



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**  
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA  
INGENIERÍA CIVIL—ANÁLISIS Y DISEÑO DE OBRAS PARA VÍAS TERRESTRES

ANÁLISIS PROBABILÍSTICO DE LA ESTABILIDAD DEL FRENTE DE TÚNELES  
EXCAVADOS EN ROCA

MODALIDAD DE GRADUACIÓN: TESIS  
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:  
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:  
ROBERTO DE JESÚS RIVAS MEDINA

TUTOR PRINCIPAL  
JUAN MANUEL MAYORAL VILLA, INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM

MÉXICO, D. F. JULIO 2014



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

**JURADO ASIGNADO:**

Presidente: Dr. Romo Organista Miguel Pedro  
Secretario: Dr. Rivera Constantino Rigoberto  
Vocal: Dr. Mayoral Villa Juan Manuel  
1<sup>er</sup>. Suplente: Dr. Peña Mondragón Fernando  
2<sup>do</sup>. Suplente: Dra. García Benítez Silvia Raquel

Lugar donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

**TUTOR DE TESIS:**

---

JUAN MANUEL MAYORAL VILLA



## DEDICATORIA

A mis Padres y Hermanos.

Raúl verduzco Murillo, gracias por su apoyo.

Y a todas las personas que estuvieron presentes durante la realización de este trabajo.

*“La victoria es del más perseverante”*

**Napoleón Bonaparte**



## A G R A D E C I M I E N T O S

A la Universidad Nacional Autónoma de México y a la Facultad de Ingeniería por darme la oportunidad de recibir una preparación universitaria.

Al Dr. Juan Manuel Mayoral Villa por su dirección y consejo durante la elaboración de este trabajo.

Al Dr. Miguel Pedro Romo Organista, Dr. Rigoberto Rivera Constantino, Dr. Fernando Peña Mondragón y a la Dra. Silvia Raquel García Benítez, por sus observaciones y comentarios dirigidos a este trabajo.

A mis compañeros del Instituto de Ingeniería por sus comentarios y por hacerme pasar buenos momentos dentro de esta institución.

*“Un defecto que impide a los hombres actuar es no saber de qué son capaces”*

**Jacques-Bénigne Bossuet**



## ÍNDICE

	Págs.
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. Objetivos	2
1.2. Alcances	2
2. ANTECEDENTES	7
2.1. Caracterización de macizos rocosos	7
2.1.1. Descripción del sitio y sus alrededores	7
2.1.2. Sondeos exploratorios	8
2.1.3. Pruebas de laboratorio	9
2.1.3.1. Compresiones simples	
2.1.3.2. Pruebas de compresión triaxial	
2.1.3.3. Resistencia al esfuerzo cortante de las discontinuidades	
2.1.4. Clasificación geomecánica	10
2.1.4.1. Sistema Rock Mass Rating	
2.1.4.2. Sistema Q	
2.1.5. Criterio de falla de Hoek y Brown	18
2.1.6. Relación de Poisson	26
2.1.7. Ángulo de dilatación	26
2.2. Funciones de desempeño	27
2.2.1. Conceptos básicos de probabilidad y estadística	27
2.2.1.1. Evaluación de la dispersión de las variables aleatorias	
2.2.1.2. Histogramas y funciones densidad de probabilidad	
2.2.1.3. Correlación lineal de dos variables	
2.2.2. Confiabilidad y probabilidad de falla	31
2.2.2.1. Descripción gráfica de conceptos de confiabilidad	
2.2.2.2. Métodos analíticos	
2.3. Métodos probabilísticos en las metodologías de diseño	35



2.4. Tendencias actuales de diseño	41
3. METODOLOGÍA DE ANÁLISIS	42
3.1. Obtención de los parámetros de diseño	43
3.2. Análisis de confiabilidad	43
3.3. Análisis numérico	44
3.3.1. Factor de seguridad	44
3.3.2. Procedimiento de construcción	45
3.3.3. Revestimiento primario	45
4. CASO DE ESTUDIO	46
4.1. Estimación de la calidad del macizo rocoso	47
4.1.1. Información obtenida de la exploración geotécnica	47
4.1.2. Características de las discontinuidades	48
4.1.3. Aplicación del método basado en el <i>Rock Mass Rating</i> 89	49
4.2. Determinación de las propiedades de diseño	49
4.2.1. Revisión de las ecuaciones de Hoek y Brown	49
4.2.2. Análisis de sensibilidad	50
4.2.3. Propiedades de diseño	54
4.2.3.1. Parámetros de resistencia	
4.2.3.2. Parámetros de deformación	
4.2.4. Modelo de diferencias finitas	55
4.2.4.1. Simulación del procedimiento de excavación	
5. RESULTADOS	58
5.1. Colocación inmediata del revestimiento primario	58
5.1.1. Factores de seguridad	58
5.1.2. Análisis probabilístico del estado límite de falla	60
5.1.3. Asentamientos	62
5.2. Colocación del revestimiento primario en etapa subsecuente de excavación	66
5.2.1. Factores de seguridad	66



5.2.2. Análisis probabilístico del estado límite de falla	68
5.2.3. Asentamientos	69
6. CONCLUSIONES	74
7. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	77



## 1. INTRODUCCIÓN

En los últimos 50 años la ingeniería de túneles ha tenido un avance significativo, impulsado principalmente por la especialización de equipos y procedimientos constructivos, la mejora de las herramientas computacionales y el desarrollo de sofisticadas metodologías de análisis, mismas que han surgido del estudio de túneles instrumentados y de fallas catastróficas ocurridas alrededor del mundo, otro resultado es la determinación de los factores que tienen mayor repercusión en el diseño, elementos que se han adoptado y aplicado en Diseños Basados en el Desempeño (DBD) del túnel.

Criterios DBD en conjunto con un análisis del posible daño en estructuras aledañas y la evaluación del riesgo para garantizar a corto y largo plazos la seguridad e integridad del túnel, son la tendencia actual en el diseño de este tipo de obras. Es común combinar la metodología PBD con un proceso de instrumentación y toma de mediciones, con la finalidad de validar los resultados del modelo numérico y, sí es el caso, calibrarlos para obtener una mejor predicción del comportamiento del terreno. En el caso de rocas, un diseño PBD ofrece grandes ventajas en el manejo de las incertidumbres que se tienen en la caracterización y definición de las propiedades del macizo rocoso, condición derivada de sus características geomorfológicas.

En este trabajo de tesis se desarrolla un marco metodológico novedoso para el diseño de túneles construidos en rocas fracturadas que busca unificar la revisión de los estados límites de falla y de servicio a partir de la extensión para macizos rocosos del criterio propuesto por Mayoral (2014) para suelos de grano fino cementados.

El primer paso es la caracterización geomecánica de la roca, para después aplicar el método de estimación puntual de dos variables, BPEM (Rosenblueth, 1981), junto con modelos



tridimensionales de diferencias finitas, para obtener distribuciones espaciales del factor de seguridad, probabilidades de falla, índices de confiabilidad y movimientos del terreno alrededor del frente del túnel, simultáneamente. Los modelos tridimensionales de diferencias finitas se desarrollarán con el programa FLAC<sup>3D</sup>.

La metodología se aplica a un túnel hipotético cuya sección de excavación presenta un diámetro de 8.7 m, con una cobertura de 37 m, que pasa a través de una formación andesítica-dacítica, similar a las que se encuentran en los alrededores del Noroeste de la ciudad de México.

### **1.1 Objetivos**

De manera general el problema a resolver es el diseño de túneles cuyo trazo pasa a través de macizos rocosos, revisando los estados límite de falla y de servicio, y manejando las incertidumbres asociadas con la caracterización geomecánica del macizo rocoso. A partir de la respuesta de modelos de diferencias finitas, caracterizados con propiedades derivadas de un estudio paramétrico de las propiedades del macizo, y teniendo como umbral estados límite de falla y de servicio, se determina las probabilidades de falla y los índices de confiabilidad correspondientes. La metodología planteada se ejemplifica aplicándola a la revisión de un tramo que cruza una formación andesítica-dacítica fracturada.

### **1.2 Alcances**

Para un correcto diseño y construcción de túneles, en zonas densamente pobladas, se requiere de una apropiada definición de estados límites de falla y servicio, punto fundamental para la aplicación y evaluación de la metodología PBD, ya que son las bases para discriminar entre un buen o mal comportamiento del túnel. Su definición también ayuda a garantizar la mejor solución desde el punto de vista económico. Este aspecto se encuentra definido por distintos factores, sin embargo, los que tienen mayor repercusión son aquellos inherentes al proceso constructivo y las propiedades empleadas en el diseño. Dentro de aquellas propias del proceso constructivo se encuentran longitudes de avance de la excavación, tipo de revestimiento y materiales que lo conforman, entre otras, teniendo como característica fundamental el que son controlables.



Por otro lado, aquellas relacionadas con las propiedades de diseño, no son posibles de predecir exactamente, en el caso de macizos rocosos debido a características inherentes a su génesis y a diferentes procesos de intemperismo, mismos que propician una gran heterogeneidad en su estructura. Este aspecto se pretende considerar mediante un tratamiento geo-estadístico de las propiedades.

Factores asociados a las propiedades han sido causa de fallas de diferentes túneles alrededor del mundo (Tablas 1.1 a 1.3), en las Tablas sólo se presentan el país, la fecha, la posible causa de la falla y el nombre del proyecto al que pertenece el túnel, sin embargo, se omiten detalles acerca de las consecuencias de ella, aspecto que no debe dejarse a un lado ya que pone en evidencia que la falla de un túnel en áreas urbanas no es un hecho aislado, sino que engloba grandes consecuencias. Entre las consecuencias (figura 1.1) obvias, se encuentra el impacto sobre estructuras superficiales y el costo que implica rehabilitarlas, pero también se puede llegar a afectar la salud e integridad física de los peatones y del personal de construcción, lo que es motivo de preocupación y que incita a tomar mayores precauciones en el diseño y durante las actividades de construcción. La metodología de análisis DBD ofrece ventajas sobre el diseño convencional ya que su enfoque no sólo se basa en la determinación de la estabilidad del frente, techo o paredes del túnel, sino que asocia otras condiciones del comportamiento del terreno, tales como deformaciones y su impacto en estructuras adyacentes a la zona de influencia de la excavación.

En conjunto, estas previsiones nos llevan a visualizar el problema de diseño de túneles desde varios puntos de vista ya que se consideran restricciones asociadas a las condiciones en superficie y las posibles repercusiones que envuelve una posible falla catastrófica (figura 1.2a); pero también se tiene presente los daños que ocasionarían deformaciones excesivas (figura 1.2b). El empleo de modelos numéricos tridimensionales va de la mano con esta metodología ya que como resultado se obtienen deformaciones en sentido longitudinal y transversal al eje del túnel y factores de seguridad asociados a diferentes condiciones de análisis.

**Tabla 1.1 Colapsos de Túneles, asociados con inestabilidad del frente en NATM, o métodos de construcción similares**

<b>País</b>	<b>Fecha</b>			<b>Proyecto</b>	
Hong-Kong	12	Septiembre	1977	Estación Prince Edward, Carretera Nathan	
Zuiza			1989	Línea M1 y M2	
	22	Febrero	2005	Maetro Lausanne	
		Febrero	2002	Chienberg y Wolfacher Túneles del norte	
Portugal	30	Julio	1994	Túnel Montemor	
	1	Agosto	1994		
Alemania	27	Septiembre	1994	Metro de Munich en Trudering	
Inglaterra	21	Octubre	1994	Heathrow Express	
Francia	26	Octubre	1994	Túnel <i>Des Hurtieres</i> ,	
	8	Marzo	1995	Autopista A-43	
				Línea Meteor, Metro de Paris.	
	15	Febrero	2003		
U.S.A.	22	Junio	1995	Metro de los Angeles	
		Junio	1996	Túnel del Hollywood Boulevard	
		1	Noviembre	2000	Túnel del aeropuerto de Dulles
Austria	11	Agosto	2001	Túnel Herzogberg	
Taiwan		Agosto	2002	Taiwan high speed railway, Taoyuan	
Japan	11	Septiembre	2003	Túnel de Iimaya, Shinkansen Hokuriku	
China			2003	Metro de Shangai	
	17	Enero	2008	Metro de Guangzhou	
	16	Noviembre	2008	(línea 5)	
España	1	Diciembre	2000	Túnel of Artxandra	
	5	Agosto	2004	Línea 5, metro de Barcelona.	
				El depot.	
	27	Enero	2005		
	14	Diciembre	2008	AVE de Valencia	
Taiwan	29	Mayo	2004	Metro de Kaohsiung	
	13	Julio	2004		
	10	Agosto	2004		
	10	Diciembre	2005		
Australia	2	Noviembre	2005	Túnel de Lane Cove, Sidney	
Brazil	12	Enero	2007	Metro de Sao Paulo	



**Tabla 1.2 Colapsos de túneles asociados a una escasa exploración geotécnica, y con una variación inesperada en la estratigrafía**

País	Fecha	Proyecto
Inglaterra*	1964 1965	Metro de Londres; en Green Park y Victoria station, respectivamente
Alemania**	27 Septiembre 1980	Metro de Munich
Rumania**	1985	Túnel de tren Gibei
Grecia**	Junio 1994	Metro de Athenas

\*Construido con escudo de fente abierto

\*\*Construido por medio aplicando el NATM

**Tabla 1.3 Colapsos de túneles asociados a otras causas**

País	Fecha	Proyecto
Italia*	1970	Túnel de Gran Sasso
Korea** ,***	11 Febrero 1992 7 Enero 1993 1 Febrero 1993	Línea 5 del Metro de Seul
Austria***	Varios colapsos, 1993-1995	Túnel carretero, secciones T3-T4

\*Paso a través de una falla geológica

\*\*\*Influencia de la explosión.

\*\*Exploración geotécnica escasa



**Figura 1.1 Diferentes consecuencias asociadas a la falla de un túnel**



**Figura 1.2a y 1.2b Ejemplos de falla catastrófica y de falla por deformaciones excesivas**



## **2. ANTECEDENTES**

### **2.1 Caracterización de macizos rocosos**

En todo trabajo geotécnico es necesario conocer las características generales del sitio de construcción con el propósito de detectar aquellos aspectos que pueden tener relevancia en el diseño y construcción del túnel o de cualquier otra estructura. Para el caso que nos compete, y con la finalidad de realizar una buena caracterización del macizo rocoso, se requiere conocer tanto las características de las partes intactas que lo conforman como de los contactos entre cada una de ellos.

#### **2.1.1 Descripción del sitio y sus alrededores**

Un recorrido en el sitio es una actividad preponderante y multidisciplinaria donde se detectan todas las dificultades que pudieran afectar el desarrollo del proyecto, pero también aquellas que le son benéficas. Las condiciones ambientales, orográficas, climáticas, entre otras, repercuten en las diferentes etapas del proyecto ya que de alguna manera pueden representar un obstáculo al mismo, por ejemplo, una topografía accidentada implica el empleo de equipos especiales o la implementación de estructuras *ex profeso* para la ejecución de sondeos exploratorios. Aunque esta información es útil al proyecto difícilmente aportan datos para precisar el comportamiento del macizo, por ello, desde el punto de vista geotécnico, el interés se centra en dos puntos:

- ⇒ la determinación de las características geológicas del sitio (como el tipo de rocas existentes, la presencia de fracturas y condiciones locales que las afecten).
- ⇒ El objetivo es conocer al macizo; para ello se deberá realizar una descripción a detalle de las discontinuidades determinado su separación y longitud de desarrollo, es decir, su distribución espacial en el macizo. Otra característica a describir es el tipo de contacto, cuya clasificación depende de la abertura de la discontinuidad, ya que de acuerdo con su magnitud el contacto entre fragmentos será libre (roca-roca) o compuesto (roca-suelo-roca).



Independientemente del tipo de contacto será necesario establecer la rugosidad de las caras de los bloques por medio de alguna de las diferentes técnicas de caracterización geo-mecánica.

### 2.1.2 Sondeos exploratorios

La descripción superficial del macizo es una primera etapa de conocimiento pero es necesario conocer las características de los materiales a profundidad. De la industria minera se extrajo una técnica de exploración denominada “*wire line*” que tiene la gran ventaja de recuperar muestras aptas para su ensaye en laboratorio y que además sirven para determinar dos parámetros de calidad: el porcentaje de recuperación ( $\% R$ ) y el  $RQD$  (Rock Quality Designation).

El porcentaje de recuperación se determina como la relación de la longitud recuperada ( $L_{rec}$ ) entre la longitud perforada ( $L_{per}$ ) y se expresa como sigue:

$$\% R = \frac{L_{rec}}{L_{per}} 100 \quad (2.1)$$

Por su parte el  $RQD$  se determina como la relación de la sumatoria de las longitudes de los fragmentos de roca mayores a 10 cm ( $\Sigma L_{> 10cm}$ ) entre  $L_{per}$ , la siguiente expresión resume lo planteado:

$$\% RQD = \frac{\Sigma L_{> 10cm}}{L_{per}} \cdot 100 \quad (2.2)$$

Estos parámetros se pueden determinar en campo inmediatamente después de la extracción de las muestras (que es lo más recomendable), sin embargo, también es posible determinarlos en laboratorio. Con base en los valores del  $RQD$  es posible asignar cierto parámetro de calidad a la roca (Tabla 2.1).

**Tabla 2.1 Correlación entre el RQD y la calidad de la roca (Deere y Deere, 1988)**

<b>RQD</b>	<b>Calidad de la roca</b>
0-25	Muy pobre
25-50	Pobre
50-75	Media
75-90	Buena
90-100	Muy buena



### 2.1.3 Pruebas de laboratorio

Existen diferentes pruebas de laboratorio para determinar las características de resistencia de los fragmentos de roca intacta. Entre ellas se encuentran las pruebas de compresión simple ( $q_u$ ) y las de compresión puntual ( $q_{up}$ ).

#### 2.1.3.1 Compresiones simples

Las pruebas de compresión simple ( $q_u$ ), o compresión no confinada, se realizan sobre aquellos cilindros de roca cuya relación longitud/diámetro se ubica entre 2 y 2.5 ( $2.5 > L/D_m > 2$ ), pudiéndose cortar para cumplir con esta relación. El valor de  $q_u$  corresponde al esfuerzo máximo de la curva esfuerzo deformación ( $\sigma$ - $\varepsilon$ ).

