistema de soporte o colapso de la excavación, sino más como la probabilidad de un comportamiento insatisfactorio, naciendo así la real necesidad de evaluar las consecuencias de tener ese comportamiento insatisfactorio (consecuencias que son totalmente dependiente del contexto propio de cada proyecto).

Finalmente, el dimensionamiento de diseño basado en el enfoque probabilístico tiene un alto potencial de eficiencia en la optimización de configuraciones de fortificación. Pero, es necesario adoptar un amplio marco de gestión de riesgos asociados al diseño para que la aplicación de la metodología probabilística pueda ser eficaz y otorgar calidad de análisis a la hora dar sustento al marco de toma de decisiones.

7.2 RECOMENDACIONES Y CONSIDERACIONES

Para realizar un análisis robusto al aplicar la metodología probabilística en el dimensionamiento de fortificación en túneles, se especifican las siguientes recomendaciones y consideraciones:

- El trabajo no busca infundir la idea de abandono del enfoque determinístico para el dimensionamiento de fortificación. Sino el justificar como la integración de la metodología probabilística puede ser de apoyo en el marco de toma de decisiones.
- La correcta cuantificación de las fuentes de incertidumbre del modelo son la base para que el análisis tenga sustento y sea coherente. Por tanto, se recomienda disponer de una confiable descripción estadística de los parámetros modelados como variables aleatorias al utilizar un enfoque probabilístico.
- Es importante evaluar la real necesidad de aplicación de un enfoque probabilístico, pues, un modelo determinista puede llegar a ser representativo en contextos de baja incerteza.
- Se recomienda la búsqueda de modelos simplificados de análisis que permitan una extensión del uso de métodos estocásticos (como, por ejemplo, uso de soluciones analíticas donde es sencillo de incorporar la metodología de simulación por Monte Carlo).
- Se debe realizar una cautelosa cuantificación de riesgos y comparar soluciones de mitigación, pues no siempre la implementación de un sistema de fortificación más robusto será la solución óptima. En algunos casos puede ser mejor adoptar medidas que permitan la aceptabilidad de un mayor nivel de riesgo (por ejemplo, utilizar equipos controlados a distancia de tal manera de eliminar el acceso de personal).
- En base a la cuantificación del riesgo económico es posible definir la probabilidad de falla que es aceptable para un determinado diseño. Dicho análisis puede permitir la justificación de reducir los costos de fortificación siempre y cuando la probabilidad de falla no se aleje de los umbrales establecidos.
- En el presente trabajo no se ha propuesto la integración de la incerteza ligada a la capacidad de soporte (la cual es dependiente de la resistencia del sistema perno, planchuela y tuerca). Por tanto, se recomienda incorporar el comportamiento estadístico de la capacidad de soporte, lo que se podría determinar en base a los resultados de las pruebas de arranque.

BIBLIOGRAFÍA

- Aydan, O., Akagi, T. y Kawamoto, T. 1996.** *The Squeezing Potential of Rock Around Tunnels: Theory and Prediction with Examples Taken from Japan*. Cham : Springer, 1996, Rock Mechanics and Rock Engineering, Vol. 29 (3), págs. 125-143.
- Bieniawski, Z. 1989.** *Engineering Rock Mass Classifications*. Toronto : John Wiley & Sons, Inc., 1989. ISBN 0471601721.
- Bukaçi, Erion, y otros. 2016.** *Number of Iterations Needed in Monte Carlo Simulation Using Reliability Analysis for Tunnel Supports*. Mandsaur : IJERA, June de 2016, International Journal of Engineering Research and Applications, Vol. 6 (6), págs. 60-64.
- Byerlee, James D. 1968.** *Brittle-Ductile Transition in Rocks*. Maryland : AGU, July de 1968, Journal of Geophysical Research, Vol. 73 (14), págs. 4741-4750.
- Cai, M. 2011.** *Rock Mass Characterization and Rock Property Variability Considerations for Tunnel and Cavern Design*. Cham : Springer, July de 2011, Rock Mechanics and Rock Engineering, Vol. 44 (4), págs. 379-399.
- Cai, M., y otros. 2007.** *Determination of Residual Strength Parameters of Jointed Rock Masses Using the GSI System*. Amsterdam : Elsevier, February de 2007, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol. 44 (2), págs. 247–265.
- Cai, M., y otros. 2004.** *Estimation of rock mass deformation modulus and strength of jointed hard rock masses using the GSI system*. Amsterdam : Elsevier, 2004, International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, Vol. 41 (1), págs. 3–19.
- Cai , Yue, y otros. 2015.** *An analytical model considering interaction behavior of grouted rock bolts for convergence–confinement method in tunneling design*. Amsterdam : Elsevier, June de 2015, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol. 76, págs. 112-116.
- Canbulat, Ismet. 2008.** *Evaluation and design of optimum support systems in South African collieries using the probabilistic design approach*. Pretoria : University of Pretoria, Faculty of Engineering, Department Mining Engineering, 2008. Doctoral Thesis.
- Cañas Vesga, Daniel Enrique. 2013.** *Anclajes en la mecánica de rocas con aplicación a túneles*. Bogotá : Universidad Nacional de Colombia, Facultad de Ingeniería, Departamento de Ingeniería Civil y Agrícola, 2013. Tesis para optar al grado de Magíster en Geotecnia.
- CODELCO (Chile). Vicepresidencia de Proyectos. 2015.** *Guías de diseño de fortificación en condición estática*. Santiago : CODELCO, 2015. Informe técnico GIC-GG-GUI-001.
- Crowder, Jason y Bawden, William. 2004.** *Review of Post-Peak Parameters and Behaviour of Rock Masses: Current Trends and Research*. Toronto : Rocscience Inc, 2004. Technical report.