Las pruebas para obtener el valor de la compresión puntual ( $q_{up}$ ) se realizan sobre fragmentos de roca de forma regular, ya sea cilíndrica o de paralelepípedo, sin embargo, se pueden realizar sobre fragmentos de cualquier forma, siempre y cuando cumplan con ciertas relaciones geométricas (ISRM, 1989). Ya que con la técnica “*wire line*” se extraen muestras cilíndricas, para poder realizar esta prueba sobre ellas se deberá cumplir con lo siguiente:

- ⇒ Tener una relación  $L/D_m > 1$
- ⇒ Las puntas deben estar a una distancia de al menos  $0.5 D_m$  de cada uno de los extremos de la muestra

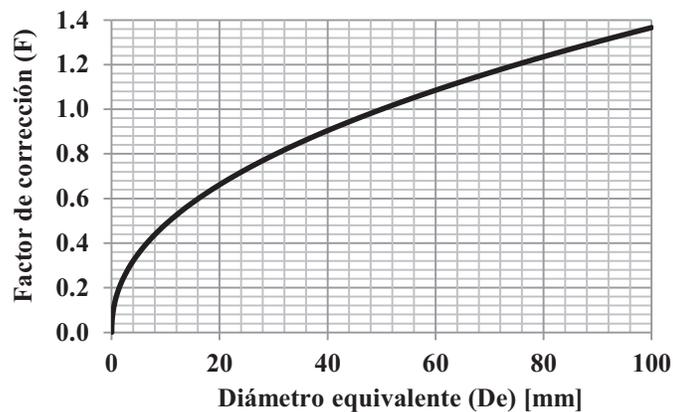
La carga en la de falla ( $P$ ) obtenida en esta prueba se divide entre el diámetro equivalente de la muestra ( $D_e$ ) al cuadrado, con esta relación se obtiene el factor  $I_S$  que es la resistencia puntual de la probeta no corregida, por tanto:

$$I_S = \frac{P}{D_e^2} \quad (2.3)$$

El valor de  $D_e$  para muestras cilíndricas coincide con su diámetro nominal ( $D_m$ ).

El valor antes obtenido debe corregirse, el factor de corrección ( $F$ ) se obtiene en función del diámetro de la probeta, para ello se emplea la gráfica mostrada en la figura 2.1. El cálculo de  $I_S$  corregido ( $I_{S50}$ ) se efectúa con la expresión:

$$I_{S50} = F I_S \quad (2.4)$$



**Figura 2.1 Factores de corrección para el  $I_s$ , en función del diámetro de la probeta**

### 2.1.3.2 Pruebas de compresión triaxial

Es posible aplicar la prueba de compresión triaxial convencional ( $\sigma_2 = \sigma_3$ ) a cilindros de roca que cumplan con las mismas relaciones geométricas que los cilindros empleados en la prueba de compresión no confinada. Lo anterior se realiza con la intención de determinar la relación entre el esfuerzo máximo vertical aplicado ( $\sigma_1$ ) y la presión de confinamiento ( $\sigma_3$ ), útil para aplicar el criterio de Hoek y Brown, mismo que se describirá posteriormente. Aunque es viable aplicar este tipo de pruebas, en la práctica no es común emplearlas debido, principalmente, a restricciones técnicas como el rango de esfuerzos que se puede aplicar en un equipo triaxial convencional, ya sea de carga o deformación controlada, pero también al daño que pueden sufrir los equipos por los esfuerzos tan grandes a los que se pueden estar sometidos.

### 2.1.3.3 Resistencia al esfuerzo cortante de las discontinuidades

Cuando se determine que las condiciones de sitio, en conjunto con las características del proyecto propicien el deslizamiento de alguna cuña de roca, su análisis y estabilización deberán sustentarse en pruebas de corte directo. Para ello deberá reproducirse en laboratorio el contacto de los fragmentos de roca y variar el esfuerzo normal para generar la ley de resistencia.

### 2.1.4 Clasificación geomecánica

Basados en la experiencia recopilada durante años, en pruebas sobre muestras representativas y en la descripción de las características del macizo, se han desarrollado diferentes métodos para calificar un macizo rocoso. Entre los métodos más empleados se encuentra el propuesto por Bieniawski y el propuesto por Barton, ambos se describen a continuación.



#### 2.1.4.1 Sistema Rock Mass Rating

El Rock Mass Rating (*RMR*) fue desarrollado por Bieniawski en 1976 y la actualización a su metodología, misma que fue publicada en 1989. Para aplicar esta metodología es necesario conocer la resistencia  $q_u$  o  $q_{up}$  de fragmentos de roca intacta, el parámetro de calidad *RQD* de los núcleos obtenidos mediante la técnica “*wire line*”, y las características de las discontinuidades del macizo, tales como separación, condición (rugosidad) y orientación.

En la Tabla 2.2 se presentan los principales aspectos a considerar en la calificación del macizo. Con el punto 1 se califica a los fragmentos de roca intacta en función de su resistencia y en el 2 la calidad de los núcleos recuperados con base en los valores de *RQD*. Los puntos 3 y 4 califican al macizo considerando las características de las discontinuidades en él presentes, siendo el punto 3 el que toma en cuenta su separación y el 4 el que califica la condición en que se encuentran. En la Tabla 2.3 se describen a detalle las características que deben ser evaluadas, con el fin de dar una calificación más precisa.

La puntuación máxima,  $RMR_{89 \text{ max}}$ , que pudiera presentar un macizo es de 100, que corresponde a una calidad excelente. Algunos factores que reducen la puntuación del macizo, con base en que tan desfavorable resulta la orientación de las discontinuidades respecto a la excavación se presentan en la Tabla 2.4. El término desfavorable expresa que la orientación de las discontinuidades incentivará algún deslizamiento durante los trabajos de excavación, el término favorable indica lo contrario.

Terzaghi en los años cuarenta propuso las cargas a las que se sometería el sistema de soporte de un túnel tan solo basándose en una descripción geológica de los materiales dentro de los cuales estaría inmerso el túnel. Bieniawski (1989) hace lo propio con base en el valor de  $RMR_{89}$  sugiere el procedimiento constructivo y el tipo de sostenimiento a emplear. Para el proceso constructivo da recomendaciones sobre el tipo de excavación a realizar teniendo como alternativas el frente abierto o por secciones. Da sugerencias sobre cuando colocar anclas, proponiendo su posición y separación longitudinal. También propone el espesor y las zonas donde se debe colocar concreto (*shotcrete*).

Adicionalmente, indica las circunstancias en las que conviene colocar marcos de acero, estipulando además, sus características y separación. En la Tabla 2.5 se presenta la propuesta de Bieniawski para el proceso constructivo y estructura de soporte del túnel, todo ello con base en los valores de *RMR*.



**Tabla 2.2 Aspectos a considerar en la calificación del macizo y su puntuación asociada**

Parámetro		Rango de valores							
1	Resistencia de los fragmentos intactos	Índice de resistencia puntual [MPa]	> 10	4-10	2-4	1-2	Para este rango, se prefiere la prueba de compresión simple		
		Resistencia en compresión simple [MPa]	> 250	100-250	50-100	25-50	5-25	1-5 < 1	
	<b>Puntuación</b>		15	12	7	4	2	1 0	
2		RQD [%]	90 - 100	75 - 90	50 - 75	25 - 50	< 25		
		<b>Puntuación</b>	20	17	13	8	3		
3		Espaciamiento de las Discontinuidades [m]	> 2	0.6 - 2	0.2 - 0.6	0.06 - 0.20	< 0.06		
		<b>Puntuación</b>	20	15	10	8	5		
4	Condición de las discontinuidades		Superficie muy rugosa. Sin continuidad. No están separadas. Paredes en contacto.	Paredes ligeramente rugosas. Separación n < 1 mm. Paredes ligeramente alteradas.	Paredes ligeramente rugosas. Separación < 1 mm. Paredes altamente alteradas.	Contacto < 5 mm de espesor o separado de 1-5 mm. Continuo.	Contacto > 5 mm espesor o separado > 5 mm. Continuo.		
		<b>Puntuación</b>	30	25	20	10	0		
5	Condiciones hidráulicas		Flujo por cada 10 metros de túnel (l/m)	<10	10 - 25	25 - 125	> 125		
			(Presión de agua en las juntas) / (Esfuerzo principal mayor)	0	< 0.1	0.1 - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5	
			Condiciones generales	Completamente seco	Húmedo	Mojado	Goteando	Fluyendo	
	<b>Puntuación</b>	15	10	7	4	0			

**Tabla 2.3 Descripción detallada de la condición de las discontinuidades**

Longitud de las discontinuidades [m]	< 1	1 - 3	3 - 10	10 - 20	> 20
<b>Puntuación</b>	6	4	2	1	0
Separación (abertura)	None	< 0.1 mm	0.1 - 1.0 mm	1 - 5 mm	> 5 mm
<b>Puntuación</b>	6	5	4	1	0
Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Lisa	"Slickensided"
<b>Puntuación</b>	6	5	3	1	0
Relleno	Nada	Relleno duro < 5mm	Relleno duro > 5mm	Relleno suave < 5mm	Relleno suave > 5mm
<b>Puntuación</b>	6	4	2	2	0
Alteración	No alterada	Ligeramente alterada	Moderadamente alterada	Fuertemente alterada	Muy alterada
<b>Puntuación</b>	6	5	3	1	0



**Tabla 2.4 Reducción del RMR por orientación de las discontinuidades**

Orientación	Muy favorable	Favorable	Media	Desfavorable	Muy desfavorable
<b>Túneles &amp; minas</b>	0	-2	-5	-10	-12
<b>Puntuaciones Cimentaciones</b>	0	-2	-7	-15	-25
<b>Taludes</b>	0	-5	-25	-50	

**Figura 2.5 Recomendaciones hechas por Bieniawski para el proceso constructivo y soporte del túnel**

Tipo de macizo rocoso	Excavación	Pernos de anclaje (20 mm de diámetro, lleno de lechada)	Concreto lanzado	Marcos de acero
<b>I. Roca muy buena RMR: 81 - 100</b>	Sección completa, 3 m de avance	Generalmente no se requiere de soporte, a excepción de pernos de anclaje		
<b>II. Roca Buena RMR: 61 - 80</b>	Sección completa. 1 - 1.5 m de avance. Soporte completo hasta 20 m atrás del frente de excavación.	Localmente se colocan pernos de anclaje en la corona del túnel, de 3 m de longitud @ 2.5 m, se coloca malla de alambre ocasionalmente	0.05 m en la corona, solo donde se requiera	No son necesarios
<b>III. Roca media RMR: 41 - 60</b>	Excavación de la sección media superior en avances de 1.5 – 3 m y banqueo. Colocación del sistema de soporte después de cada voladura. Soporte completo hasta 10 m atrás del frente de excavación.	Sistema de pernos en la corona y hastiales del túnel, de 4 m de longitud @ 1.5 - 2 m. En la corona se colocan junto con malla de alambre	0.05 – 0.10 m en la corona y 0.03 m en los costados	No son necesarios
<b>IV. Roca mala RMR: 21 - 40</b>	Excavación de la sección media superior en avances de 1 – 1.5 m y banqueo. Instalación del soporte simultáneamente con la excavación.	Sistema de pernos en la corona y hastiales del túnel, de 4 - 5 m de longitud @ 1 – 1.5 m. En la corona se colocan junto con malla de alambre	0.1 – 0.15 m en la corona y 0.1 m en los costados	Marcos ligeros a medios separados 1.5 m, donde se requieran
<b>V. Roca muy mala RMR &lt; 20</b>	Multiple drifts 0.5-1.5 m advance in top heading. Instalación del soporte simultáneamente con la excavación. Concreto lanzado se coloca después de una posible voladura.	Sistema de pernos en la corona y hastiales del túnel, de 5 - 6 m de longitud @ 1 – 1.5 m. En la corona se colocan junto con malla de alambre. Perno invertido	0.15 – 0.20 m en la corona, 0.15 m en los costados y en el frente	Marcos medios a pesados separados 0.75 m, con separadores de acero y paraguas si es necesario.



### 2.1.4.2 Sistema Q

Desarrollado por Barton (1974) se califica la calidad del macizo rocoso a través del valor de la variable  $Q$ . A diferencia del método de Bieniawski esta metodología no considera la resistencia de los fragmentos intactos del macizo, considera las características de las discontinuidades y el  $RQD$ , y adiciona un factor en el que se contemplan los esfuerzos presentes en el macizo. El valor  $Q$ , como medida de la calidad de cierto macizo rocoso, no se da por la suma de las puntuaciones de cada característica considerada, sino a través de la expresión siguiente:

$$Q = \left( \frac{RQD}{J_n} \right) \left( \frac{J_r}{J_a} \right) \left( \frac{J_w}{SRF} \right) \quad (2.5)$$

Donde:  $J_n$ : número por conjunto de juntas

$J_r$ : número por rugosidad de las juntas

$J_a$ : número por alteración de las juntas

$J_w$ : factor de reducción por presencia de agua en juntas

$SRF$ : factor de reducción por esfuerzo (“*Strength Factor Reduction*”)

Como se puede observar el valor de  $Q$  es directamente proporcional al  $RQD$ ,  $J_r$  y  $J_w$ , e inversamente proporcional a los valores de  $J_n$ ,  $J_a$  y  $SRF$ . De acuerdo con Barton (et. al., 1974), el primer cociente que define el valor de  $Q$  representa un valor grueso del tamaño de los bloques que forman al macizo, el segundo es la relación entre la rugosidad y el grado de alteración de las paredes de las juntas, la tangente inversa de este valor representa numéricamente la fricción existente entre las paredes de las juntas ( $\phi$ ). Por último, el tercer cociente se forma, en el numerador, por un factor que mide la presión del agua en las grietas y  $SRM$  un valor del esfuerzo vertical efectivo, en conjunto representan una medida del esfuerzo efectivo activo en el macizo.

En la Tabla 2.1 se presenta una relación empírica que asocia los valores de  $RQD$  con la calidad de la roca. Los valores de  $J_n$ ,  $J_r$ ,  $J_a$ ,  $J_w$  y  $SRF$  se presentan en las Tablas 2.6 a 2.10, en ellas a partir de las características de las juntas se le asigna un valor a cada variable. De manera general se puede establecer que los valores de  $Q$  se encontrarán entre 0.001 y 1000, correspondiendo estos valores a roca de pésima y excelente calidad, respectivamente. De manera similar a Bieniawski, a partir del valor de  $Q$ , Barton establece algunos parámetros a considerar para el diseño del sistema de soporte del túnel, para ello divide en diferentes clases a los macizos rocosos en función de sus valores de  $Q$ , en la Tabla 2.11 se presenta esta clasificación.

**Tabla 2.6 Número por conjuntos de juntas ( $J_n^{*,**}$ )**

Descripción	Valor
A. Masivo o con pocas juntas	0.5-1
B. Un conjunto de juntas	2
C. Un conjunto de juntas, aleatorias	3
D. Dos conjuntos de juntas	4
E. Dos conjuntos de juntas, aleatorias	6
F. Tres conjuntos de juntas	9
G. Tres conjuntos de juntas, aleatorias	12
H. Cuatro o más conjuntos de juntas, aleatorias, altamente fracturado, “cubos de azúcar”	15
J. Roca fracturada, como suelo	20

\*Para intersecciones usar  $3J_n$ , \*\*Para portales usar  $2J_n$

**Tabla 2.7 Número por rugosidad de las juntas ( $J_r^{*,**}$ )**

Descripción	Valor
<b>a) Paredes de roca en contacto</b>	
<b>b) Paredes de roca en contacto 10 cm antes del corte</b>	
A. Juntas discontinuas	2
B. Rugosa o irregular, ondular	3
C. Lisa, ondular	4
D. Impermeable, ondular	6
E. Rugosa o irregular, plana	9
F. Lisa, plana	12
G. Impermeable, plana	15
<b>c) No hay contacto entre las paredes de la roca</b>	
H. Minerales arcillosos con el espesor suficiente para evitar el contacto de las paredes de roca intacta	1 (nominal)
J. Arenilla, gravilla o una zona de roca fracturada con el espesor suficiente para evitar el contacto de las paredes de roca intacta	1 (nominal)

\*Agregar 1 si la separación media del conjunto de juntas más relevante es mayor que 3 m

\*\* $J_r=0.5$  puede ser empleado para juntas planas impermeables, alineadas favorablemente

**Tabla 2.8 Número por alteración de las juntas ( $J_a$ )**

Descripción	Valor
<b>a) Paredes de roca en contacto</b>	
A. Sanas y bien cerradas, sin ablandamiento con relleno impermeable	0.75
B. Paredes de las juntas inalteradas, con indicios de alteración solo en la superficie	1
C. Paredes de las juntas ligeramente alteradas, sin capas de materiales reblandecidos, partículas arenosas, roca desintegrada libre de arcilla	2



<b>D.</b> Una capa de arcilla limosa o arenosa menor a 3 veces la fracción arcillosa ( no reblandecida)	3
<b>E.</b> Capas reblandecidas o de minerales de baja fracción arcillosa y con una pequeña porción de arcillas expansivas.	4
<b>b) Paredes de la roca en contacto 10 cm antes del corte</b>	
<b>F.</b> Partículas arenosas, roca desintegrada libre de arcilla	4
<b>G.</b> Altamente sobre-consolidada, relleno de minerales arcillosos no reblandecidos (espesor continuo menor a 5 mm)	6
<b>H.</b> Baja o medianamente consolidada, reblandecido, relleno de materiales arcillosos (espesor continuo menor a 5 mm)	8
<b>J.</b> Relleno de arcillas expansivas (espesor continuo menor a 5 mm). El valor de $J_a$ depende del porcentaje de partículas expansivas de tamaño arcilla y el exceso de agua	8 – 12
<b>c) No hay contacto entre las paredes de la roca</b>	
<b>K, L y M.</b> Zonas o bandas de roca desintegrada o fracturada y arcilla (ver puntos <b>G, H, J</b> para establecer las condiciones del arcilla)	6, 8 o 8 - 12
<b>N.</b> Zonas o bandas de arcilla limosa o arenosa, pequeña fracción arcillosa (no reblandecida)	5
<b>O, P y R.</b> Zonas continuas o bandas de arcilla (ver puntos <b>G, H, J</b> para establecer las condiciones del arcilla)	10, 13 o 13 - 20

**Tabla 2.9 Factor de reducción por presencia de agua en las juntas ( $J_w^*$ )**

Descripción	Valor	$P_w^{**}$ aproximada [kg/cm <sup>2</sup> ]
<b>A.</b> Excavaciones secas o flujo escaso (p.e.<5 l/min localmente)	1	<1
<b>B.</b> Flujo medio o que la presión ocasione lavado del material que rellena las juntas	0.66	1 - 2.5
<b>C.</b> Flujo abundante o presiones altas en roca competente con juntas sin relleno	0.5	2.5 – 10
<b>D.</b> Flujo abundante o presiones altas, lavado considerable del material que rellena las juntas	0.33	2.5 – 10
<b>E.</b> Flujo excepcionalmente abundante, presión de agua debida a explosiones, que decae con el tiempo	0.2 a 0.1	>10
<b>F.</b> Flujo excepcionalmente abundante, presión de agua persistente, sin indicios de atenuarse	0.1 a 0.05	>10

\*C D E y F son valores gruesos. Se puede incrementar el valor de  $J_w$  midiendo el flujo.\*\*Presión del agua

Tabla 2.10 Factor de reducción por esfuerzo (SRF<sup>\*,\*\*</sup>)

Descripción			Valor
<b>a) Zonas de debilidad que intersectan la excavación, que pueden causar asentamiento del macizo rocoso cuando el túnel es excavado*</b>			
A. Presencia múltiple de zonas de debilidad que contienen arcilla o roca químicamente desintegrada, roca muy suelta alrededor ( a cualquier profundidad)			10
B. Zonas de debilidad únicas, que contienen arcilla o roca químicamente desintegrada (profundidad de la excavación $\leq 50$ m)			5
C. Zonas de debilidad únicas, que contienen arcilla o roca químicamente desintegrada (profundidad de la excavación $> 50$ m)			2.5
D. Múltiples fracturas en roca competente (libre de arcilla), roca muy suelta alrededor (a cualquier profundidad)			7.5
E. Fracturas únicas en roca competente (libre de arcilla) (profundidad de la excavación $\leq 50$ m)			5
F. Fracturas únicas en roca competente (libre de arcilla) (profundidad de la excavación $> 50$ m)			2.5
G. Juntas sueltas y abiertas, roca altamente fracturada o “cubos de azúcar” (cualquier profundidad)			5
<b>b) Roca competente, problemas por esfuerzos en la roca**</b>	$\sigma_c/\sigma_1$	$\sigma_t/\sigma_1$	
H. Esfuerzos bajos, cerca de la superficie	$>200$	$>13$	2.5
J. Esfuerzos medios	200-10	13-0.66	1
K. Esfuerzos altos, estructura muy comprimida (usualmente favorable para la estabilidad, puede ser desfavorable para la estabilidad de los muros)	10-5	0.66-0.33	0.5-2
L. Estallido suave de la roca (roca masiva)	5-2.5	0.33-0.16	5-10
M. Estallido fuerte de la roca (roca masiva)	$<2.5$	$<0.16$	10-20
<b>c) Roca “squeezing”, flujo plástico de roca incompetente bajo la influencia de altas presiones***</b>			
N. Presión suave, “squeezing”, sobre la roca			5-10
O. Presión alta, “squeezing”, sobre la roca			10-20
<b>d) Roca expansiva; actividad química expansiva originada por la presencia de agua</b>			
P. Presión suave sobre la roca, originada por expansiones			5-10
R. Presión alta sobre la roca, originada por expansiones			10-15

\*Se pueden reducir estos valores de RSF de 25-50%, si las zonas de corte relevantes solo influyen pero no intersecta la excavación.

\*\*Para esfuerzos en campo altamente anisotrópicos (si se miden): cuando  $5 \leq \sigma_1/\sigma_3 \leq 10$ , se reduce el valor de  $\sigma_c$  y  $\sigma_t$  por un factor de 0.8; cuando  $\sigma_1/\sigma_3 > 10$  se reducen por un factor de 0.6.  $\sigma_c$  y  $\sigma_t$  son los esfuerzos de compresión no confinada ( $q_u$ ) y tensión de la roca, obtenida por carga puntual, respectivamente.

\*\*\*Algunos casos reales donde la cobertura es menor que el ancho de la excavación, se sugiere que los valores de SRF se incrementen de 2.5 a 5 (ver punto H).

Tabla 2.11 Calidad de la roca en función de los valores de  $Q$ 

Calidad del macizo rocoso	Rango de valores de $Q$
Excepcionalmente buena	1000 - 10
Extremadamente buena	
Muy buena	
Buena	
Media	10 - 1
Pobre	
Muy pobre	1.0 - 0.1
Extremadamente pobre	0.1 - 0.001
Excepcionalmente pobre	

### 2.1.5 Criterio de falla de Hoek y Brown

En 1980 Hoek y Brown (H-B) desarrollaron un criterio empírico para determinar la resistencia al esfuerzo cortante de macizos rocosos, no lineal, este último término se refiere a que los parámetros de resistencia del macizo varían en función de los esfuerzos principales mayor y menor,  $\sigma_1$  y  $\sigma_3$ , respectivamente. La ecuación general que relaciona ambos esfuerzos, para roca intacta, es la siguiente:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + q_u \left( m_i \frac{\sigma_3}{q_u} + 1 \right)^{0.5} \quad (2.6)$$

Donde  $m_i$  es una constante que se encuentra en función del tipo de roca; su determinación en laboratorio requiere del ensaye de varios cilindros de roca intacta bajo diferentes esfuerzos de confinamiento (Hoek y Brown, 1997). Para la presente investigación este valor se toma de una tabla publicada por Marininos y Hoek en el año 2000 (Tabla 2.12). Presentado por primera vez en 1980, este criterio ha sido continuamente actualizado para considerar aquellos parámetros que en la presentación original no se tomaron en cuenta y que tienen gran repercusión en el comportamiento mecánico del macizo; uno de ellos es el  $GSI$  (Geological Strength Index), parámetro en el cual se consideran las características estructurales y en superficie de las discontinuidades del macizo rocoso, en las figuras 2.2 y 2.3 se presentan dos tablas que ayudan en la elección de su valor.

El valor de  $GSI$  oscila entre 10 y 100, correspondiendo el primer valor a una roca de calidad paupérrima (como suelo) y el valor 100 se asigna a una roca de calidad excepcional (macizo masivo).



A partir de las tablas presentadas en las figuras 2.2 y 2.3 se asigna cierta calidad al macizo sólo en función de sus características estructurales, sin embargo, debemos recordar que el comportamiento del macizo se encuentra ligado a estos parámetros y también a la resistencia de los fragmentos intactos. En  $m_i$  se considera la aportación de la resistencia de los fragmentos intactos, sin embargo, ya que para obtener su valor se requiere ensayar varios núcleos a compresión bajo diferentes esfuerzos de confinamiento, su obtención en algunas rocas resulta prohibitiva y su valor se obtiene de tablas.

En  $GSI$  tampoco se considera el índice de calidad  $RQD$ , parámetro extensamente empleado, de determinación es muy sencilla, y que va ligado a la extracción de núcleos de roca y a los valores de  $q_u$ . Por lo que existen correlaciones que ligan  $RMR$ ,  $Q$ ,  $RQD$  y  $q_u$  con este índice:

$$GSI = RMR_{89} - 5 \quad (2.7)$$

$$GSI = 9 \log_e Q' + 44 \quad (2.8)$$

$$Q' = \left( \frac{RQD}{J_n} \right) \left( \frac{J_r}{J_a} \right) \quad (2.9)$$

El otro parámetro es el factor de daño ( $D$ ), en cuyo valor se consideran los efectos que producirá el proceso constructivo en la estructura general del macizo rocoso, asignando un valor de 0 se supone una alteración mínima y de 1 cuando las condiciones iniciales (esfuerzos y estructura) del macizo se alteran totalmente. En la figura 2.4 se presenta una guía para la elección de su valor, mismo que se encuentra en función del proceso constructivo elegido.

Cuando se habla del macizo rocoso la ecuación que describe su comportamiento es la siguiente:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + q_u \left( m_b \frac{\sigma_3}{q_u} + s \right)^a \quad (2.10)$$

Los valores de  $m_b$  y  $s$  dependen del valor de  $D$  y  $GSI$ , mientras que el valor de  $a$  solo depende de este último. En seguida se presentan las expresiones empleadas en su cálculo:

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left( e^{-\frac{GSI}{15}} - e^{-\frac{20}{3}} \right) \quad (2.11)$$

$$m_b = m_i e^{\frac{GSI-100}{28-14D}} \quad (2.12)$$



$$s = e^{\frac{GSI-100}{9-3D}} \quad (2.13)$$

**Tabla 2.12. Valores de  $m_i$  para rocas de diferente génesis**

Rock type	Class	Group	Texture			
			Coarse	Medium	Fine	Very fine
SEDIMENTARY	Clastic		Conglomerates * Breccias *	Sandstones 17 ± 4	Siltstones 7 ± 2 Greywackes 18 ± 3	Claystones 4 ± 2 Shales 6 ± 2 Maris 7 ± 2
	Non- Clastic	Carbonates Evaporites Organic	Crystalline Limestone 12 ± 3	Sparitic Limestones 10 ± 2 Gypsum 8 ± 2	Micritic Limestones 9 ± 2 Anhydrite 12 ± 2	Dolomites 9 ± 3  Chalk 7 ± 2
METAMORPHIC	Non Foliated		Marble 9 ± 3	Hornfels 19 ± 4 Metasandstone 19 ± 3	Quartzites 20 ± 3	
	Slightly foliated		Migmatite 29 ± 3	Amphibolites 26 ± 6	Gneiss 28 ± 5	
	Foliated**			Schists 12 ± 3	Phyllites 7 ± 3	Slates 7 ± 4
IGNEOUS	Plutonic	Light	Granite 32 ± 3	Diorite 25 ± 5 Granodiorite 29 ± 3		
		Dark	Gabbro 27 ± 3 Norite 20 ± 5	Dolerite 16 ± 5		
		Hypabyssal	Porphyries 20 ± 5		Diabase 15 ± 5	Peridotite 25 ± 5
	Volcanic	Lava		Rhyolite 25 ± 5 Andesite 25 ± 5	Dacite 25 ± 3 Basalt 25 ± 5	
		Pyroclastic	Agglomerate 19 ± 3	Breccia 19 ± 5	Tuff 13 ± 5	

\*Conglomerates and breccias may present a wide range of  $m_i$  values depending on the nature of the cementing material and degree of cementation, so they may range from values similar to sandstone, to values used for the fine grained sediments (even under 10).

\*\*These values are for intact rock specimens tested normal to bedding or foliation. The value of  $m_i$  will be significantly different if failure occurs along a weakness plane.



Tradicionalmente, en el cálculo de la estabilidad por falla de frente de túneles se requiere de los parámetros de resistencia  $c$  y  $\phi$ , correspondientes al criterio de falla establecido por Mohr-Coulomb (M-C). Hoek y Brown establecen las relaciones que permiten el cálculo de los parámetros de resistencia ( $c$  y  $\phi$ ) en función de los valores de  $a$ ,  $m_b$  y  $s$ , pero a diferencia del criterio M-C no permanecen constantes, varían en función de la magnitud de los esfuerzos normales. Las ecuaciones que definen ambos parámetros se presentan a continuación:

$$c = \frac{q_u[(1+2a)s+(1-a)m_b\sigma'_{3n}](s+m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)\sqrt{1+\frac{6am_b(s+m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)}}} \quad (2.14)$$

$$\phi = \sin^{-1} \left[ \frac{6am_b(s+m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a)+6am_b(s+m_b\sigma'_{3n})^{a-1}} \right] \quad (2.15)$$

El valor de  $\sigma'_{3n}$  se determina con la ecuación siguiente:

$$\sigma'_{3n} = \frac{\sigma'_{3 \max}}{q_u} \quad (2.16)$$

$\sigma'_{3 \max}$  es el valor máximo del esfuerzo de confinamiento que se puede presentar en el sitio. Para túneles profundos propone la siguiente expresión para su cálculo (Hoek, 2002):

$$\frac{\sigma'_{3 \max}}{\sigma'_{cm}} = 0.47 \left( \frac{\sigma'_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0.94} \quad (2.17)$$

donde  $\sigma'_{cm}$  es la resistencia al esfuerzo cortante de la masa de roca, cuyo valor se determina con la expresión siguiente:

$$\sigma'_{cm} = q_u \frac{(m_b+4s-a(m_b-8s))\left(\frac{m_b}{4}+s\right)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)} \quad (2.18)$$

Como en todo método, su rango de aplicación se encuentra acotado; en la figura 2.5 se presenta, de manera gráfica, una característica que limita su aplicación y es debida a los “efectos de escala”. Los efectos de escala se definen en función del área de excavación y del tamaño de los bloques de roca, en este caso se tiene dos límites; el primero de ellos es cuando el tamaño de los bloques es mucho mayor que el de la excavación, en este caso se considera al macizo como masivo, por tanto, la expresión 2.6 describirá mejor su comportamiento.

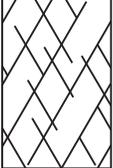
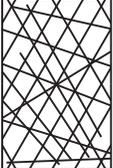
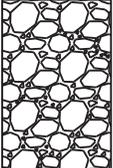
\* En el mismo documento se establece que la relación profundidad (H) / diámetro del túnel (D<sub>i</sub>) debe ser mayor o igual tres (H/D<sub>i</sub> ≥ 3) para considerarlo como túnel profundo.



<p><b>CARACTERÍSTICAS DEL MACIZO ROCOSO PARA LA ESTIMACIÓN DE SU RESISTENCIA</b></p> <p>Basados en la apariencia de la roca, se elige la categoría que se piense ofrezca la mejor descripción del promedio de las condiciones en sitio. Note que las caras expuestas de roca que han sido hechas por voladuras, pueden dar una idea equivocada de la calidad de la roca subyacente. Algunos ajustes para considerar el daño por voladuras pueden ser necesarios, una revisión de los barrenos realizados o de las caras hechas por pre-corte o de caras lisas hechas con explosivos pueden ser útiles en la determinación de estos ajustes. Es importante conocer que el criterio de Hoek-Brown solamente puede ser aplicado en macizos rocosos donde el tamaño de los fragmentos es pequeño en comparación con el tamaño de la excavación.</p>		<p><b>CONDICIONES EN SUPERFICIE</b></p> <p>MUY BUENA (VG) Muy rugosa, superficie fresca y seca</p> <p>BUENA (G) Rugosa, ligeramente erosionada, superficie cubierta de hierro</p> <p>MEDIA (F) Lisa, moderadamente intemperizada o superficie alterada</p> <p>MALA (P) "SLICKENSIDED", superficie altamente intemperizada con depósitos compactos o rellenos de materiales angulares</p> <p>MUY MALA (VP) "SLICKENSIDED", superficie altamente intemperizada con depósitos de arcilla blanda o rellenos</p>				
<p><b>ESTRUCTURA</b></p>		<p>DISMINUYE LA CALIDAD EN SUPERFICIE </p>				
	<p>"BLOCKY" (B), muy buena unión de los bloques del macizo rocoso, se encuentra inalterado, se integra por bloques cúbicos formados por tres familias de discontinuidades ortogonales</p>	B/VG	B/G	B/F	B/P	B/VP
	<p>"VERY BLOCKY" (VB), muy buena unión de los bloques del macizo rocoso, se encuentra inalterado, se constituye por bloques cúbicos formados por tres familias de discontinuidades ortogonales</p>	VB/VG	VB/G	VB/F	VB/P	VB/VP
	<p>"BLOCKY/DISTURBED" (BD), foliada y/o con fallas, integrada por bloques angulares formados por la intersección de muchos conjuntos de discontinuidades</p>	BD/VG	BD/G	BD/F	BD/P	BD/VP
	<p>"DESINTEGRATED" (D), union pobre de los fragmentos de roca, macizo rocoso fuertemente fracturado con una mezcla de piezas de roca angulares y redondeadas</p>	D/VG	D/G	D/F	D/P	D/VP

Figura 2.2. Características del macizo rocoso empleadas en la determinación del GSI



<p style="text-align: center;"><b>ÍNDICE DE RESISTENCIA GEOLÓGICO</b></p> <p>De códigos escritos se describe la estructura y condiciones en superficie del macizo rocoso (figura 2.2), selecciona el recuadro apropiado en esta carta. Estima el valor promedio del Índice de Resistencia Geológico (GSI, por sus siglas en inglés) de los contornos. No trate de ser demasiado preciso. Estimar un rango de GSI que va de 36 a 42 es más real que declarar que GSI = 38.</p>		<p style="text-align: center;"><b>CONDICIONES EN SUPERFICIE</b></p> <p><b>MUY BUENA</b> Muy rugosa, superficie fresca y seca</p> <p><b>BUENA</b> Rugosa, ligeramente erosionada, superficie cubierta de hierro</p> <p><b>MEDIA</b> Lisa, moderadamente intemperizada o superficie alterada</p> <p><b>POBRE</b> "SLICKENSIDED", superficie altamente intemperizada con depósitos compactos o rellenos de materiales angulares</p> <p><b>MUY POBRE</b> "SLICKENSIDED", superficie altamente intemperizada con depósitos de arcilla blanda o rellenos</p>					
<p><b>ESTRUCTURA</b></p>		<p style="text-align: center;">DISMINUYE LA CALIDAD EN SUPERFICIE </p>					
	<p>"<b>BLOCKY</b>", muy buena unión de los bloques del macizo rocoso, se encuentra inalterado, se integra por bloques cúbicos formados por tres familias de discontinuidades ortogonales</p>	<p>DISMINUYE UNIÓN DE LOS FRAGMENTOS DE ROCA </p>	80	70	60	50	40
	<p>"<b>VERY BLOCKY</b>", muy buena unión de los bloques del macizo rocoso, se encuentra inalterado, se constituye por bloques cúbicos formados por tres familias de discontinuidades ortogonales</p>		30	20	10		
	<p>"<b>BLOCKY/DISTURBED</b>", foliada y/o con fallas, integrada por bloques angulares formados por la intersección de muchos conjuntos de discontinuidades</p>		10				
	<p>"<b>DESINTEGRATED</b>", union pobre de los fragmentos de roca, macizo rocoso fuertemente fracturado con una mezcla de piezas de roca angulares y redondeadas</p>						