- Dunn, M.J. 2013.** *Uncertainty in ground support design and implementation in underground mining*. Perth : Australian Centre for Geomechanics, 2013. Seventh International Symposium on Ground Support in Mining and Underground Construction.
- Einstein, H. 2003.** *Uncertainty in Rock Mechanics and Rock Engineering—Then and Now*. Pretoria : International Society for Rock Mechanics, 2003. 10th Congress Technology roadmap for Rock Mechanics.
- Gavilanes, Hernán y Andrade, Byron. 2004.** *Introducción a la ingeniería de túneles: Caracterización, clasificación y análisis geomecánico de macizos rocosos*. Quito : Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador, 2004. ISBN 9978434526.
- Hoek, Evert. 1998.** *Tunnel support in weak rock*. Taipei : ISRM, 1998. Symposium of Sedimentary Rock Engineering.
- Hoek, Evert y Brown, Edwin. 1997.** *Practical estimates of rock mass strength*. Amsterdam : Elsevier, 1997, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol. 34 (8), págs. 1165-1186.
- Hoek, Evert y Brown, Edwin. 1988.** *The Hoek-Brown failure criterion -a 1988 update*. Toronto : Canadian Rock Mechanics Association, 1988. 15th Canadian Rock Mechanics Symposium.
- Hoek, Evert y Brown, Edwin. 1990.** *Underground Excavations in Rock*. London : E. & F. N. Spon, 1990. ISBN 0419160302.
- Hoek, E., Carranza-Torres, C. y Corkum, B. 2002.** *El criterio de rotura de Hoek-Brown – Edición 2002*. Toronto : Rocscience Inc, 2002. Informe técnico.
- Hoek, E., Kaiser, P.K. y Bawden, W.F. 1995.** Assessing acceptable risks in design. *Support of Underground Excavation in Hard Rock*. Florida : CRC Press, 1995, Chapter 2.
- Huang, Houxu, Li, Jie y Wei, Jiuqi. 2017.** *Analytical Solution of Displacements Around Circular Openings in Generalized Hoek-Brown Rocks*. Warsaw : JTAM, January de 2017, Journal of Theoretical and Applied Mechanics, Vol. 47 (3), págs. 81-95.
- Kaiser, P. K., y otros. 2000.** *Underground works in hard rock tunnelling and mining*. Melbourne : Technomic, 2000. GeoEng2000: An International Conference on Geotechnical & Geological Engineering. págs. 841-926.
- Kalamaras, G., y otros. 1999.** *Estimating the reliability of the primary support for a given tunnel section*. Colorado : American Rock Mechanics Association, 1999. The 37th U.S. Rock Mechanics Symposium - Rock Mechanics for Industry.
- Li, Charlie C. 2017.** *Principles of rockbolting design*. Amsterdam : Elsevier, June de 2017, Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, Vol. 9 (3), págs. 396-414.

- Laboratorio Oficial José María de Madariaga (España). 2015.** *Guía sobre control geotécnico en minería subterránea*. Madrid : Universidad politécnica de Madrid, 2015. Manual técnico.
- Lorig , L.J. y Varona, P. 2013.** *Guidelines for numerical modelling of rock support for mines*. Perth : Australian Centre for Geomechanics, 2013. Seventh International Symposium on Ground Support in Mining and Underground Construction.
- Martin, C.D., Kaiser, P.K. y McCreath, D.R. 1999.** *Hoek–Brown parameters for predicting the depth of brittle failure around tunnels*. Washington D.C. : National Research Council, August de 1999, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 36, págs. 136–151.
- Martin, Derek, Kaiser, P. y Christiansson, R. 2003.** *Stress, instability and design of underground excavations*. Amsterdam : Elsevier, 2003, International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, Vol. 40 (7), págs. 1027-1047.
- Meng, Qingxiang y Wang, Wei. 2014.** *A Novel Closed-Form Solution for Circular Openings in Generalized Hoek-Brown Media*. London : Hindawi Publishing Corporation, August de 2014, Mathematical Problems in Engineering, Vol. 2014 (2), págs. 1-7.
- Musa Adebayo, Idris, y otros. 2013.** *The Probabilistic Estimation of Rock Masses Properties in Malmberget Mine*. Leeds : Maney Publishing, Junuary de 2013, Electronic Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 18, págs. 269-287.
- Osgoui, Reza R. y Ünal, Erdal. 2009.** *An empirical method for design of grouted bolts in rock tunnels based on the Geological Strength Index (GSI)*. Amsterdam : Elsevier, August de 2009, Engineering Geology, Vol. 107 (4), págs. 154-166.
- Pakalnis, R. 2015.** *Empirical design methods in practice*. Perth : ACG, 2015. International Seminar on Design Methods in Underground Mining. págs. 37-56.
- Potvin, Yves, y otros. 2017.** *Ground support systems optimisations - MRIWA Project Number M431*. Crawley : Australian Centre for Geomechanics, 2017. Project report.
- Rocscience Inc. 2005.** *Unwedge v3.0. [Software]* Toronto : Rocscience, 2005.
- Rodríguez, Alfonso y Alejano, Leandro. 2012.** *Comportamiento post-rotura de los macizos rocosos*. Chisinau : Editorial Académica Española, 2012. ISBN 9783847366249.
- Sari, M. 2012.** *Stochastic estimation of the Hoek-Brown strength parameters using spreadsheet models*. Stockholm : BeFo and ISRM, 2012. EUROCK 2012, the 2012 ISRM International Symposium - Rock Engineering and Technology for Sustainable Underground Construction.
- Sari, Mehmet, Karpuz, Celal y Ayday, Can. 2010.** *Estimating rock mass properties using Monte Carlo simulation: Ankara andesites*. Amsterdam : Elsevier, February de 2010, Computers & Geosciences, Vol. 36 (7), págs. 959-969.

Uribe Vargas, Camila, y otros. 2019. *Ensayo de tracción de probetas metálicas*. Cartagena : Universidad Tecnológica de Bolívar, Facultad de Ingeniería, 2019. Informe académico.

Vardanega, Paul y Bolton, Malcolm. 2016. *Design of Geostructural Systems*. Virginia : ASCE, March de 2016, ASCE-ASME Journal of Risk and Uncertainty in Engineering Systems, Part A: Civil Engineering, Vol. 2 (1).

You, Kwangho, Park, Yeonjun y Lee, Jun S. 2005. *Risk analysis for determination of a tunnel support pattern*. Amsterdam : Elsevier, 2005, Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 20 (5), págs. 479-486.