**Figura 2.3. Valores de GSI**

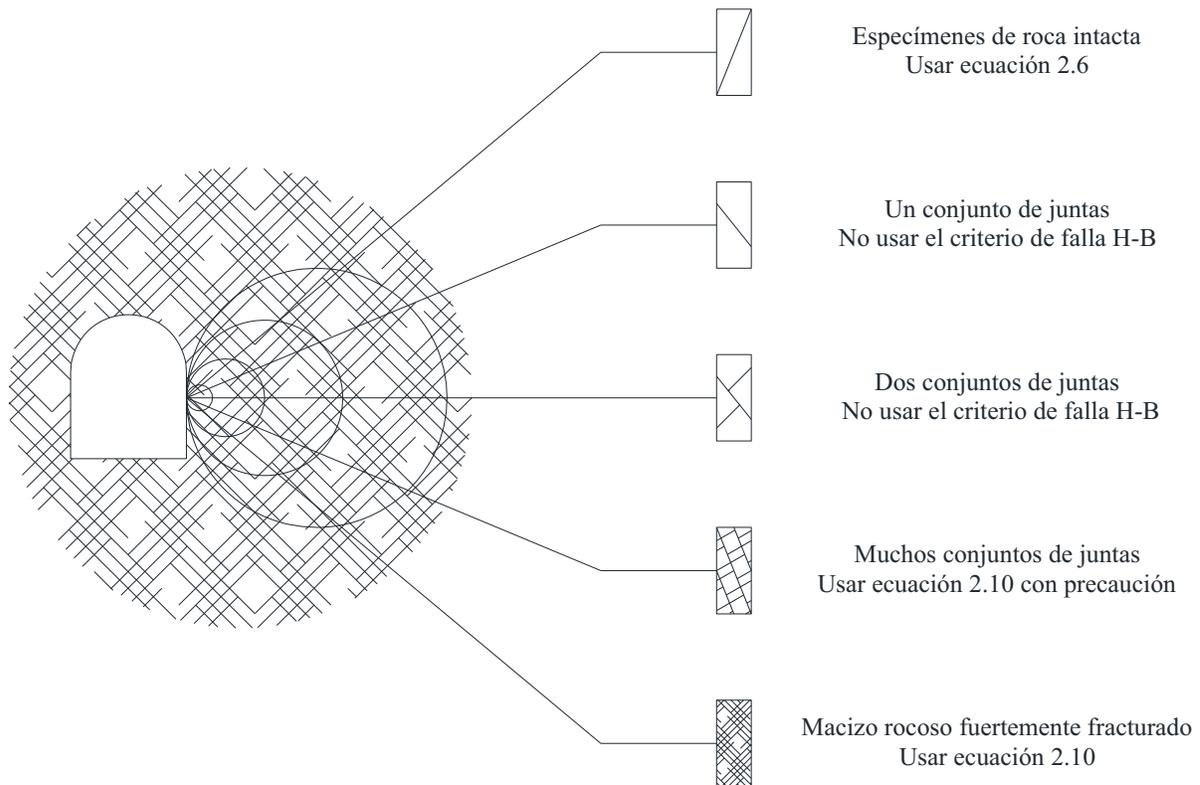


Appearance of rock mass	Description of rock mass	Suggested value of $D$
	<p>Excellent quality controlled blasting or excavation by Tunnel Boring Machine results in minimal disturbance to the confined rock mass surrounding a tunnel.</p>	<p><math>D = 0</math></p>
	<p>Mechanical or hand excavation in poor quality rock masses (no blasting) results in minimal disturbance to the surrounding rock mass.</p> <p>Where squeezing problems result in significant floor heave, disturbance can be severe unless a temporary invert, as shown in the photograph, is placed.</p>	<p><math>D = 0</math></p> <p><math>D = 0.5</math> No invert</p>
	<p>Very poor quality blasting in a hard rock tunnel results in severe local damage, extending 2 or 3 m, in the surrounding rock mass.</p>	<p><math>D = 0.8</math></p>
	<p>Small scale blasting in civil engineering slopes results in modest rock mass damage, particularly if controlled blasting is used as shown on the left hand side of the photograph. However, stress relief results in some disturbance.</p>	<p><math>D = 0.7</math> Good blasting</p> <p><math>D = 1.0</math> Poor blasting</p>
	<p>Very large open pit mine slopes suffer significant disturbance due to heavy production blasting and also due to stress relief from overburden removal.</p> <p>In some softer rocks excavation can be carried out by ripping and dozing and the degree of damage to the slopes is less.</p>	<p><math>D = 1.0</math> Production blasting</p> <p><math>D = 0.7</math> Mechanical excavation</p>

Figura 2.4. Guía para la elección del factor de alteración  $D$



El límite opuesto, es cuando el tamaño de la excavación es mucho mayor al tamaño de los bloques intactos, en este caso es debido aplicar la ecuación 2.10, que corresponde a una condición de macizo fracturado, por ello se encuentra directamente en función del valor de *GSI*.



**Figura 2.5. Efectos de escala como limitante en la aplicación del criterio H-B**

Para condiciones intermedias se debe estudiar la susceptibilidad de que los bloques deslicen al perturbar su estado inicial de esfuerzos, efecto propiciado por la excavación; cuando esta condición rige es claro que el criterio H-B no es aplicable.

El módulo de elasticidad del macizo rocoso puede ser estimado a partir de la expresión 2.19, propuesta por Hoek y Diederichs (2005) en términos de los parámetros *D* y *GSI*.

$$E_m = 100000 \left( \frac{1 - \frac{D}{2}}{1 + e^{\frac{75 + 25D - GSI}{11}}} \right) \quad (2.19)$$

donde  $E_m$  es el módulo de elasticidad del macizo rocoso, MPa.



### 2.1.6 Relación de Poisson

Para el caso de macizos rocosos este parámetro se encuentra poco estudiado, sin embargo, su valor es necesario en la implementación de los diferentes modelos numéricos. En la literatura existen diferentes valores de la relación de Poisson ( $\nu$ ), determinados sobre especímenes de roca intacta, valores que no son representativos del macizo rocoso, pero que pueden ser empleados como un valor límite, en la figura 2.6 se presentan valores  $\nu$  para diferentes tipos de roca (Gercek, H., 2007).

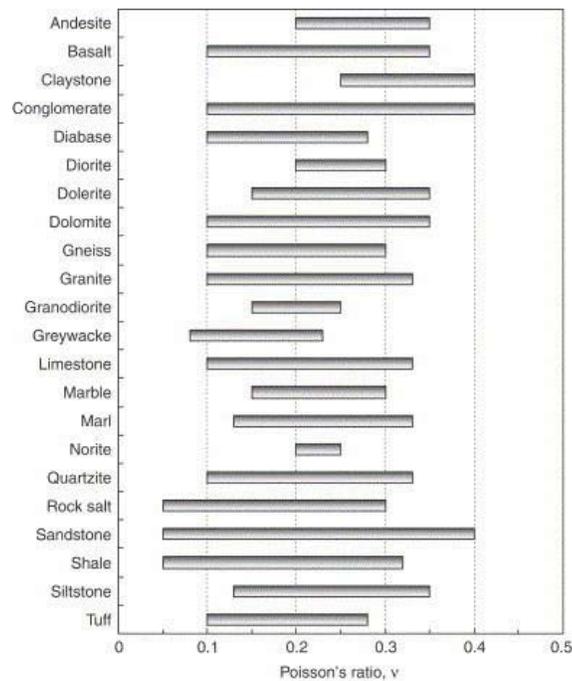


Figura 2.6. Valores de  $\nu$  para diferentes tipos de roca

### 2.1.7 Ángulo de dilatancia

El ángulo de dilatancia  $\delta$  es un parámetro de gran utilidad en el desarrollo de modelos numéricos. Su valor puede ser determinado en función de la calidad de la roca (Hoek y Brown, 1997), en la Tabla 2.13 se presenta un resumen con los valores recomendados.

Tabla 2.13 Valores de  $\delta$  para diferentes calidades del macizo rocoso

Calidad de la roca	Valor recomendado de $\delta$
Excelente a buena	$\phi/4$
Promedio	$\phi/8$
Baja	0



## 2.2 Funciones de desempeño

Los modelos de capacidad de carga, estabilidad de taludes, estabilidad del frente de túneles, son ejemplos de expresiones algebraicas que se encuentran en función de parámetros de resistencia y datos geométricos y cuyo resultado son factores de seguridad. Una función de desempeño no es más que la misma expresión algebraica sólo que intervienen variables aleatorias, aunque también se ve afectada por variables cuyo valor permanece constante.

La función de desempeño también puede ser un modelo tridimensional o bidimensional y multiparamétrico. Los resultados obtenidos podrán ser deformaciones, esfuerzos y hasta factores de seguridad, con lo que se tendría un mejor conocimiento del problema por la cantidad de respuestas obtenidas. El problema es determinar el valor esperado, varianza y desviación estándar de las respuestas obtenidas, ligadas por una misma función de desempeño, con base en el valor esperado y desviación estándar de cada una de las variables aleatorias de que depende.

La variabilidad de las propiedades de la roca ofrece una gran incertidumbre, sin embargo, es posible considerar esta incertidumbre en el diseño. Con ayuda de diferentes técnicas estadísticas es posible determinar el grado de variabilidad de cada propiedad, para después aplicar algún método probabilístico para la determinación de la seguridad de la estructura, en función de probabilidades de falla, índices de confiabilidad y no solo de factores de seguridad como se hace convencionalmente.

### 2.2.1 Conceptos básicos de probabilidad y estadística

#### 2.2.1.1 Evaluación de la dispersión de las variables aleatorias

Dentro de la teoría de la estadística se entiende por población al conjunto de datos que se tiene de una misma variable aleatoria ( $X$ ), en nuestro caso esta población se integran por cada uno de los datos con que se cuenta de una misma propiedad o parámetro de resistencia. Datos como el valor esperado ( $\mu [X]$ ), la varianza ( $\sigma^2 [X]$ ) y la desviación estándar ( $\sigma [X]$ ) son necesarios para establecer el grado de dispersión de las variables aleatorias, las ecuaciones siguientes ayudan en su cálculo:

$$\mu [X] = \frac{\sum_{i=1}^n X_i}{n} \quad (2.20)$$

$$\sigma^2 [X] = \frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \mu [X])^2}{n-1} \quad (2.21)$$



$$\sigma [X] = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X - \mu [X])^2}{n-1}} \quad (2.22)$$

Otro parámetro comúnmente empleado en la teoría estadística es el coeficiente de variación cuyo valor se determina con la siguiente ecuación:

$$c. o. v. = \frac{\sigma [X]}{\mu [X]} \quad (2.23)$$

### 2.2.1.2 Histogramas y funciones densidad de probabilidad

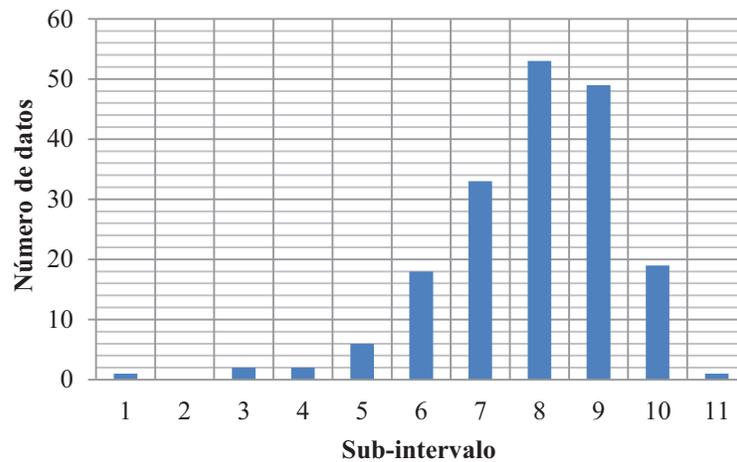
Un histograma es una manera de presentar gráficamente los datos de la variable aleatoria; para ello es necesario dividir en sub-intervalos, de igual espesor, todo el rango de la variable, colocando el número de datos que se encuentre dentro de cada uno de ellos, ejemplo de ello se presenta en la Tabla 2.14.

**Tabla 2.14 Sub-intervalos de la variable  $\gamma$  y número de datos asociado**

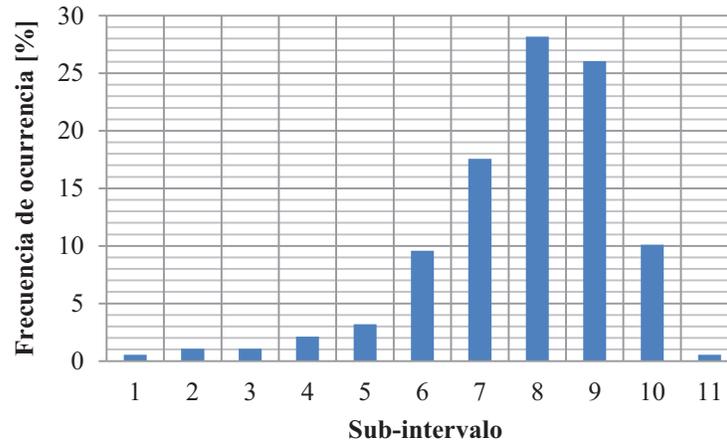
<b>Intervalo</b>	<b><math>\gamma</math> [kN/m<sup>3</sup>]</b>	<b>Número de datos</b>
1	9.3 - 10.3	1
2	10.3 - 11.3	2
3	11.3 - 12.3	2
4	12.3 - 13.2	4
5	13.2 - 14.2	6
6	14.2 - 15.2	18
7	15.2 - 16.2	33
8	16.2 - 17.2	53
9	17.2 - 18.1	49
10	18.1 - 19.1	19
11	19.1 - 20.1	1

Graficando los datos de la tabla anterior resulta el gráfico mostrado en figura 2.7, en el que la altura de cada una de las barras representa el número de datos que se encuentran dentro de cada intervalo.

Los datos también pueden ser representados en un gráfico como el que se muestra en la figura 2.8; en donde la altura de cada barra representa, en porcentaje, la cantidad de datos que se tienen en cada intervalo.



**Figura 2.7 Histograma de la variable aleatoria  $\gamma$**



**Figura 2.8 Diagrama de frecuencias de ocurrencia de la variable aleatoria  $\gamma$**

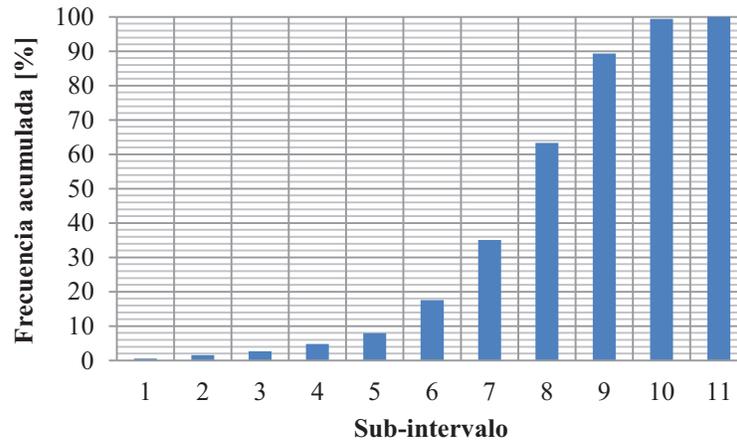
En el gráfico de la figura 2.9 se presentan la frecuencia acumulada, es decir, la sumatoria de las frecuencias de ocurrencia. Los gráficos anteriores son una representación discreta de la variable aleatoria, sin embargo, también es posible representarla de manera continua mediante el empleo de funciones densidad de probabilidad (*fdp*).

Las *fdp* quedan definidas por una expresión matemática, la cual se elige en función del comportamiento de la variable aleatoria y de que tanto se aproxime su comportamiento a la forma de una *fdp* cualquiera. La *fdp* más empleada para describir el comportamiento de una variable aleatoria es la función normal (o Gaussiana), debido al Teorema del Límite Central, que establece que toda función tiende a comportarse normalmente cuando el número de datos tiende a infinito.



El modelo matemático que describe la función normal (o Gaussiana) es el siguiente:

$$f(\mu [X], \sigma [X]) = \frac{1}{\sigma [X]\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{X-\mu[X]}{\sigma[X]}\right)^2} \quad (2.24)$$



**Figura 2.9 Diagrama de frecuencias de ocurrencia acumuladas de la variable aleatoria  $\gamma$**

### 2.2.1.3 Correlación lineal de dos variables

Es posible encontrar la recta que mejor se ajuste a pares de puntos de dos variables que mantienen cierta relación lineal, mediante la aplicación del método de mínimos cuadrados. Las expresiones empleadas son las siguientes:

$$m = \frac{n(\sum x_i y_i) - (\sum x_i)(\sum y_i)}{n(\sum x_i^2) - (\sum x_i)^2} \quad (2.25)$$

$$b = \frac{(\sum y_i) - m(\sum x_i)}{n} \quad (2.26)$$

Las variables  $m$  y  $b$  son la pendiente y la ordenada al origen, respectivamente, que definen el lugar geométrico representado por la ecuación siguiente:

$$y = mx + b \quad (2.27)$$

El coeficiente de correlación entre ambas variables se define con la expresión siguiente:

$$\rho = \frac{n(\sum xy) - (\sum x)(\sum y)}{\sqrt{n(\sum x^2) - (\sum x)^2} \sqrt{n(\sum y^2) - (\sum y)^2}} \quad (2.28)$$



## 2.2.2 Confiabilidad y probabilidad de falla

### 2.2.2.1 Descripción gráfica de conceptos de confiabilidad

Se tienen dos variables aleatorias, la Resistencia ( $R$ ) y las Cargas ( $Q$ ), de las cuales se conoce su valor esperado,  $\mu [R]$  y  $\mu [Q]$ , varianza,  $\sigma^2 [R]$  y  $\sigma^2 [Q]$ , y desviación estándar,  $\sigma [R]$  y  $\sigma [Q]$ ; ambas se comportan normalmente.

En la figura 2.10 se presentan las distribuciones de probabilidad de las variables  $R$  y  $Q$ ; en ella se marcan el valor esperado de cada una de ellas, al ser variables normales el valor esperado coincide con el valor medio, lo que origina que ambas gráficas sean simétricas respecto a una línea que pasa por el valor medio y que es paralela al eje de las abscisas. En la misma figura se notan dos aspectos, el primero es que los valores medios de cada variable se encuentran alejados el uno del otro una distancia  $F.S.$ , es decir, una distancia que coincide con el valor del factor de seguridad determinístico. El segundo aspecto es que ambas distribuciones de probabilidad se traslapan, el área de traslape indica que las cargas son mayores a la resistencia, por tanto, es el valor de la probabilidad de falla ( $p_f$ ). Es posible definir una función de desempeño que se encuentre en función de  $R$  y  $Q$ , como sigue:

$$M = R - Q \quad (2.29)$$

Donde  $M$  es el margen de seguridad, que es el intervalo donde la resistencia es mayor que las cargas ( $R > Q$ ), el caso contrario representa una condición de falla.