ANEXOS

ANEXO A ESTIMACIÓN PARAMETRO D

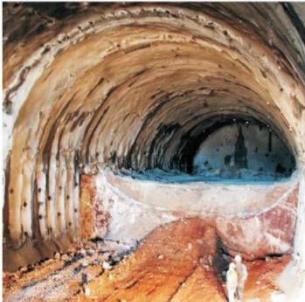
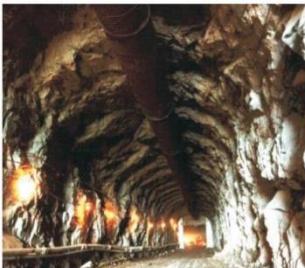
Apariencia del macizo rocoso	Descripción del macizo rocoso	Valor D sugerido
	Excelente calidad de voladura controlada o excavación con tuneladora, TBM, con resultados de alteración mínima del macizo rocoso confinado circundante al túnel	$D = 0$
	Excavación mecánica o manual en macizos rocosos de mala calidad (sin voladuras) con una alteración mínima en el macizo rocoso circundante. Cuando aparezcan problemas de deformación en el piso durante el avance, la alteración puede ser severa a menos que se coloque una contrabóveda temporal, tal como se muestra en la fotografía.	$D = 0$ $D = 0.5$ No invert
	Voladura de muy mala calidad en un túnel en roca competente con daños locales severos, extendiéndose 2 o 3 m en el macizo rocoso circundante.	$D = 0.8$
	Pequeñas voladuras en taludes de ingeniería civil dan lugar a pequeños daños al macizo rocoso, particularmente si se usan voladuras de contorno como se muestra en el lado izquierdo de la fotografía. Sin embargo la liberación de tensiones resulta en alguna alteración.	$D = 0.7$ Good blasting $D = 1.0$ Poor blasting
	Los taludes en las grandes minas a cielo abierto sufren alteraciones significativas debido a las grandes voladuras de producción y también debido a la relajación de tensiones al retirar el estéril de recubrimiento. En algunas rocas blandas la excavación puede llevarse a cabo mediante el ripado y empuje con tractores de orugas y el grado de afección a los taludes será menor.	$D = 1.0$ Production blasting $D = 0.7$ Mechanical excavation

Figura A.1. Estimación parámetro D según perturbación del macizo rocoso.

Fuente: Traducido de Hoek, Carranza-Torres & Corkum, 2002.

ANEXO B METODOLOGÍA DE LAS RECTAS PRINCIPALES Y SECUNDARIAS

Descripción de Vector Intersección entre Planos

La teoría considerada para obtener la geometría del bloque de roca se basa en las expresiones matemáticas que definen la orientación de las líneas de intersección entre discontinuidades. Donde, se utilizan los vectores normales a los planos de discontinuidades para definir matemáticamente las líneas de intersección.

En la Figura B.1 se presenta el vector intersección conformado entre dos planos de discontinuidad, donde la línea intersección se puede entender como un vector unitario del cual se requiere conocer su sentido y dirección, siendo su sentido considerado hacia el hemisferio inferior y su orientación posible de definir mediante los cosenos directores unitarios.

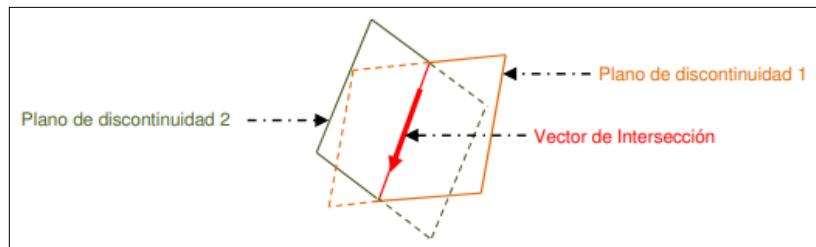


Figura B.1. Vector intersección entre dos planos de discontinuidad.

Fuente: Cañas, 2013.

El vector unitario normal al plano de cualquier discontinuidad “*i*” queda definido por el producto cruz entre los vectores unitarios del Dip (β_i) y Dip Direction (α_i), dividido en su módulo. Lo cual se expresa como:

$$\vec{n}_i = \frac{\vec{b}_i \times \vec{r}_i}{|\vec{b}_i \times \vec{r}_i|} \quad (\text{B.1})$$

Donde \vec{b}_i es el vector unitario del Dip (β_i) y \vec{r}_i es el vector unitario del Dip Direction (α_i). Vectores que se definen por las siguientes expresiones:

$$\vec{b}_i = \cos(\alpha_i) \cos(\beta_i) \hat{i} + \sin(\alpha_i) \cos(\beta_i) \hat{j} + \sin(\beta_i) \hat{k} \quad (\text{B.2})$$

$$\vec{r}_i = -\sin(\alpha_i) \hat{i} + \cos(\alpha_i) \hat{j} + 0 \hat{k} \quad (\text{B.3})$$

Sabiendo que $|\vec{b}_i| = 1$ y $|\vec{r}_i| = 1$, el vector unitario normal al plano “*i*” se obtiene de la solución:

$$\vec{n}_i = \text{Det.} \begin{vmatrix} \hat{i} & \hat{j} & \hat{k} \\ \cos(\alpha_i) \cos(\beta_i) & \sin(\alpha_i) \cos(\beta_i) & \sin(\beta_i) \\ -\sin(\alpha_i) & \cos(\alpha_i) & 0 \end{vmatrix} \quad (\text{B.4})$$

$$\vec{n}_i = -\cos(\alpha_i) \sin(\beta_i) \hat{i} - \sin(\alpha_i) \sin(\beta_i) \hat{j} + \cos(\beta_i) \hat{k} \quad (\text{B.5})$$

Dicho esto, el vector unitario de la intersección entre un plano “a” y un plano “b” queda definido por:

$$\overrightarrow{I_{a-b}} = \frac{\overrightarrow{n_a} \times \overrightarrow{n_b}}{|\overrightarrow{n_a} \times \overrightarrow{n_b}|} \quad (\text{B.6})$$

El vector unitario de la intersección se obtiene mediante la solución de:

$$\overrightarrow{n_a} \times \overrightarrow{n_b} = \text{Det.} \begin{vmatrix} \hat{i} & \hat{j} & \hat{k} \\ -\cos(\alpha_a) \sin(\beta_a) & -\sin(\alpha_a) \sin(\beta_a) & \cos(\beta_a) \\ -\cos(\alpha_b) \sin(\beta_b) & -\sin(\alpha_b) \sin(\beta_b) & \cos(\beta_b) \end{vmatrix} \quad (\text{B.7})$$

$$\overrightarrow{n_a} \times \overrightarrow{n_b} = D_x \hat{i} + D_y \hat{j} + D_z \hat{k} \quad (\text{B.8})$$

Donde:

$$D_x = \sin(\alpha_b) \sin(\beta_b) \cos(\beta_a) - \sin(\alpha_a) \sin(\beta_a) \cos(\beta_b) \quad (\text{B.9})$$

$$D_y = \cos(\alpha_a) \sin(\beta_a) \cos(\beta_b) - \cos(\alpha_b) \sin(\beta_b) \cos(\beta_a) \quad (\text{B.10})$$

$$D_z = \sin(\beta_b) \sin(\beta_a) [\sin(\alpha_b - \alpha_a)] \quad (\text{B.11})$$

Por tanto, la expresión (B.6) se puede representar como:

$$\overrightarrow{I_{a-b}} = \frac{D_x \hat{i} + D_y \hat{j} + D_z \hat{k}}{\sqrt{D_x^2 + D_y^2 + D_z^2}} \quad (\text{B.12})$$

Para obtener el buzamiento de esta línea de intersección, se igualan las ecuaciones (B.2) y (B.12) en su componente vertical “ \hat{k} ”, obteniendo:

$$\beta_{I(a-b)} = \text{sen}^{-1} \left(\frac{D_z}{\sqrt{D_x^2 + D_y^2 + D_z^2}} \right) \quad (\text{B.13})$$

De forma análoga, para obtener el azimut de buzamiento de la línea de intersección se igualan las ecuaciones (B.2) y (B.12) en sus componentes “ \hat{i} ” y “ \hat{j} ”, dando como resultado:

$$\alpha_{I(a-b)} = \cos^{-1} \left(\frac{1}{\cos(\beta_{I(a-b)})} * \frac{D_x}{\sqrt{D_x^2 + D_y^2 + D_z^2}} \right) \quad (\text{B.14})$$

$$\alpha_{I(a-b)} = \text{sen}^{-1} \left(\frac{1}{\cos(\beta_{I(a-b)})} * \frac{D_y}{\sqrt{D_x^2 + D_y^2 + D_z^2}} \right) \quad (\text{B.15})$$

Al realizar el desarrollo es importante considerar el orden en que se realiza el producto cruz entre los vectores unitarios normales a los planos de discontinuidad, pues un orden incorrecto resultará en obtener un valor de buzamiento negativo al utilizar la ecuación (B.13), lo que se traduce en que el vector unitario de la línea intersección no se dirige hacia el hemisferio inferior de proyección.

Luego de identificar el orden correcto de los planos los planos “ a ” y “ b ”, se obtiene el azimut de buzamiento mediante la expresión (B.14), donde se deben realizar las siguientes revisiones:

- Si el componente D_y obtenido por la ecuación (B.10) es positivo, el azimut de buzamiento corresponderá al ángulo encontrado directamente de la expresión (B.14).
- De lo contrario, el azimut de buzamiento será 360° menos el ángulo encontrado mediante la expresión (B.14).

Definición de Bloque Inestable y Bloque Crítico

El Bloque Inestable en una excavación subterránea consiste en una pirámide de roca delimitada por los planos de discontinuidad con posibilidad cinemática de ingresar a la sección de excavación, este pasa a ser un Bloque Crítico cuando considera el máximo volumen de material rocoso delimitado por discontinuidades.

Una pirámide de roca se forma si en el macizo rocoso se presentan al menos tres familias de discontinuidades, para que se generen así tres líneas de intersección. Para que el Bloque Inestable sea un Bloque Crítico al menos dos de las tres intersecciones entre planos de discontinuidad deben ser tangentes a la sección de la excavación. La Figura B.2 presenta dos vistas en perspectiva de un Bloque Crítico ubicado en la bóveda de un túnel con sección de excavación circular, donde se observa que la pirámide de roca presenta tres vértices, uno por cada intersección entre planos de discontinuidad.

Un vértice es tangente cuando es producto del contacto entre la sección de excavación y una intersección entre planos de discontinuidad que es tangente a la sección. Además, un vértice será secante cuando es producto del corte entre la sección de excavación y una intersección que no es tangente a la sección (diferenciación que es posible observar en la Figura B.2 y Figura B.3).

En la Figura B.3 es posible apreciar un corte perpendicular al eje del túnel, corte donde es posible identificar fácilmente cuales son las dos intersecciones tangentes y cuál es la intersección secante a la sección de la excavación. Además, se aprecia que el ápice del Bloque Crítico es posible de obtener directamente del cruce entre las dos intersecciones tangentes a la sección de la excavación, la otra intersección puede ser tangente o secante a la sección de la excavación para que se conforme la pirámide de roca.

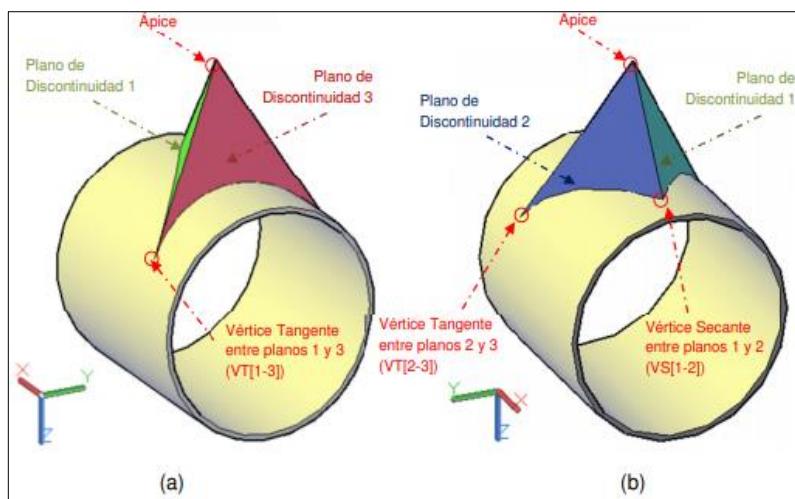


Figura B.2. Vista en perspectiva (a) y (b) de un Bloque Crítico ubicado en la bóveda de un túnel con sección de excavación circular.

Fuente: Cañas, 2013.

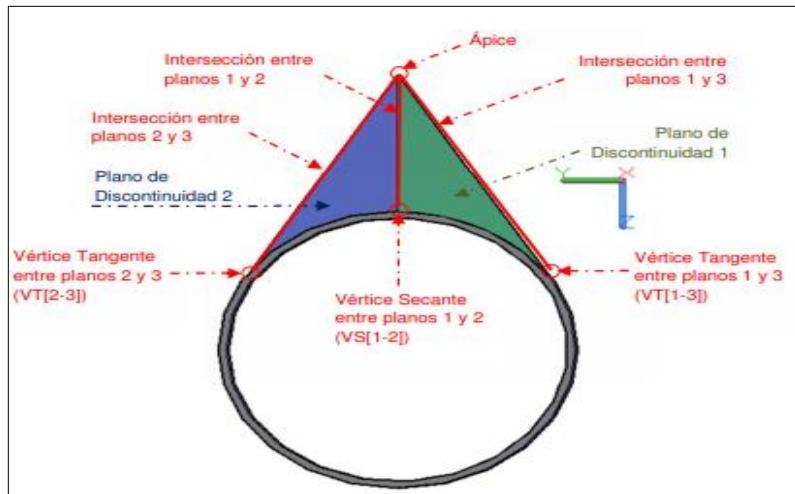


Figura B.3. Vista frontal de un Bloque Crítico ubicado en la bóveda de un túnel con sección de excavación circular.