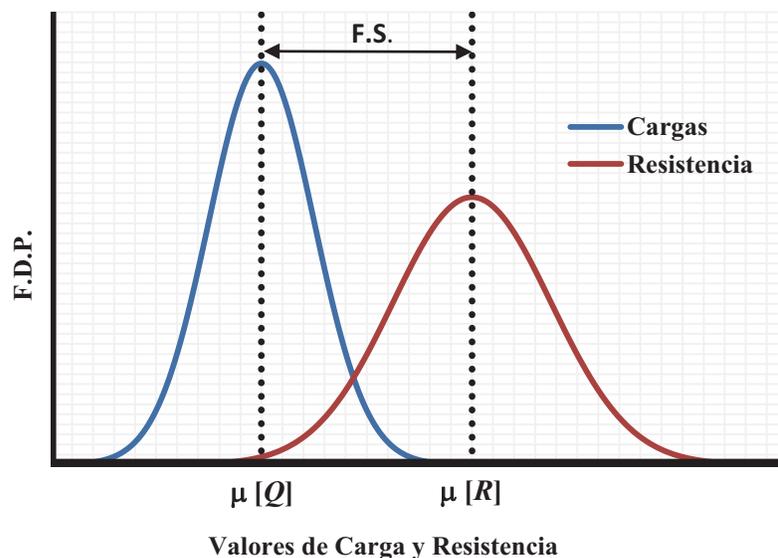
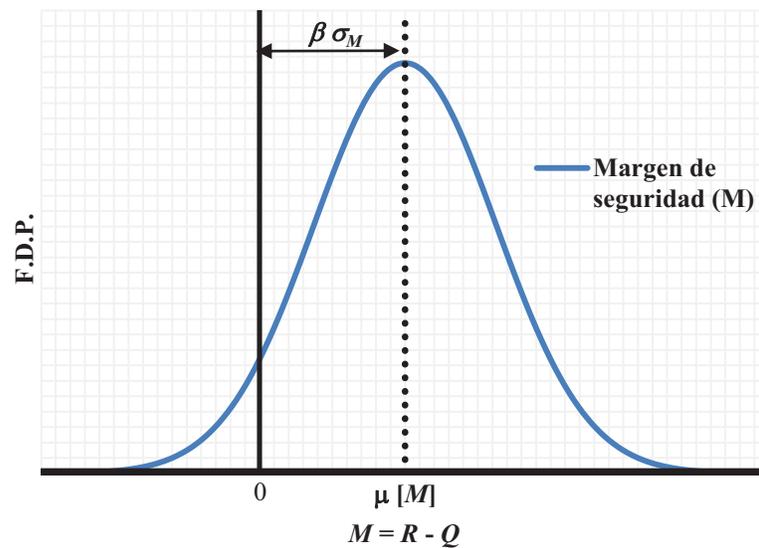


Figura 2.10 Distribuciones de probabilidad de la función  $Q$  y  $R$



Aplicando en la expresión que define  $M$  las funciones de probabilidad de las variables  $R$  y  $Q$ , encontramos la función de desempeño  $M$  (figura 2.11), que resulta ser una función de probabilidad normal ya que las variables que la generan lo son. En el mismo gráfico es posible encontrar la probabilidad de que  $M$  sea menor que cero, con ello se estimaría el valor de  $p_f$  ya que de acuerdo con la definición de  $M$ , un valor negativo de esta variable indicaría que las cargas son mayores a la resistencia. También es posible determinar un factor de gran importancia en el análisis probabilístico, el índice de confiabilidad ( $\beta$ ), que es el número de desviaciones estándar ( $\sigma_M$ ) que la media de la variable  $M$  ( $\mu [M]$ ) se aleja del valor crítico ( $M = 0$ ).



**Figura 2.11 Distribución de probabilidad del margen de seguridad ( $M$ )**

Es claro que entre mayor sea el valor de  $\beta$  menor será el valor de  $p_f$ . El valor de  $\beta$  se encuentra en función de la desviación estándar y el valor esperado de las variables que definen  $M$ , la expresión matemática que relaciona estas variables es la siguiente:

$$\beta = \frac{\mu [M]}{\sigma [M]} = \frac{\mu [R] - \mu [Q]}{\sqrt{\sigma^2 [R] + \sigma^2 [Q] - 2\rho_{RQ} \sigma [R] \sigma [Q]}} \quad (2.30)$$

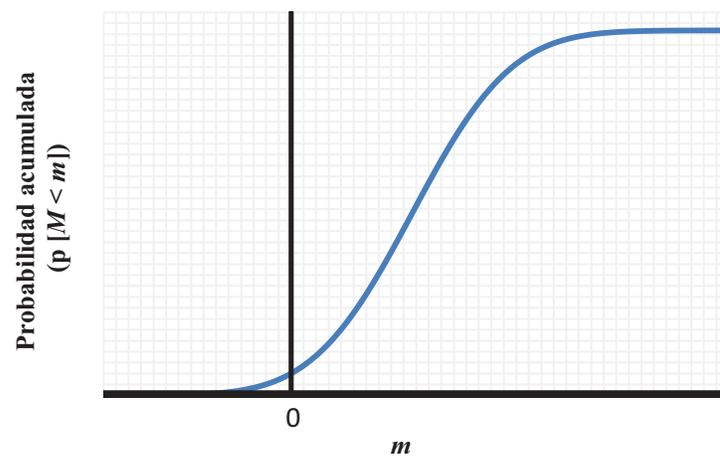
En la ecuación anterior, el valor esperado ( $\mu [M]$ ) y desviación estándar ( $\sigma [M]$ ) de la función de desempeño  $M$  son el numerador y denominador, respectivamente. La literal  $\rho_{RQ}$  es el coeficiente de correlación entre las variables  $R$  y  $Q$ , cuando su valor es cero las variables no se relacionan, en este caso la ecuación 2.29 se reduce a la siguiente expresión:

$$\beta = \frac{E [M]}{\sigma [M]} = \frac{E [R] - E [Q]}{\sqrt{\sigma^2 [R] + \sigma^2 [Q]}} \quad (2.31)$$



Con la probabilidad acumulada de  $M$ , que denominaremos  $m$ , se determina el gráfico mostrado en la figura 2.12 en que las ordenadas representan la probabilidad de que la variable  $M$  sea inferior a cierto valor dado de  $m$ , por tanto, el valor de  $p_f$  corresponde a la ordenada asociada a un valor  $m = 0$ .

El método anteriormente planteado puede ser aplicado siempre y cuando la variable dependiente, en nuestro caso  $M$ , este relacionada con las variables independientes mediante una expresión similar a la ecuación 2.28.



**Figura 2.12 Distribución de probabilidad acumulada**

Un caso de uso común en Geotecnia es el factor de seguridad definido como la relación entre resistencia y cargas, cuya forma dista de ser similar a la de la expresión que define  $M$  (ecuación 2.29), sin embargo, es posible transformar algebraicamente esta expresión para que tenga una forma similar a ella, mediante la aplicación de logaritmos. Esto nos lleva a emplear una distribución de probabilidad logarítmicamente normal (lognormal), como sigue:

$$F. S. = \frac{R}{Q} \quad \rightarrow \quad \log F. S. = \log \frac{R}{Q} \quad \rightarrow \quad \log F. S. = \log R - \log Q$$

Por tanto:

$$\log F. S. = \log R - \log Q \quad (2.32)$$

Como resultado del desarrollo, con el cual se dedujo la expresión 2.31, es posible determinar gráficos similares a los presentados en las figuras 2.10 a 2.12 y también aplicar las expresiones para determinar el valor de  $\beta$ .



### 2.2.2.2 Métodos analíticos

En el punto anterior se estableció que el método gráfico es susceptible de aplicarse para ciertas condiciones, por ello se han desarrollado diferentes métodos para conocer el valor esperado, covarianza y varianza (o momentos) de la función de desempeño, calculadas a partir de los valores inherentes a las variables que la integran. Funciones de desempeño que involucran adiciones y sustracciones son susceptibles de estudiarse por métodos gráficos, sin embargo, cuando ya no se tienen estas condiciones o cuando el número de variables incrementa considerablemente ya no es sencilla su aplicación y en algunos casos se vuelve imposible. Existen varios métodos analíticos para el cálculo de los momentos de la función de desempeño, entre ellos se encuentran los métodos de confiabilidad de primer y de segundo orden, que emplean derivadas de primer y de orden superior (de ahí su nombre) en series de Taylor, el Método de Hasofer - Lind (1974), el Método de Estimación Puntual (PEM, por sus siglas en inglés, Rosenblueth 1975), la Simulación de Monte Carlo, entre otros. En los próximos renglones se abundará solo en el método propuesto por Rosenblueth.

#### *Método de estimación puntual de dos variables*

Conocida la función de desempeño es posible aplicar este método, siempre y cuando se conozcan el valor esperado y desviación estándar de las variables de que depende. Por ejemplo, para una función de desempeño  $F$  cuyo valor depende de las variables aleatorias  $X$  y  $Y$ , que tienen como valor esperado y desviación estándar a  $\mu [X]$ ,  $\sigma [X]$ ,  $\mu [Y]$ , y  $\sigma [Y]$ . Los valores máximo y mínimo de cada variable se denotan con los superíndices “ + ” y “ - “, respectivamente, por tanto se obtienen dos valores extremos para cada variable, que son los siguientes:

$$X^+ = \mu[X] + \sigma[X] / X^- = \mu[X] - \sigma[X] \quad Y^+ = \mu[Y] + \sigma[Y] / Y^- = \mu[Y] - \sigma[Y]$$

Combinando estos valores, es posible obtener cuatro pares diferentes de las variables  $X$  y  $Y$ , mismas que se consignan en la Tabla 2.15:

**Tabla 2.15 Combinaciones resultantes para dos variables**

Combinación	Designación	$X$	$Y$	Valor de $F$
1	++	$X^+ = \mu [X] + \sigma [X]$	$Y^+ = \mu [Y] + \sigma [Y]$	$F^{++}$
2	+-	$X^- = \mu [X] - \sigma [X]$	$Y^+ = \mu [Y] + \sigma [Y]$	$F^{+-}$
3	-+	$X^+ = \mu [X] + \sigma [X]$	$Y^- = \mu [Y] - \sigma [Y]$	$F^{-+}$
4	--	$X^- = \mu [X] - \sigma [X]$	$Y^- = \mu [Y] - \sigma [Y]$	$F^{--}$



En la columna cinco de la tabla 2.15 se presentan los valores de  $F$  asociados a cada combinación de las variables aleatorias  $X$  y  $Y$ . El valor esperado ( $\mu [F]$ ), la varianza ( $\sigma^2 [F]$ ) y desviación estándar ( $\sigma [F]$ ) de la función de desempeño se determinarán mediante la aplicación de las expresiones siguientes:

$$\mu [F] = p^{++}F^{++} + p^{+-}F^{+-} + p^{-+}F^{-+} + p^{--}F^{--} \quad (2.33)$$

$$\sigma^2 [F] = \mu [F^2] - \mu [F]^2 \quad (2.34)$$

$$\sigma [F] = \sqrt{\mu [F^2] - \mu [F]^2} \quad (2.35)$$

El término  $\mu [F^2]$  se determina con la siguiente ecuación:

$$\mu [F^2] = p^{++} F^{++2} + p^{+-} F^{+-2} + p^{-+} F^{-+2} + p^{--} F^{--2} \quad (2.36)$$

Las literales  $p^{++}$ ,  $p^{+-}$ ,  $p^{-+}$  y  $p^{--}$  representan la influencia que tiene sobre la variable de desempeño cada una de las combinaciones, su cálculo se realiza con las expresiones siguientes:

$$p^{++} = p^{--} = \frac{1+\rho_{XY}}{4} \quad (2.37)$$

$$p^{+-} = p^{-+} = \frac{1-\rho_{XY}}{4} \quad (2.38)$$

Si las variables  $X$  y  $Y$  no se correlacionan, los valores de los pesos son iguales para todas las combinaciones, y toman un valor de  $\frac{1}{4}$ .

### 2.3 Métodos probabilísticos en las metodologías de diseño

Diferentes autores han aplicado métodos estadísticos en la revisión y diseño de estructuras subterráneas construidas en suelos y roca, motivados principalmente por la gran incertidumbre que se tiene en la caracterización de los materiales. Diversas herramientas probabilísticas se implementan en diferentes artículos para determinar probabilidades de falla y para tomar en cuenta la variabilidad de las propiedades de diseño. Mayoral (2014) presenta una metodología novedosa de diseño, donde se unifica la revisión de estados límite de falla y de servicio, en conjunto con un análisis probabilístico. Se aplica el análisis probabilístico a un túnel construido en suelos finos cementados, suelos que por su naturaleza suelen presentar fallas de tipo frágil condición propiciada por la variabilidad del grado de cementación en su estructura.



Una parte del análisis propuesto se concentra en obtener una correlación múltiple entre los parámetros de deformación (módulo de elasticidad,  $E$ ) con los parámetros de resistencia (cohesión,  $c$ , y ángulo de fricción interna,  $\phi$ ). Mediante la aplicación del método de estimación puntual de dos variables (BPPEM, Rosenblueth 1981), en conjunto con modelos tridimensionales de diferencias finitas, se establecen probabilidades de falla e índices de confiabilidad, evaluando los resultados obtenidos con dos tipos de revestimientos diferentes, uno formado por concreto lanzado reforzado con fibras y el segundo formado por concreto lanzado y marcos metálicos.

Zhang y Goh (2012), emplean estados límites de falla y último (asociado a factores de seguridad obtenidos con la técnica de reducción de la resistencia al esfuerzo cortante) como umbrales para determinar probabilidades de falla mediante métodos de confiabilidad de primer orden (Hasofer-Lind method, 1974). Asocian diferentes valores de RMR con la cierto valor de calidad del macizo rocoso, a partir de ellos y correlacionando valores de deformación, obtenidos mediante mediciones en campo, se obtienen parámetros de resistencia. Parte de sus resultados se presentan en la Tabla 2.16, donde para rocas de diferentes calidades se calcula la deformación crítica, es decir, la máxima deformación esperada con las condiciones iniciales del macizo rocoso, acompañado de diferentes factores de seguridad y su índice de confiabilidad asociado.

**Tabla 2.16 Factores de seguridad e índices de confiabilidad asociados a cada valor de RMR**

Calidad del macizo rocoso	Deformación crítica	FS y su correspondiente índice de confiabilidad, $\beta$										
		FS	1.35	1.36	1.43	1.49	1.50	1.55	1.56	1.61	1.62	1.75
<b>Promedio</b> <b>RMR = 50</b>	0.520	$\beta$	0.94	1.02	1.54	2.00	2.07	2.46	2.54	2.93	3.01	4.05
		FS	1.45	1.66	1.67	1.76	1.77	1.85	1.86	1.94	2.01	2.02
<b>Buena</b> <b>RMR = 50</b>	0.240	$\beta$	1.50	1.99	2.03	2.47	2.52	2.97	3.03	3.51	3.96	4.02
		FS	1.77	1.96	2.00	2.24	2.25	2.26	2.51	2.52	2.74	2.75
<b>Muy buena</b> <b>RMR = 90</b>	0.048	$\beta$	2.53	2.62	2.66	2.98	3.00	3.02	3.49	3.51	3.99	4.02
		FS	1.77	1.96	2.00	2.24	2.25	2.26	2.51	2.52	2.74	2.75

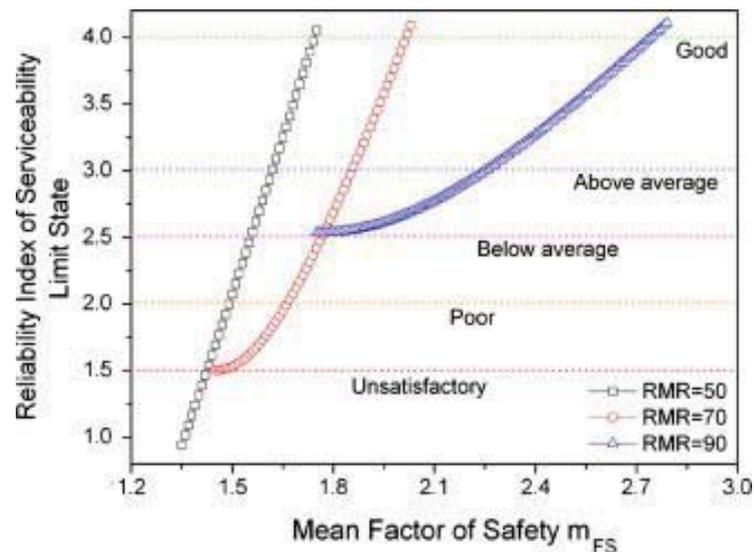
Graficando en un mismo plano los factores de seguridad y su índice de confiabilidad se genera un gráfico (figura 2.13) en el que se dividen los diferentes niveles del comportamiento de la caverna, tomando como parámetro de discriminación el índice de confiabilidad. Estos niveles son: comportamiento insatisfactorio, pobre, debajo del promedio, arriba del promedio y bueno.



En la Tabla 2.17 se presentan los valores del factor seguridad correspondientes a cada nivel de seguridad.

**Tabla 2.17 Factores de seguridad asociado a cada nivel de desempeño**

Condiciones del terreno	Nivel de desempeño y su valor de $FS$ requerido			
	Pobre	Bajo el promedio	Sobre el promedio	Buena
Promedio ( $RMR = 50$ )	1.49	1.56	1.62	1.75
Buena ( $RMR = 70$ )	1.67	1.77	1.86	2.02
Muy buena ( $RMR = 90$ )	1.77	1.77	2.25	2.75



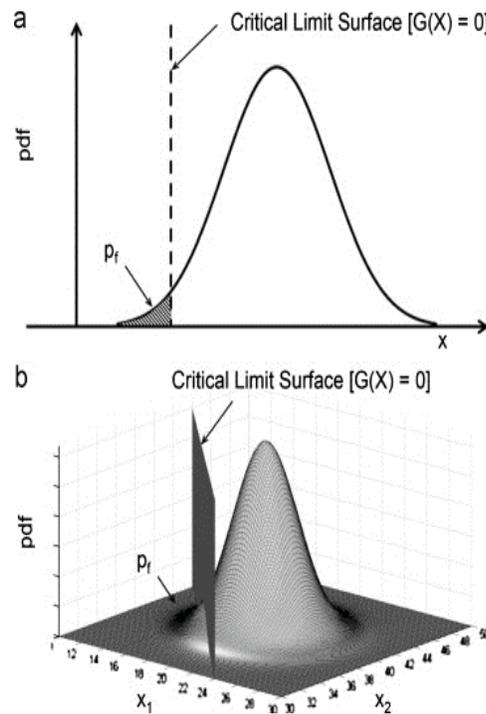
**Figura 2.13 Niveles de desempeño y su índice de confiabilidad asociado**

Tal y como se ha expuesto para establecer el comportamiento de la caverna se caracterizó el macizo en función del índice de calidad  $RMR$ , metodología comúnmente aplicada en la práctica. A partir de estos valores y mediante la aplicación de correlaciones se establecieron parámetros de resistencia y deformación con los que se alimentaron los modelos de diferencias finitas. A partir de los resultados del modelo y comparando con estados límite de servicio y últimos, se definieron niveles de desempeño tomando como factor de discriminación los índices de confiabilidad asociados a cada condición. Por último, cada nivel de desempeño se asoció con factores de seguridad con lo que consiguió relacionar un análisis determinístico con uno probabilístico.