Fuente: Cañas, 2013.

Metodología de las Líneas Principales y Secundarias para la Obtención de Bloques Críticos

La metodología consiste en proyectar las intersecciones entre planos de discontinuidad en un plano que corta perpendicular al eje del túnel. La Figura B.4 muestra un ejemplo de corte perpendicular al eje del túnel, donde se observan las proyecciones de las aristas de la pirámide de roca conformadas por las intersecciones entre los planos de discontinuidad. Al considerar planos de discontinuidad que no son oblicuos, las proyecciones de las intersecciones se presentan en forma de rectas y sin verdadera magnitud.

Existen al menos dos posibilidades para que las proyecciones de las líneas de intersección entre planos de discontinuidad sean tangentes a la sección de excavación, por la parte superior (Recta

Principal) o inferior (Recta Secundaria). La Figura B.4 muestra las dos posibilidades de que la proyección de la intersección sea tangente a la sección de la excavación.

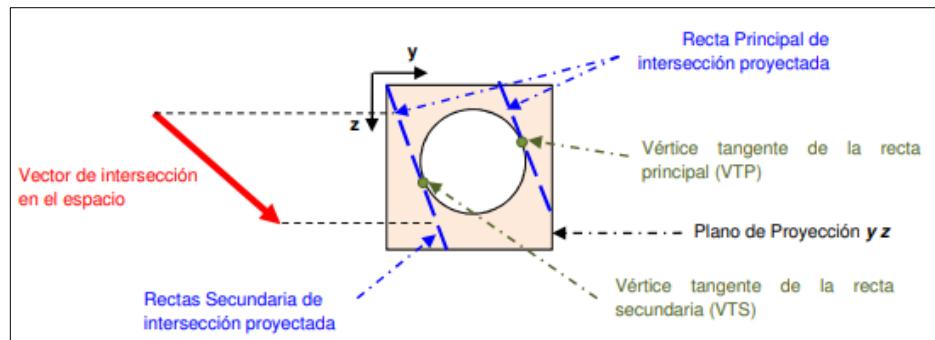


Figura B.4. Rectas de una intersección proyectadas con dos puntos de referencia tangentes a la sección de excavación.

Fuente: Cañas, 2013.

Además, un vértice tangente es principal (VTP) cuando es producto de la tangencia de una Recta Principal, y es un vértice tangente secundario (VTS) cuando es producto de la tangencia de una Recta Secundaria.

A cada una de las rectas tangentes a la sección de excavación les corresponde una ecuación, compuesta de una pendiente y de un dato de corte con el eje de la ordenada. La pendiente se obtiene directamente de la proyección del vector unitario de intersección, mientras que el corte con el eje ordenado depende de la ubicación y de la forma de la sección de excavación.

Así, la metodología plantea que:

- Todo vértice tangente principal (VTP) o secundario (VTS), hace parte de al menos dos Bloques críticos.
- Los ápices que conforman los bloques críticos se encuentran en el cruce entre dos rectas principales o secundarias. Lo que se traduce en que todo cruce entre rectas principales o secundarias hace parte de un posible ápice crítico.

Proyección del Vector Unitario de las Intersecciones en Plano Perpendicular al Eje del Túnel

Debido a que el eje del túnel puede no presentar el mismo sistema coordenado con el que se obtienen los cosenos directores del vector unitario de la intersección, se requiere realizar una transformación vectorial desde el sistema coordenado x (Norte), y (Este) y z al plano de proyección x' (en dirección del túnel), y' (en dirección ortogonal hacia el costado derecho del túnel) y z' (en dirección ortogonal hacia abajo del eje del túnel).

La transformación vectorial mencionada se realiza por medio de una Matriz de Transformación, que al ser multiplicada por el vector unitario de intersección lo transforma a sus nuevas coordenadas x', y', z' .

Por tanto, sea α_T el azimut de buzamiento del túnel y β_T el buzamiento o pendiente del túnel, el vector que define la dirección del túnel es representado como:

$$\vec{x}' = \cos(\alpha_T) \cos(\beta_T) \hat{i} + \sin(\alpha_T) \cos(\beta_T) \hat{j} + \sin(\beta_T) \hat{k} \quad (\text{B.16})$$

El vector perpendicular al eje del túnel es:

$$\vec{y}' = -\sin(\alpha_T) \hat{i} + \cos(\alpha_T) \hat{j} + 0 \hat{k} \quad (\text{B.17})$$

El vector perpendicular a los vectores \vec{x}', \vec{y}' se obtiene del producto cruz $\vec{x}' \times \vec{y}'$, quedando definido como:

$$\vec{z}' = -\cos(\alpha_T) \sin(\beta_T) \hat{i} - \sin(\alpha_T) \sin(\beta_T) \hat{j} + \cos(\beta_T) \hat{k} \quad (\text{B.18})$$

Sabiendo que los vectores unitarios que representan los ejes cartesianos originales son:

$$\vec{x} = 1 \hat{i} + 0 \hat{j} + 0 \hat{k} \quad (\text{B.19})$$

$$\vec{y} = 0 \hat{i} + 1 \hat{j} + 0 \hat{k} \quad (\text{B.20})$$

$$\vec{z} = 0 \hat{i} + 0 \hat{j} + 1 \hat{k} \quad (\text{B.21})$$

Para encontrar los cosenos directores entre los ejes se utiliza el producto punto. Por tanto, entre la dirección del túnel x' y el eje Norte x :

$$\cos(\theta)_{x'-x} = \vec{x}' \cdot \vec{x} = \cos(\alpha_T) \cos(\beta_T) \quad (\text{B.22})$$

Entre la dirección del túnel x' y el eje Este y :

$$\cos(\theta)_{x'-y} = \vec{x}' \cdot \vec{y} = \sin(\alpha_T) \cos(\beta_T) \quad (\text{B.23})$$

Entre la dirección del túnel x' y el eje vertical z :

$$\cos(\theta)_{x'-z} = \vec{x}' \cdot \vec{z} = \sin(\beta_T) \quad (\text{B.24})$$

Entre el vector y' y el eje Norte x :

$$\cos(\theta)_{y'-x} = \vec{y}' \cdot \vec{x} = -\sin(\alpha_T) \quad (\text{B.25})$$

Entre el vector y' y el eje Este y :

$$\cos(\theta)_{y'-y} = \vec{y}' \cdot \vec{y} = \cos(\alpha_T) \quad (\text{B.26})$$

Entre el vector y' y el eje vertical z :

$$\cos(\theta)_{y'-z} = \vec{y}' \cdot \vec{z} = 0 \quad (\text{B.27})$$

Entre el vector z' y el eje Norte x :

$$\cos(\theta)_{z'-x} = \vec{z}' \cdot \vec{x} = -\cos(\alpha_T) \sin(\beta_T) \quad (\text{B.28})$$

Entre el vector z' y el eje Este y :

$$\cos(\theta)_{z'-y} = \vec{z}' \cdot \vec{y} = -\sin(\alpha_T) \sin(\beta_T) \quad (\text{B.29})$$

Entre el vector z' y el eje vertical z :

$$\cos(\theta)_{z'-z} = \vec{z}' \cdot \vec{z} = \cos(\beta_T) \quad (\text{B.30})$$

Por tanto, la matriz de transformación vectorial se define como:

$$\begin{Bmatrix} X' \\ Y' \\ Z' \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos(\alpha_T) \cos(\beta_T) & \sin(\alpha_T) \cos(\beta_T) & \sin(\beta_T) \\ -\sin(\alpha_T) & \cos(\alpha_T) & 0 \\ -\cos(\alpha_T) \sin(\beta_T) & -\sin(\alpha_T) \sin(\beta_T) & \cos(\beta_T) \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} X \\ Y \\ Z \end{Bmatrix} \quad (\text{B.31})$$

La transformación del vector unitario de intersección al sistema coordenado x', y', z' queda:

$$\begin{Bmatrix} x' \\ y' \\ z' \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos(\alpha_T) \cos(\beta_T) & \sin(\alpha_T) \cos(\beta_T) & \sin(\beta_T) \\ -\sin(\alpha_T) & \cos(\alpha_T) & 0 \\ -\cos(\alpha_T) \sin(\beta_T) & -\sin(\alpha_T) \sin(\beta_T) & \cos(\beta_T) \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} \overrightarrow{D_x} \\ \overrightarrow{I_{a-b}} \\ \overrightarrow{D_y} \\ \overrightarrow{I_{a-b}} \\ \overrightarrow{D_z} \\ \overrightarrow{J_{a-b}} \end{Bmatrix} \quad (\text{B.32})$$

En consecuencia, las componentes del vector unitario de la intersección se representan como:

$$D_x' = \cos(\alpha_T) \cos(\beta_T) \frac{\overrightarrow{D_x}}{\overrightarrow{I_{a-b}}} + \sin(\alpha_T) \cos(\beta_T) \frac{\overrightarrow{D_y}}{\overrightarrow{I_{a-b}}} + \sin(\beta_T) \frac{\overrightarrow{D_z}}{\overrightarrow{I_{a-b}}} \quad (\text{B.33})$$

$$D_y' = -\sin(\alpha_T) \frac{\overrightarrow{D_x}}{\overrightarrow{I_{a-b}}} + \cos(\alpha_T) \frac{\overrightarrow{D_y}}{\overrightarrow{I_{a-b}}} \quad (\text{B.34})$$

$$D_z' = -\cos(\alpha_T) \sin(\beta_T) \frac{\overrightarrow{D_x}}{\overrightarrow{I_{a-b}}} - \sin(\alpha_T) \sin(\beta_T) \frac{\overrightarrow{D_y}}{\overrightarrow{I_{a-b}}} + \cos(\beta_T) \frac{\overrightarrow{D_z}}{\overrightarrow{I_{a-b}}} \quad (\text{B.35})$$

Ecuaciones de las Rectas Principales y Secundarias

La pendiente de la intersección proyectada en el plano $y'z'$ queda definida por:

$$m'_{a-b} = \frac{z'}{y'} = \frac{-\cos(\alpha_T) \sin(\beta_T) \frac{\overrightarrow{D_x}}{\overrightarrow{I_{a-b}}} - \sin(\alpha_T) \sin(\beta_T) \frac{\overrightarrow{D_y}}{\overrightarrow{I_{a-b}}} + \cos(\beta_T) \frac{\overrightarrow{D_z}}{\overrightarrow{I_{a-b}}}}{-\sin(\alpha_T) \frac{\overrightarrow{D_x}}{\overrightarrow{I_{a-b}}} + \cos(\alpha_T) \frac{\overrightarrow{D_y}}{\overrightarrow{I_{a-b}}}} \quad (\text{B.36})$$

Luego de encontrar las pendientes, se identifican los vértices tangentes (dos por cada intersección). Los vértices tangentes se obtienen al comparar la ecuación de las rectas

proyectadas de las intersecciones con la ecuación correspondiente a la sección de la excavación. Para el caso de análisis, la ecuación de la sección de excavación corresponde al de una circunferencia.

En la Figura B.5 se observan los dos vértices tangentes al considerar una línea de intersección entre dos planos de discontinuidad, considerando una sección de excavación circular de diámetro D_T a una profundidad H_T desde la superficie del terreno. Donde, el vértice tangente en el sector superior de la sección de excavación en el contacto con la recta principal se denomina vértice tangente principal de la intersección ($VTP[a - b]$), mientras que el vértice tangente ubicado en el sector inferior se denomina vértice tangente secundario de la intersección ($VTS[a - b]$).

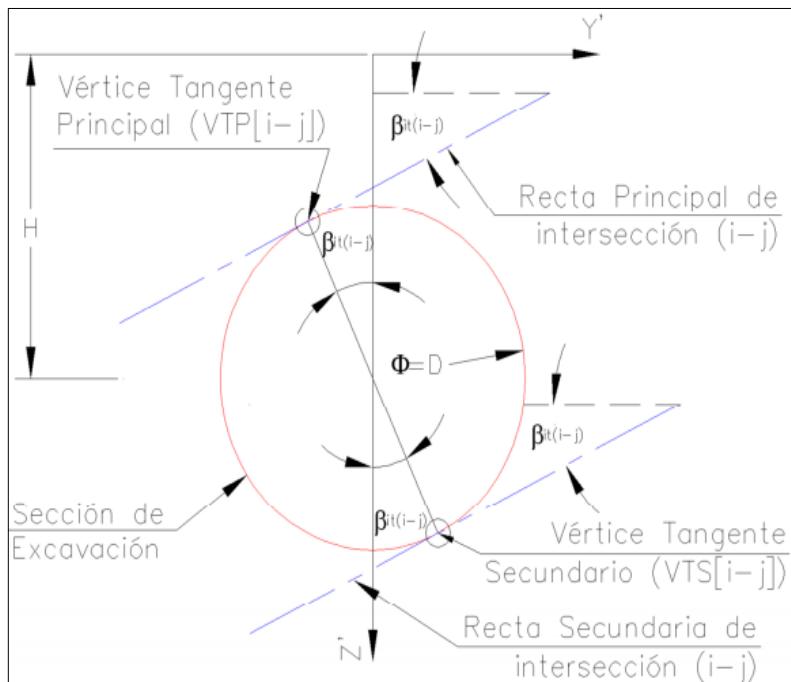


Figura B.5. Vértices tangentes principales y secundarios dada una intersección proyectada.
Fuente: Cañas, 2013.