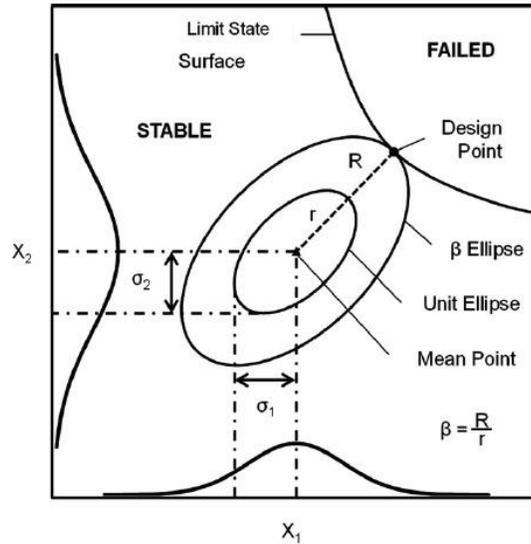
Aunque en el presente trabajo no se realiza un diseño del revestimiento primario, sino que se centra en la revisión de la estabilidad de la excavación, existen algunos autores como Langford y Diederichs (2013) que se ocupan de este tema.



Para ello consideran la variación intrínseca de las propiedades de los materiales, con lo que el diseño se rige por el riesgo que ofrece esta condición. Se da una descripción de los métodos tradicionales de diseño estructural del revestimiento, describiendo el método de convergencia-confinamiento y diagramas de capacidad. El método *RBD* propuesto lo dividen en siete pasos. Como primer paso se determinan funciones de desempeño basadas en las condiciones que pueden llevar a la falla el sistema de soporte, una de ellas es que las cargas superen la resistencia y la otra es que deformaciones excesivas limiten la funcionalidad del túnel durante su servicio. El segundo paso es la determinación de los momentos estadísticos de las variables de entrada, además se determina cuales son las variables con mayor repercusión sobre el comportamiento de la función de desempeño. En el tercer y cuarto paso se determinan las combinaciones de parámetros a emplear en los modelos numéricos, donde como resultado se obtendrán las cargas sobre el revestimiento y convergencias del mismo. En el quinto paso se determinan los momentos estadísticos de la cargas, con base en el *PEM* modificado. En el paso seis se determinan las funciones densidad de probabilidad que mejor describa el comportamiento de cada una de las cargas que actúan sobre el revestimiento (fuerza normal, fuerza cortante y momento flexionante), con base en esta elección en el paso siete se calculan las probabilidades de falla e índices de confiabilidad. En las figuras 2.14 y 2.15 se muestra gráficamente la probabilidad de falla y el índice de confiabilidad, respectivamente, para funciones de desempeño que dependen de dos variables aleatorias ( $X_1$  y  $X_2$ ).



**Figura 2.14** Función densidad de probabilidad (*fdp*) y la probabilidad de falla (*p<sub>f</sub>*)



**Figura 2.15** Proyección de la fdp en un plano horizontal, índice de confiabilidad ( $\beta$ )

Senent llevan el criterio de Hoek–Brown a otro nivel desarrollando un criterio, basado en el estado límite de falla, para determinar el valor de la presión crítica, es decir, aquel valor de presión mínimo que hay que aplicar en el frente de la excavación para evitar el colapso. Su metodología la desarrollan para su aplicación en la revisión de túneles someros, donde la cobertura es menor a la mitad del diámetro, donde la roca donde se excavan presenta valores de GSI entre 10 y 25, mismos que se asocian con un material extremadamente fracturado.

Como parte de esta investigación se desarrollan ábacos de diseño, que se encuentran en función de las propiedades del macizo rocoso ( $q_u$ ,  $\gamma$ ,  $GSI$  y  $m_i$ ) y de la geometría del túnel (diámetro), manteniendo una cobertura sobre la clave constante, conocidos estos datos se encuentra el valor de la presión crítica.

Es interesante este problema ya que estos ábacos se pueden generalizar para cualquier tipo de roca, con base en que su aplicación depende de valores de  $m_i$  y  $GSI$ , que si bien puede ser distintos para diferentes tipos de rocas, en muchas de ellas estos valores coinciden y es posible asignarlos a diferentes tipos de rocas.

Los ábacos resultantes son los mostrados en la figura 2.16.

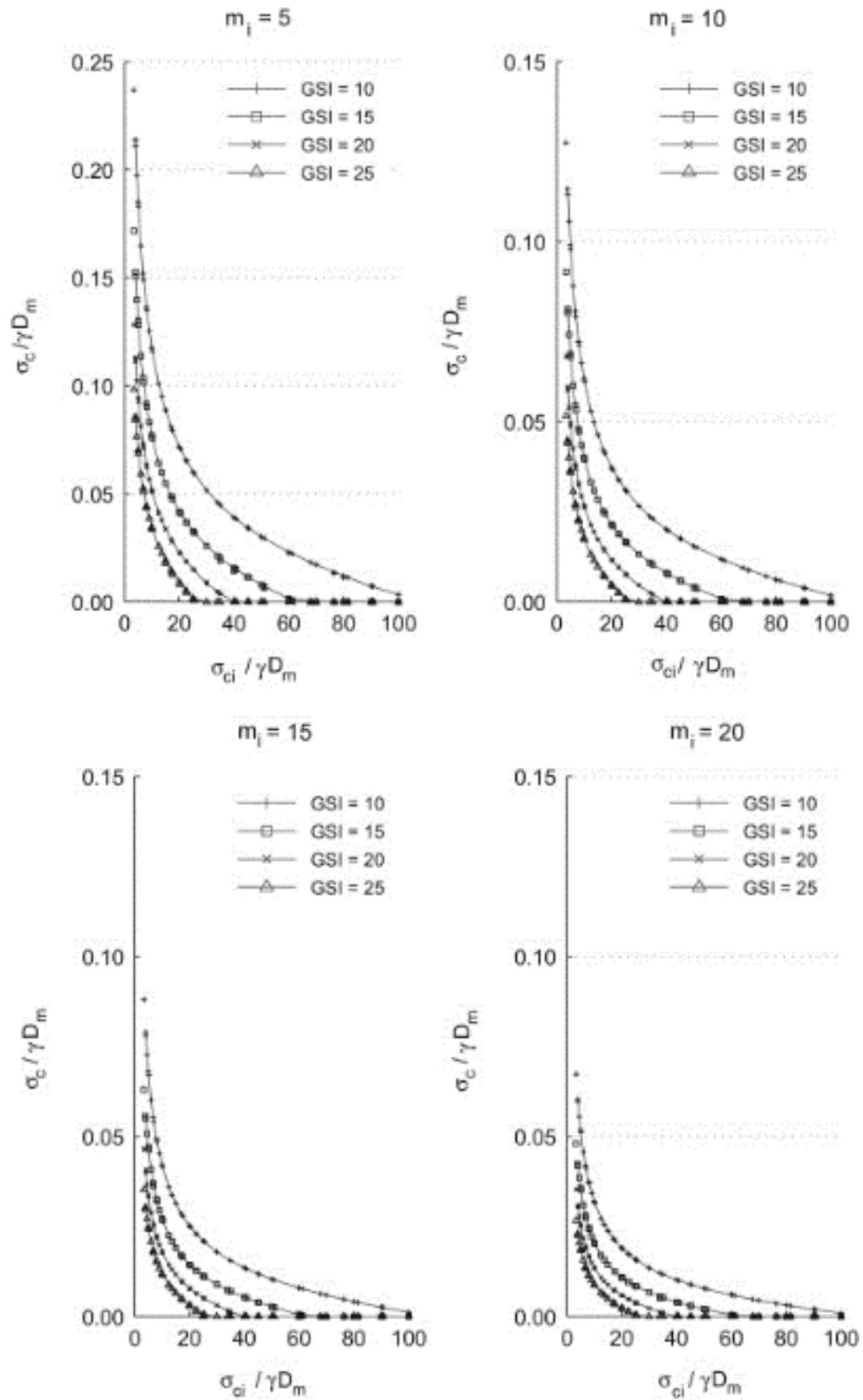


Figura 2.16 Ábacos de diseño



## 2.4 Tendencias actuales de diseño

En los últimos años el desarrollo de las herramientas de análisis ha permitido el modelado tridimensional de las condiciones a las que ven sometidos diferentes túneles durante su construcción. Aunque estas herramientas se han mejorado no se debe dejar de lado una buena definición de las condiciones del sitio, desde el punto de vista geológico y geotécnico (Fava, Adriano 2013; Cordes, Harald 2013). Una buena interpretación geológica, en conjunto con la exploración geotécnica, brindan las bases para definir el proceso constructivo que mejor se adapte a las condiciones del sitio, pero además, brinda la información necesaria para la determinación de las propiedades de diseño.

Con los avances en las herramientas de análisis se han podido modelar condiciones de construcción extremas (Schindler 2013, Comodromos 2013), entendiéndose por ello, aquella donde asentamientos excesivos, generados por la excavación del túnel, dañarían considerablemente estructuras de gran interés ubicadas dentro de la zona de influencia de la excavación (estado límite de servicio como limitante de diseño). Esta situación poco a poco va en incremento, ello debido a que el espacio subterráneo de las ciudades se explota a una tasa cada vez mayor. Por ello se ha desarrollado el método PBD, que busca limitar los efectos de la excavación, a un nivel tal que la afectación sobre estructuras superficiales sea mínima, es decir, que le produzca daños apenas perceptibles.

La comparación de los resultados obtenidos mediante modelos numéricos con mediciones en campo (Chu 2013, Di Mariano 2013) permiten su calibración y correcta aplicación, ya que los modelos tienen la capacidad de predecir el comportamiento del terreno bajo diferentes condiciones, este comportamiento se debe validar mediante mediciones en campo, por esta razón, la instrumentación debe ser instalada y monitoreada en cualquier túnel, porque también ayuda en la prevención de accidentes ya que a partir de un análisis de las mediciones se puede determinar un posible colapso o un mal comportamiento en el sistema de soporte.



### 3. METODOLOGÍA DE ANÁLISIS

El diseño de túneles en masas de roca requiere de la caracterización de los parámetros de resistencia y deformabilidad, mismos que son función de las propiedades de la roca intacta (por ejemplo, la resistencia en compresión simple,  $q_u$ , el módulo de Young de la roca intacta,  $E_i$ , el parámetro  $m_i$ ) y de características de la masa rocosa (Índice de Resistencia Geológico,  $GSI$ , Clasificación de Masas Rocosas,  $RMR$ ). Por tanto, en principio, un análisis de diseño basado en el desempeño requiere de una revisión de los Estados Límite de Falla y de Servicio, simultáneamente, tal y como propone Mayoral (2014). Este procedimiento no puede extenderse directamente a rocas, al considerar que este enfoque en conjunto con el *BPEM*, para llevar a cabo el análisis de riesgos, se limita a dos variables aleatorias. Diferentes enfoques son susceptibles de aplicarse para superar esta limitación, incluyendo el uso del método de estimación puntual multivariable (Connor y Diederichs, 2013) o simulaciones de Montecarlo (Carranza-Torres, et. al., 2013), para hacer frente a las variables aleatorias adicionales, o a la redefinición de variables basada en el significado físico de cada parámetro, transformando el problema de multivariadas aleatorias en uno de dos variables.

En la presente tesis esta última alternativa se considera como la más conveniente para emplearse en casos prácticos, por ello, se utilizan las relaciones propuestas por Hoek y Brown para linealizar el problema en términos de dos parámetros de resistencia (cohesión,  $c$ , y el ángulo de fricción interna,  $\phi$ ) para la roca y pasar de un problema multivariable ( $GSI$ ,  $m_i$ , y  $q_u$ ) a uno de dos variables,  $c$  y  $\phi$ . Además se obtiene el parámetro de deformabilidad  $E_m$  ya que, al igual que los parámetros de resistencia, éste se encuentra relacionado con el  $GSI$  (Hoek y Diederichs, 2005). El problema de optimización se resuelve en estas ecuaciones para obtener los valores extremos de  $c$  y  $\phi$  y ser utilizados en el *BPEM* junto con modelos tridimensionales de diferencias finitas del túnel (desarrollados con el programa  $FLAC^{3D}$ ) para obtener los factores de seguridad para cada combinación de  $c$ ,  $\phi$  y  $E_m$ . De las simulaciones numéricas se obtienen, probabilidades de falla para el frente, corona y hastiales del túnel, además, de los asentamientos en superficie.



Inicialmente, las condiciones medias, respecto a la resistencia y deformabilidad del túnel, se modelaron buscando establecer el factor de seguridad y la deformación de la masa de roca asociados a esta condición. Luego se llevaron a cabo los análisis de confiabilidad, suponiendo que el factor de seguridad,  $FS$ , tienen una distribución normal. Aunque  $FS$  es función sólo de los parámetros de resistencia,  $c$  y  $\phi$ , de acuerdo con la definición geotécnica típica de factor de seguridad (es decir, la capacidad respecto a la demanda), que está también indirectamente relacionada con la deformabilidad de la masa de roca. A partir de este enfoque, fue posible determinar la probabilidad de falla (es decir, la probabilidad de que el factor de seguridad sea inferior o igual a uno), y la probabilidad de un comportamiento adecuado del túnel, desde el punto de vista de servicio, estableciendo, además, los desplazamientos del terreno correspondientes.

### 3.1 Obtención de los parámetros de diseño

Hoek y Brown (1980a, b) desarrollan un criterio de falla para evaluar la cohesión,  $c$ , y el ángulo de fricción interna,  $\phi$ , de un macizo rocoso para el diseño de una excavación. Este criterio fue después modificado por Hoek y en la última versión (Hoek, et. al., 2002) se considera el grado de fracturamiento de la roca y la influencia del proceso constructivo sobre el macizo rocoso mediante dos variables el  $GSI$  y  $D$ , respectivamente.

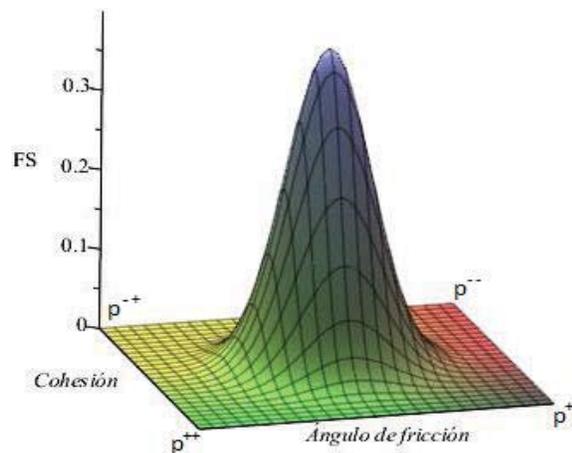
La obtención del valor de  $GSI$  es mediante tablas, sin embargo, en la presente tesis se sugiere que se obtenga mediante correlaciones ya que se considera que la tabulación tiene un carácter subjetivo, sólo está en función de las características de las discontinuidades y no toma en cuenta las propiedades de los fragmentos intactos. La finalidad de obtener el valor de  $GSI$  a partir de correlaciones permite considerar toda la información obtenida de campo y laboratorio, misma que es necesaria para aplicar los métodos de caracterización geomecánica ( $RMR_{89}$  o  $Q$ ).

### 3.2 Análisis de confiabilidad

Siguiendo el método de estimación puntual de dos variables,  $BPEM$ , (Harr, 1996; Rosenblueth, 1975; 1985), y asumiendo una distribución normal para el factor de seguridad, la probabilidad de falla y el índice de confiabilidad del sistema pueden ser obtenidos. El  $BPEM$  es un método aproximado en donde la distribución de probabilidad es asumida análogamente como una carga vertical distribuida sobre una zapata rígida, apoyada en cuatro puntos:  $p^{++}$ ,  $p^{+-}$ ,  $p^{-+}$  y  $p^{--}$  (ver figura 3.1).



El valor esperado del factor de seguridad es obtenido como un promedio pesado, donde las contribuciones relativas son obtenidas de la respuesta de cuatro modelos de diferencias finitas, alimentados con los parámetros de resistencia y deformación asociados a la permutación de los valores máximos y mínimos del valor de  $GSI$  y  $q_u/m_i$  (los valores de  $q_u$  y  $m_i$  se colocan con la línea diagonal ya que se toman en conjunto, es decir, considerando sus valores máximos y mínimos al mismo tiempo para ser empleados en la generación de los parámetros de resistencia). Los coeficientes de correlación que definen los valores de  $p^{++}$ ,  $p^{+-}$ ,  $p^{-+}$  y  $p^{--}$ , serán estimados a partir de los valores de resistencia obtenidos de muestras de datos virtuales, mismos que se derivan de un análisis paramétrico de las ecuaciones definidas por Hoek y Brown para estimar los valores de  $c$  y  $\phi$ .



**Figura 3.1 Distribución densidad de probabilidad para dos variables aleatorias**

### 3.3 Análisis numérico

Los modelos de diferencias finitas tridimensionales se desarrollan con el programa Flac<sup>3D</sup>, en ellos se consideran las diferentes propiedades obtenidas del análisis de las ecuaciones establecidas en el criterio de falla de Hoek y Brown. Los modelos se desarrollan para una sección homogénea, cuyo comportamiento queda definido según el modelo constitutivo Mohr- Coulomb, que se encuentra en función de cinco parámetros: módulo de elasticidad ( $E_m$ ), cohesión ( $c$ ), ángulo de fricción interna ( $\phi$ ), ángulo de dilatación ( $\delta$ ) y la relación de Poisson ( $\nu$ ). A partir de los modelos de diferencias finitas se obtienen distribuciones espaciales del factor de seguridad con base en la metodología planteada en el punto siguiente.

#### 3.3.1 Factor de Seguridad

Los factores de seguridad, FS, para el frente del túnel son obtenidos como la relación de la capacidad,  $\tau_{cap}$ , sobre la demanda,  $\tau_{act}$ , matemáticamente se expresa como sigue:



$$FS = \frac{\tau_{cap}}{\tau_{act}} \quad (3.1)$$

Donde:

$$\tau_{cap} = c + \sigma_{oct} \tan \phi \quad (3.2)$$

$$\tau_{act} = \frac{((\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2)^{0.5}}{3} \quad (3.3)$$

$$\sigma_{oct} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad (3.4)$$

$\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  y  $\sigma_3$  son los esfuerzos principales.