Conociendo la pendiente de la intersección proyectada en el plano $y'z'$ mediante la ecuación (B.36), se obtiene el buzamiento de la intersección (β'_{a-b}) mediante la expresión:

$$\beta'_{a-b} = \tan^{-1}(m'_{a-b}) \quad (\text{B.37})$$

Luego, las coordenadas $y'z'$ del vértice tangente principal (VTP) se definen como:

$$y'_{VTP(a-b)} = \frac{D_T}{2} \operatorname{sen}(\beta'_{a-b}) \quad (\text{B.38})$$

$$z'_{VTP(a-b)} = H_T - \frac{D_T}{2} \cos(\beta'_{a-b}) \quad (\text{B.39})$$

Además, las coordenadas $y'z'$ del vértice tangente secundario (VTS) se representan como:

$$y'_{VTS(a-b)} = -\frac{D_T}{2} \operatorname{sen}(\beta'_{a-b}) \quad (\text{B.40})$$

$$z'_{VTS(a-b)} = H_T + \frac{D_T}{2} \operatorname{cos}(\beta'_{a-b}) \quad (\text{B.41})$$

Para encontrar la constante D_b que determina el corte de las rectas principales o secundarias ($p|s$) con el eje de la ordenada y' , se utiliza la siguiente expresión:

$$Db_{p|s(a-b)} = z'_{VTP|s(a-b)} - y'_{VTP|s(a-b)} \times \tan(\beta'_{a-b}) \quad (\text{B.42})$$

Reemplazando las expresiones (B.38) y (B.39) para obtener la constante D_b de la recta principal, y las expresiones (B.30) y (B.41) para obtener la constante D_b de la recta secundaria, se completa la información para obtener la ecuación correspondiente a cada recta de intersección proyectada:

$$z' = y' \tan(\beta'_{a-b}) + Db_{p|s(a-b)} \quad (\text{B.43})$$

Cuando $\beta'_{a-b} = 90^\circ$, no se halla la constante D_b de la recta y la ecuación de la recta es sustituida por:

$$y' = y'_{VTP|s(a-b)} \quad (\text{B.44})$$

Identificación de Posibles Ápices

Ya definidas las ecuaciones de las rectas principales y secundarias proyectadas en un plano perpendicular al eje del túnel, se obtienen los puntos donde estas se interceptan entre sí. Cada punto de corte entre rectas proyectadas se considera un posible ápice.

Para encontrar los puntos de corte entre las rectas se igualan cada una de sus correspondientes ecuaciones. A continuación, se presentan las expresiones para encontrar las coordenadas y' , z' de los posibles ápices entre dos intersecciones conformados por los planos a, b y c con buzamientos proyectados distintos a 90° :

$$y'_A = \frac{Db_{p|s(a-b)} - Db_{p|s(b-c)}}{m_{p|s(b-c)} - m_{p|s(a-b)}} \quad (\text{B.45})$$

$$z'_A = y_A m_{p|s(a-b)} + Db_{p|s(a-b)} \quad (\text{B.46})$$

Cuando alguna de las intersecciones cuenta con un buzamiento transformado $\beta'_{a-b} = 90^\circ$ (asumiendo que esa intersección es conformada por los planos $a - b$), y que se iguala con la recta producto de la intersección de los planos $b - c$ con buzamiento transformado $\beta'_{b-c} < 90^\circ$, las coordenadas del posible ápice se determinan por las siguientes expresiones:

$$y'_A = y'_{VTP|s(a-b)} \quad (\text{B.47})$$

$$z'_A = y_A m_{p|s(b-c)} + Db_{p|s(b-c)} \quad (\text{B.48})$$

Al considerar tres planos de discontinuidades (a , b y c), son doce los puntos de corte posibles entre las rectas. Los doce posibles ápices se encuentran al igualar las rectas presentadas en la Tabla B.1. Donde, al considerar tres sistemas de discontinuidades se concluye que a cada recta Principal o Secundaria le corresponden cuatro posibles ápices.

La Figura B.6 presenta la ubicación de los doce posibles ápices al considerar una sección de excavación circular. A continuación, se debe identificar los ápices correspondientes a los bloques críticos formados, sabiendo que, de los cuatro posibles ápices por recta Principal o Secundaria dos de ellos corresponden a ápices críticos.

Tabla B.1. Posibles ápices entre las rectas proyectadas.

ID Posible Ápice	Cruce entre rectas	
A1	Principal ($a - b$)	Principal ($a - c$)
A2	Principal ($a - b$)	Secundaria ($a - c$)
A3	Secundaria ($a - b$)	Principal ($a - c$)
A4	Secundaria ($a - b$)	Secundaria ($a - c$)
A5	Principal ($a - b$)	Principal ($b - c$)
A6	Principal ($a - b$)	Secundaria ($b - c$)
A7	Secundaria ($a - b$)	Principal ($b - c$)
A8	Secundaria ($a - b$)	Secundaria ($b - c$)
A9	Principal ($a - c$)	Principal ($b - c$)
A10	Principal ($a - c$)	Secundaria ($b - c$)
A11	Secundaria ($a - c$)	Principal ($b - c$)
A12	Secundaria ($a - c$)	Secundaria ($b - c$)

Fuente: Cañas, 2013.