Este procedimiento permite definir las zonas de la masa de suelo donde los esfuerzos locales son iguales o mayores que la resistencia local, con lo que se puede visualizar un estado de falla potencial, en lugar de un factor de seguridad global asociado a un mecanismo de falla prescrito, o como el calculado por medio del equilibrio limite o por el método reducción de resistencia (SRM, por sus siglas en ingles) que fue inicialmente propuesto para el análisis de estabilidad de taludes. Aunque el SRM ha sido aplicado a túneles, se encuentra lejos de detectar zonas de debilidad potenciales alrededor del frente del túnel, que son función de los valores de los parámetros de resistencia y las cargas dadas, en su lugar proporciona un valor de lo lejos que se encuentra el suelo, que rodea al túnel, de una falla hipotética.

Teniendo las distribuciones espaciales del factor de seguridad se obtienen los valores mínimos de cada sitio de análisis (frente, corona y hastiales), con ellos se obtienen las distribuciones de probabilidad correspondientes con base en la metodología del BPEM.

### 3.3.2 Procedimiento de construcción

El procedimiento constructivo se modelará para dos condiciones: cuando el revestimiento se coloca inmediatamente después de realizar la excavación y cuando éste se coloca en la etapa subsecuente de excavación.

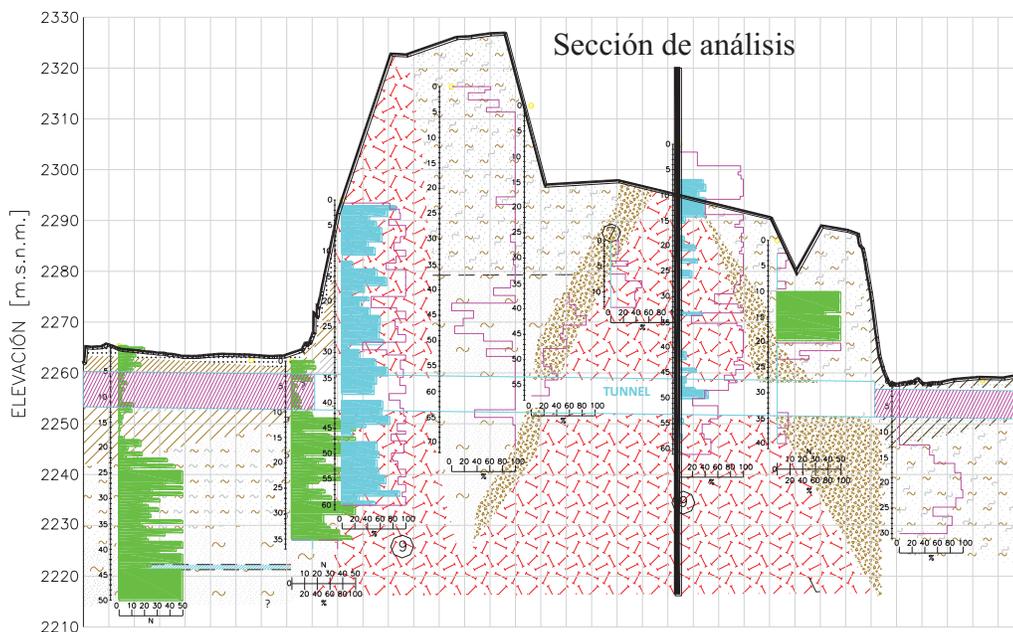
### 3.3.2 Revestimiento primario

A diferencia de un anillo continuo, la rigidez de un anillo adovelado se ve comprometida por la presencia de cada junta que lo integra, esta condición puede ser considerada al reducir el módulo de elasticidad del elemento rígido.



#### 4. CASO DE ESTUDIO

Se asume para el caso de estudio un túnel hipotético que se encuentra ubicado al Noroeste de la ciudad de México, su trazo pasa a través de diferentes materiales, entre los cuales se encuentran tobas, lahares, brechas y rocas andesítica-dacíticas. La sección elegida (ver figura 4.1) cruza una formación de estos últimos materiales, al cual se le asigna una calidad media, con base en los valores de RQD determinados durante la exploración geotécnica.



**Figura 4.1** Secuencia estratigráfica lo largo del eje del túnel y la sección de análisis

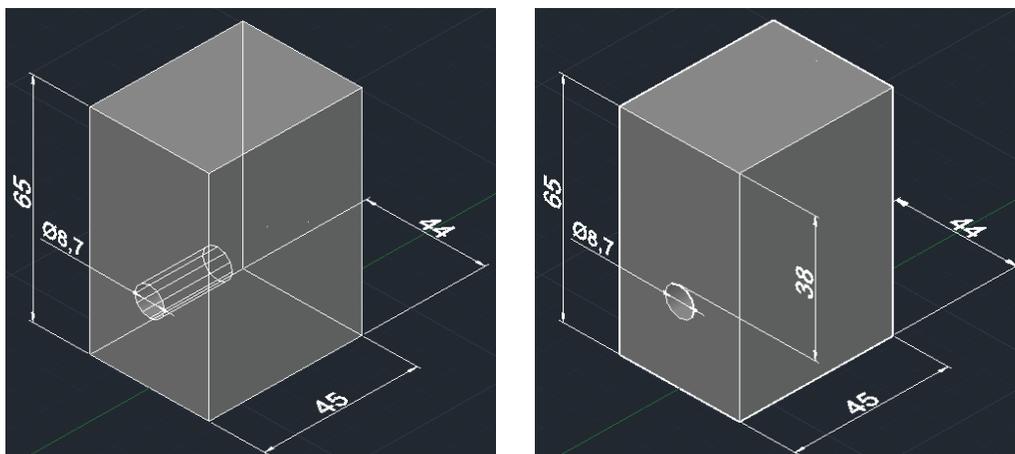
El túnel tiene una longitud total de 16 km, pero la porción que queda embebida totalmente en roca andesítica-dacítica tiene alrededor de 800 m, en esa longitud la cobertura de terreno, sobre la clave del túnel, se integra por materiales de diversos tipos y espesores, sin embargo, en una longitud de aproximadamente 150 m se compone totalmente por roca andesítica-dacítica, con una cobertura que oscila entre 37 y 39 m.



El túnel es de sección circular con un diámetro de excavación de 8.7 m, en la figura 4.2 se presenta el modelo geotécnico de análisis, mismo que será aplicado en el modelo numérico. Se tienen planteado que la excavación se realice mediante el empleo de una máquina tuneledora (Tunnel Boring Machine, *TBM*) de frente abierto, donde las condiciones geológicas lo permitan y los factores de seguridad del frente sean suficientes para asegurar su estabilidad. El revestimiento primario estará formado por un anillo adovelado de concreto hidráulico, cuyas características mecánicas se presentan en la Tabla 4.1.

**Tabla 4.1 Propiedades mecánicas de las dóvelas de concreto**

Parámetro	Valor	Unidades
Resistencia a los 28 días, $f'_c$	40	MPa
Módulo de Young a los 28 días, $E_c$	28,000	MPa
Relación de Poisson, $\nu_c$	0.20	-



Acotaciones en metros

**Figura 4.2 Geometría del modelo geotécnico de análisis**

#### 4.1 Estimación de la calidad del macizo rocoso

##### 4.1.1 Información obtenida de la exploración geotécnica

En la figura 4.3 se presentan datos del *RQD*, compresión simple ( $q_u$ ) y del peso volumétrico ( $\gamma$ ) de la roca andesítica-dacítica de la zona de estudio, cabe señalar que estos datos se obtienen del ensaye de muestras extraídas al nivel de la sección del túnel.

Tomando como variables aleatorias los parámetros *RQD*,  $q_u$  y  $\gamma$ , y aplicando las ecuaciones 2.20 a 2.23 se obtienen los parámetros estadísticos consignados en la Tabla 4.2. Por su parte, en la Tabla 4.3 se presenta en resumen, los rangos en que se encuentran los parámetros *RQD* y  $q_u$ , mismos que se emplearán posteriormente en la clasificación geomecánica del macizo.

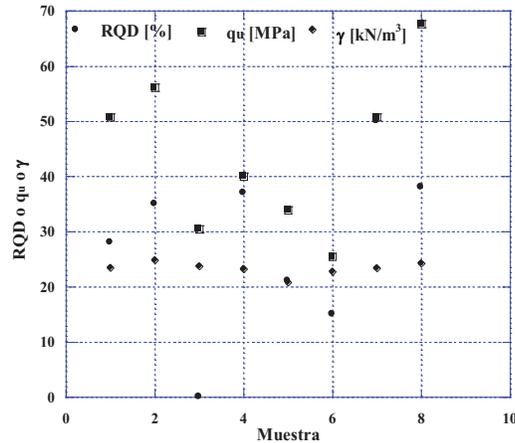


Figura 4.3 Valores de diferentes parámetros de la roca

Tabla 4.2 Parámetros estadísticos de *RQD*, *qu* y  $\gamma$

	$\mu [X]$	$\sigma [X]$	c.o.v. [%]
<i>RQD</i> [%]	28	17	60
<i>qu</i> [MPa]	47	13	28
$\gamma$ [kN/ m <sup>3</sup> ]	23.3	1.2	5

Tabla 4.3 Intervalo de los valores de *RQD* y *qu*

Parámetro	Rango de valores
Resistencia de la roca intacta	25-100 Mpa
<i>RQD</i>	<25 - 50%

#### 4.1.2 Características de las discontinuidades

De un levantamiento en campo se determinaron las características del macizo rocoso que se enuncian a continuación:

“Las paredes de las juntas son clasificadas como ligeramente a fuertemente rugosas, con una abertura menor a 1 mm hasta aquellas que van de 1 a 5 mm. No se detectó el nivel freático en la zona de estudio. La posición del eje del túnel respecto a la orientación de las discontinuidades va de media a desfavorable”.

En la Tabla 4.4 se presenta un resumen de las características de las discontinuidades.

Tabla 4.4 Características de las discontinuidades

Parámetro	Rango de valores
Espaciamiento de las discontinuidades	60 - 600 mm
Separación (gapping)	0.1 - 5 mm
Rugosidad	Poco rugoso a rugoso
Material entre grietas (gouge)	Relleno suave a duro
Intemperismo	Moderadamente intemperizado



### 4.1.3 Aplicación del método basado en el *Rock Mass Rating 89*

En las tablas 2.2 a 2.4 se establecen las características del macizo rocoso que se requiere conocer para establecer su calidad en función del valor  $RMR_{89}$ , mismas que se conocen y se encuentran consignadas en las tablas 4.3 y 4.4. Al asignar a cada característica su puntuación correspondiente, se concluye que los valores de  $RMR_{89}$  obtenidos son 55 y 30, el primer valor se asocia a la mejor condición de la roca y el segundo de ellos a la más desfavorable.

## 4.2 Determinación de las propiedades de diseño

### 4.2.1 Revisión de las ecuaciones de Hoek - Brown

Como se estableció anteriormente, con ayuda del criterio de falla de Hoek-Brown es posible determinar los parámetros de resistencia  $c$  y  $\phi$  del macizo rocoso, en función de diferentes variables, por inspección se determina que esas variables son:  $\gamma$ ,  $H$ ,  $GSI$ ,  $q_u$  y  $m_i$ . La cobertura ( $H$ ) sobre la clave del túnel varía de 37 a 39 m en una longitud de aproximadamente 150 m, condición que sugiere un terreno sensiblemente horizontal, por ello, a esta variable se le puede considerar constante e igual al promedio de las coberturas máximas y mínimas del tramo en estudio, que en este caso es 38 m.

Por su parte, de acuerdo con los valores del *c.o.v.*, consignados en la tabla 4.2, el  $\gamma$  se puede considerar constante ya que el valor de éste parámetro estadístico es muy inferior que los correspondientes a los valores de  $RQD$  y  $q_u$ . El valor de  $GSI$  se obtiene a partir del valor de  $RMR_{89}$  aplicando la ecuación 2.7, de su aplicación resultan valores de 50 y 25, mismos que se asocian a la mejor y peor condición del macizo rocoso, respectivamente. De la tabla 2.2 se obtiene el valor de  $m_i$ , mismo que se encuentra en el siguiente intervalo:

$$m_i = 25 \pm 5$$

En la Tabla 4.5 se presenta un resumen con las constantes propias del macizo rocoso en estudio, necesarias para la aplicación del criterio de Hoek – Brown, en él se presentan sus valores máximos, promedio y mínimos.

**Tabla 4.5 Resumen de parámetros que caracterizan al macizo rocoso**

Variable	Valor		
	Máximo	Promedio	Mínimo
$GSI$	50	37.5	25
$q_u$ [MPa]	60	47	34
$m_i$	30	25	20
$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	-	23.3	-



Una variable adicional que se requiere para determinar los parámetros de resistencia y deformación es  $D$ , en el presente trabajo se considerarán dos valores, uno de 0 y otro de 0.5. En la figura 4.4 se presenta el modelo geotécnico a emplear en el análisis.

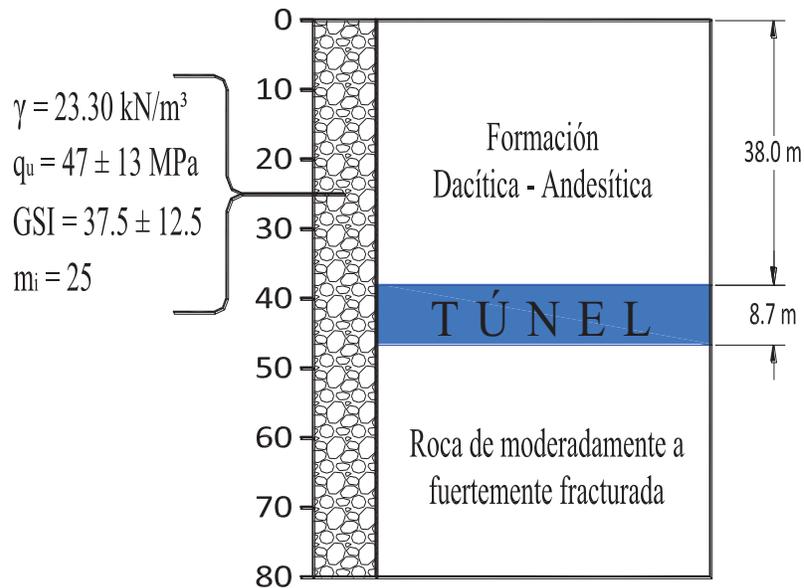


Figura 4.4 Modelo geotécnico del túnel

#### 4.2.2 Análisis de sensibilidad

Para determinar la influencia de los parámetros, antes definidos, sobre las propiedades de resistencia,  $c$  y  $\phi$ , se realizó el gráfico 4.5, donde se muestra la variación de estos parámetros bajo diferentes combinaciones de  $GSI$ ,  $q_u$  y  $m_i$ , manteniendo constante el valor de  $D$ , en esta figura se aprecia claramente que los parámetros de resistencia son directamente proporcionales a los valores de  $GSI$ ,  $q_u$  y  $m_i$ , condición que queda sustentada en el hecho de que las curvas asociadas a los valores máximos de  $q_u$  y  $m_i$  limitan la nube de puntos superiormente y que inferiormente se ve limitada por la curva asociada a los valores mínimos de estas mismas variables.

Los gráficos de las figuras 4.6 y 4.7 se construyeron para valores diferentes de la variable  $D$ , en cada uno de ellos se presentan cuatro curvas, dos ellas asociadas a los valores máximos y mínimos de  $q_u$  pero manteniendo constante el valor de  $m_i$  e igual a su valor esperado. Por su parte, en la construcción de las dos curvas restantes se toman los valores máximos y mínimos de  $m_i$ , pero ahora dejando constante el valor de  $q_u$  e igual a su valor esperado. Con este ejercicio se estudia la influencia de las variables  $q_u$ ,  $m_i$  y  $D$  sobre los parámetros de resistencia.



De las curvas consignadas en las figuras 4.6 y 4.7 se aprecia que la variable  $q_u$  tiene una influencia mayor sobre los valores de  $c$  y  $\phi$ , ya que induce una variación mayor sobre los parámetros de resistencia, esta afirmación se aprecia mejor en la curva correspondiente a la cohesión. Por otro lado, comparando los valores de los parámetros de resistencia asociados a los diferentes valores de  $D$ , se nota un decremento en la magnitud de estas propiedades, siendo las de mayor magnitud las correspondientes al valor de  $D = 0$ .