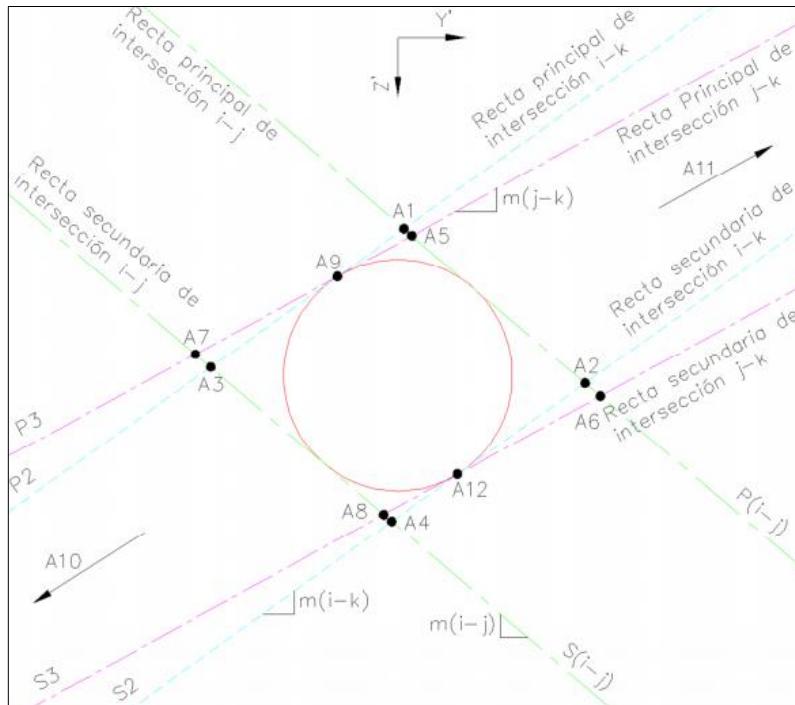


Figura B.6. Ubicación de los posibles ápices al considerar tres intersecciones entre planos de discontinuidad.

Fuente: Cañas, 2013.

Identificación de Ápices Críticos

Para encontrar cuales de los doce ápices se consideran ápices críticos, se encuentran las diferencias en las coordenadas x' , y' o z' entre los posibles ápices y los puntos de tangencia correspondientes. Por cada línea de intersección Principal o Secundaria es posible encontrar cuatro diferencias de coordenadas entre vértices tangentes y posibles ápices (dos con signo positivo y dos con signo negativo).

Así, la metodología define como ápices críticos a los dos puntos de intersección más cercanos a los vértices tangentes, correspondientes a las diferencias de menor magnitud negativa y menor magnitud positiva de las cuatro existentes por cada línea de intersección Principal o Secundaria.

De esta manera es posible identificar el ápice que define cada Bloque Crítico. En la Figura B.7 se muestra un ejemplo donde, mediante la comparación de las diferencias de los puntos de intersección con el vértice tangente, se ha llegado a la conclusión de que el punto $A5$ y $A2$ corresponden a ápices de los bloques críticos (formando así una vista en sección de las cuñas generadas).

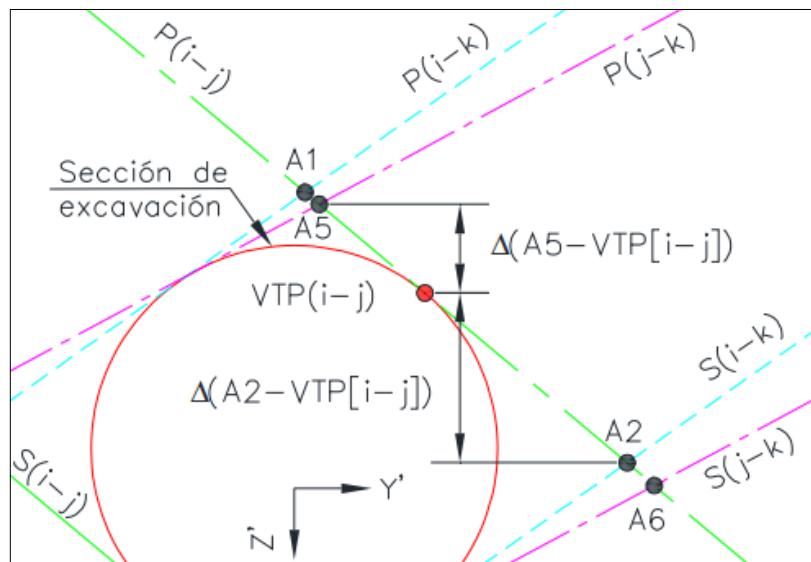


Figura B.7. Ápices de bloque crítico al analizar el vértice tangente y los puntos de intersección.
Fuente: Cañas, 2013.

ANEXO C ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE LA BARRA DE ACERO (PERNO)

La resistencia del perno esta típicamente establecida en el catálogo del proveedor, de esta forma se expone en la Tabla C.1 las especificaciones de resistencia para diferentes calidades de acero. Donde, la resistencia a la tracción corresponde al valor que la barra alcanza al momento de la rotura, mientras que la resistencia a la fluencia se refiere al umbral de aplicación de carga tal que el acero deja de trabajar de manera elástica (sin deformación remanente), dando paso a una deformación acumulada.

Tabla C.1. Especificaciones técnicas de proveedor de acero.

Calidad del acero	Resistencia a la tracción (Rm)		Límite de fluencia (Re)	
	Mpa	Kg/mm ²	Mpa	Kg/mm ²
A44 – 28H	440	44.9	280	28.6
A63 – 42H	630	64.2	420	42.8

Fuente: CODELCO (Chile). Vicepresidencia de Proyectos, 2015.

De manera complementaria, los proveedores informan otras características adicionales de las barras de acero, como se muestra en la Tabla C.2.

Tabla C.2. Especificaciones geométricas de proveedor de acero.

Características nominales				Dimensiones de los resalte		
Diámetro (mm)	Masa (kg/m)	Sección (cm ²)	Perímetro (cm)	Espaciamiento medio máximo (mm)	Altura media mínima (mm)	Ancho base máximo (mm)
6	0.222	0.283	1.89	-	-	-
8	0.395	0.503	2.51	5.60	0.32	2.00
10	0.617	0.785	3.14	7.00	0.40	2.50
12	0.888	1.13	3.77	8.40	0.48	3.00
16	1.58	2.01	5.03	11.20	0.64	4.00
18	2.00	2.54	5.65	12.60	0.72	4.50
22	2.98	3.80	6.91	15.40	1.10	5.50
25	3.85	4.91	7.85	17.50	1.25	6.30
28	4.83	6.16	8.80	19.60	1.40	7.00
32	6.31	8.04	10.10	22.40	1.60	8.00
36	7.99	10.20	11.30	25.20	1.80	9.00

Fuente: CODELCO (Chile). Vicepresidencia de Proyectos, 2015.