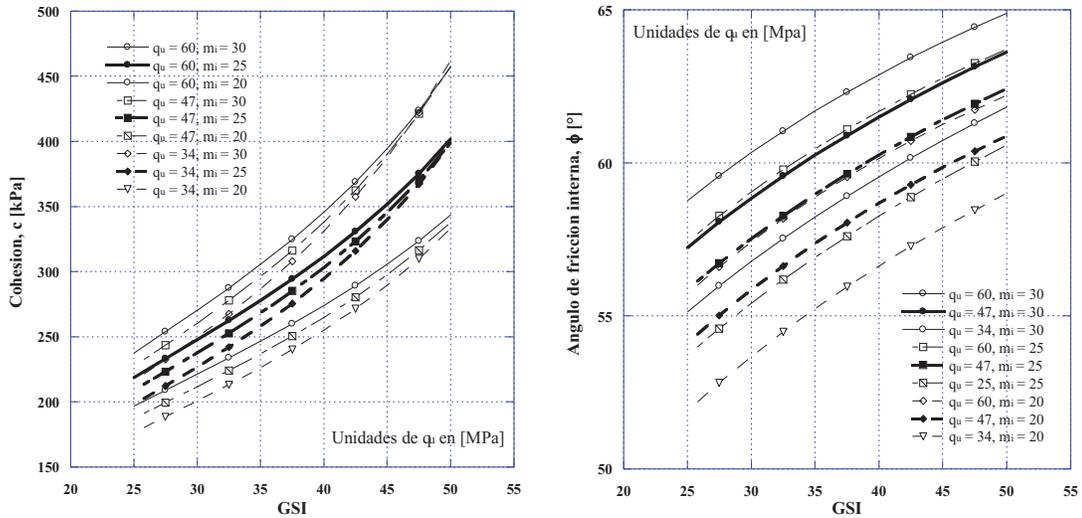


Figura 4.5 Variación de los parámetros  $c$  y  $\phi$  respecto diferentes combinaciones de  $GSI$ ,  $q_u$  y  $m_i$

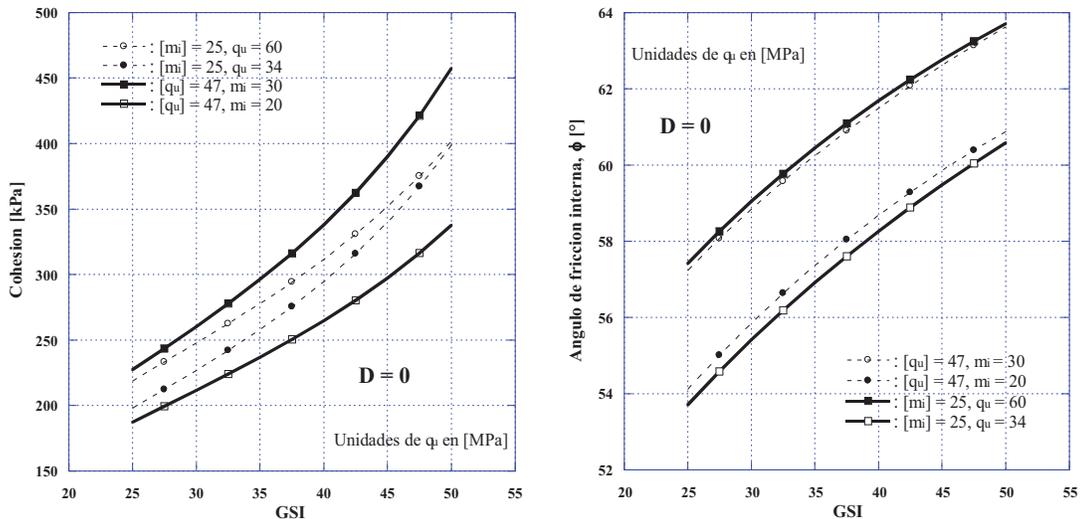


Figura 4.6 Influencia sobre los parámetros  $c$  y  $\phi$  de las variables  $q_u$  y  $m_i$ , para un valor de  $D = 0$

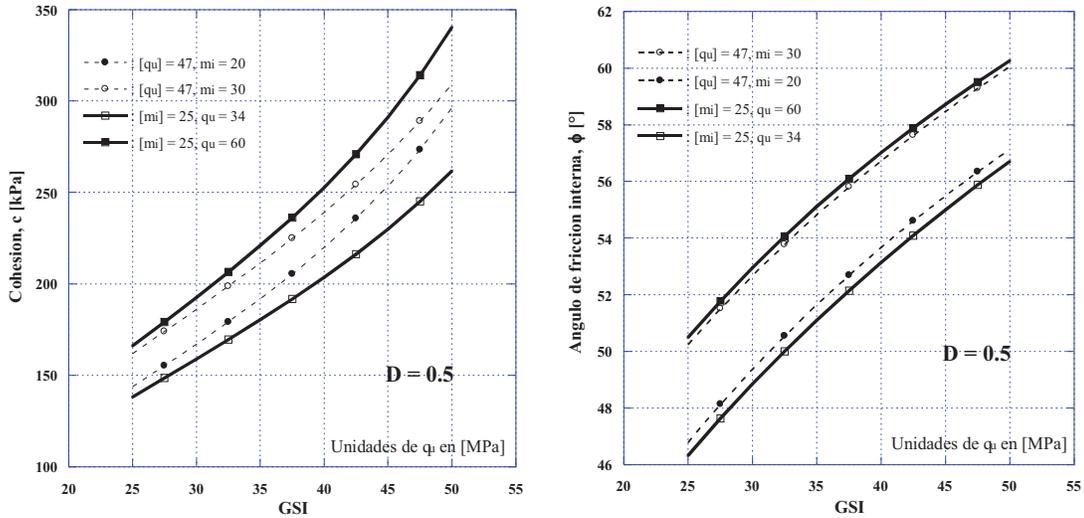


Figura 4.7 Influencia sobre los parámetros  $c$  y  $\phi$  de las variables  $q_u$  y  $m_i$ , para un valor de  $D = 0.5$

Como se vió en el punto anterior, las propiedades de resistencia son directamente proporcionales a los valores de  $GSI$ ,  $q_u$  y  $m_i$ , por tanto, resulta evidente que los valores máximos y mínimos de los parámetros de resistencia están relacionados con los valores extremos de estas variables.

En los gráficos mostrados en la figura 4.8 se presentan las curvas correspondientes a los valores máximos y mínimos de  $q_u$  y  $m_i$ , cabe señalar que cada curva se generó considerando, por igual, los valores máximos o mínimos de las variables  $q_u$  y  $m_i$ , en esta curva es más notorio el efecto de la variable  $D$  sobre las propiedades de resistencia.

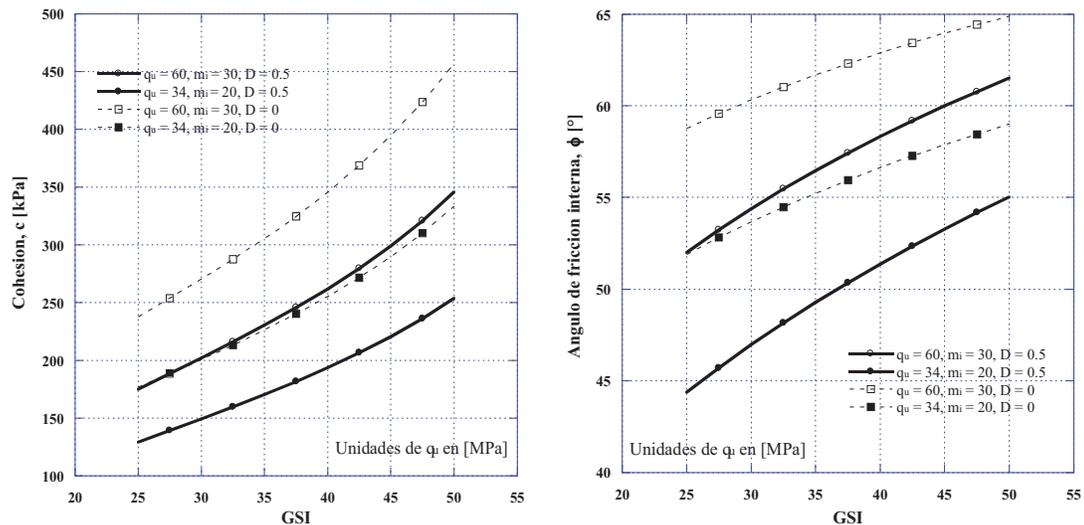


Figura 4.8 Parámetros  $c$  y  $\phi$  para los los valores máximos y mínimos de  $q_u$  y  $m_i$



La segunda parte del análisis, se centra en la determinación de la relación estadística entre los parámetros de resistencia, en las figuras 4.9 a 4.11 se presenta el coeficiente de correlación entre  $c$  y  $\phi$  ( $\rho_{c,\phi}$ ) para valores constantes de  $GSI$ , en ellas los parámetros de resistencia se calculan para un valor de  $D = 0$ , por su parte, en la figura 4.12 se presentan para el valor de  $GSI$  promedio y para valores de  $D = 0$  y  $0.5$ . En las figuras referenciadas se puede apreciar que los coeficientes de correlación calculados son inversamente proporcionales a los valores de  $GSI$ .

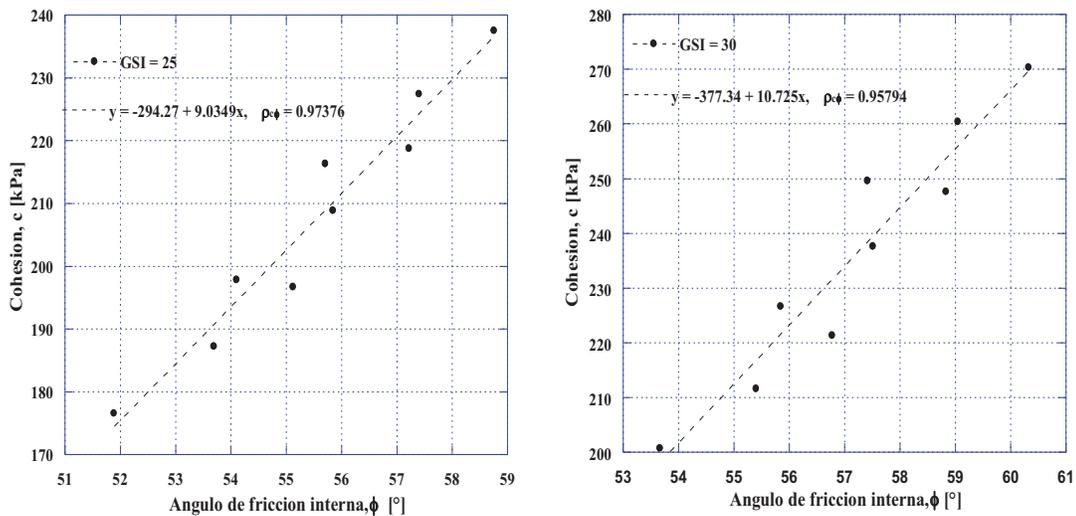


Figura 4.9 Correlación lineal de los parámetros  $c$  y  $\phi$  para  $GSI = 25$  y  $30$

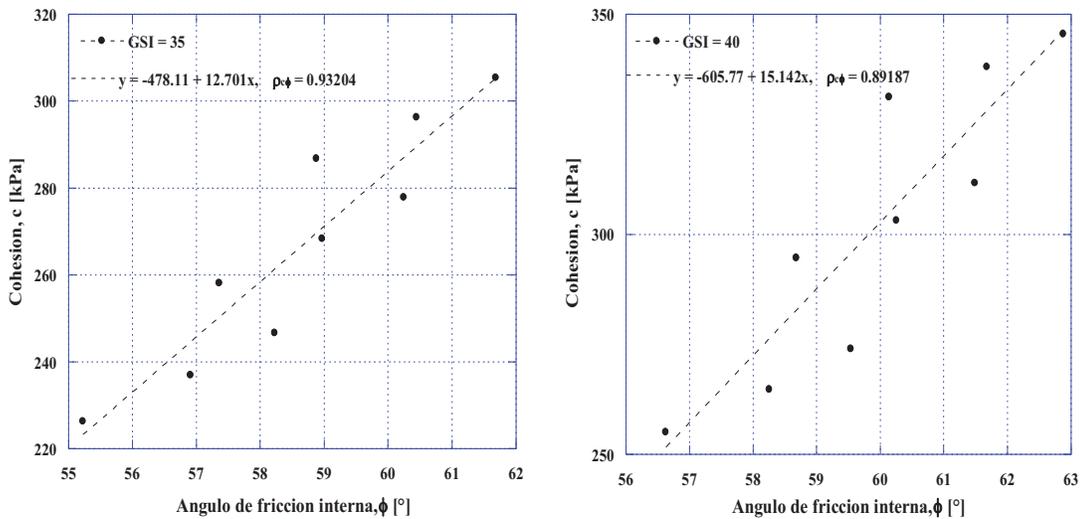


Figura 4.10 Correlación lineal de los parámetros  $c$  y  $\phi$  para  $GSI = 35$  y  $40$

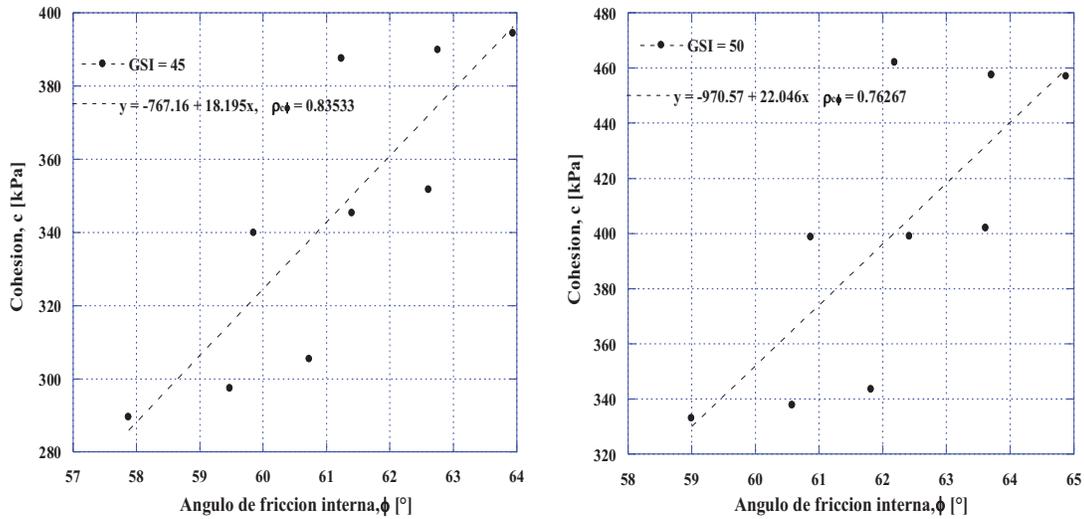


Figura 4.11 Correlación lineal de los parámetros  $c$  y  $\phi$  para  $GSI = 45$  y  $50$

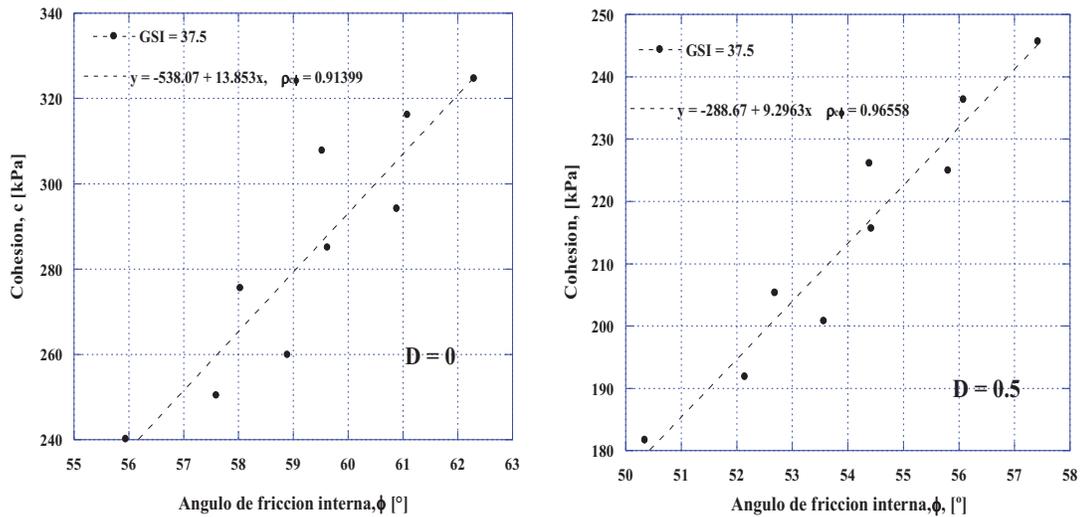


Figura 4.12 Correlación lineal de los parámetros  $c$  y  $\phi$  para el valor promedio de  $GSI$

## 4.2.3 Propiedades de diseño

### 4.2.3.1 Parámetros de resistencia

Con base en los análisis de sensibilidad y optimización se deduce que las propiedades de resistencia máximas y mínimas se obtienen por medio de una combinación de los valores máximos y mínimos de  $GSI$ ,  $q_u$  y  $m_i$ . Como se verá más adelante, será necesario conocer las propiedades considerando combinaciones de todos los parámetros con sus valores máximos, mínimos y combinaciones de ambos (máximos-mínimos y mínimos-máximos). Los valores máximos y mínimos de  $GSI$ ,  $q_u$  y  $m_i$ , se obtienen de acuerdo a lo establecido en la tabla 3.2.



En la Tabla 4.6 se presentan los parámetros de resistencia asociados a diferentes combinaciones de los valores de  $GSI$  y  $q_u/m_i$ , entre ellas se encuentran dos combinaciones donde solo se consideran los valores medios de cada variable, la diferencia entre estas últimas es que se asocian a valores de  $D$  diferentes, 0 y 0.5.

**Tabla 4.6 Parámetros de resistencia,  $c$  y  $\phi$ , a emplear en los modelos**

Combinación		$GSI$		Parámetros de la roca intacta				
				$D = 0$		$D = 0.5$		
$D = 0$	$D = 0.5$	$q_u$ [Mpa]	$m_i$	$c$ [Mpa]	$\phi$ [°]	$c$ [Mpa]	$\phi$ [°]	
1	6	25	34	20	177	52	129	44
2	7	25	60	30	237	59	175	52
3	8	50	34	20	333	59	254	55
4	9	50	60	30	457	65	346	62
<b>Valor medio</b>		37.5	47	25	285	60	216	54

#### 4.2.3.2 Parámetros de deformación

El módulo de deformación del macizo rocoso ( $E_m$ ) se estima en función del valor de  $GSI$  y de  $D$  por medio de la expresión 2.19, en la Tabla 4.7 se presentan los valores resultantes.

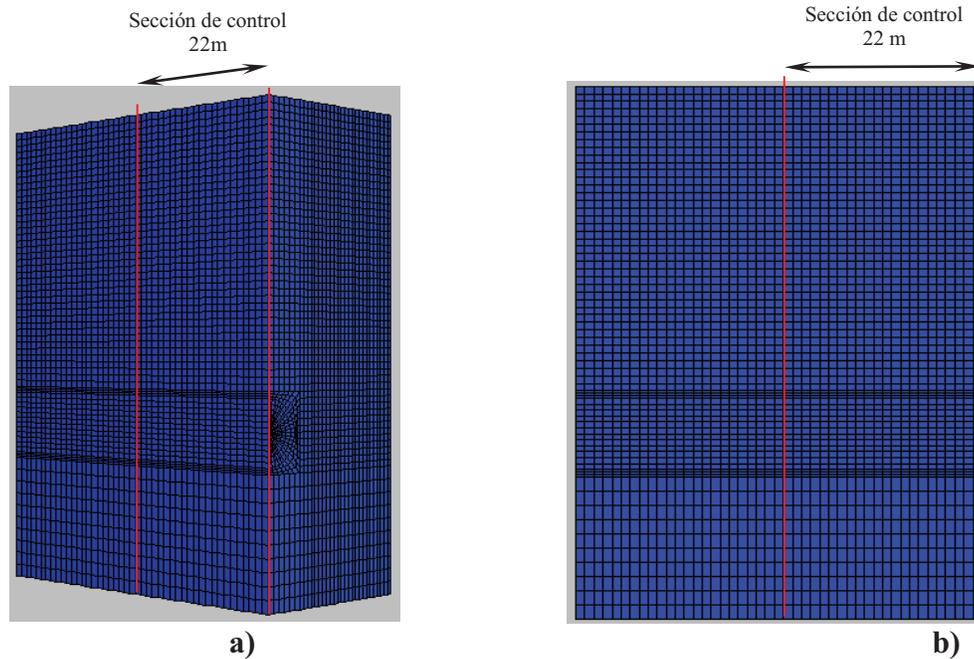
**Tabla 4.7 Parámetro de deformación,  $E_m$ , a emplear en los modelos**

Combinación		$GSI$	$E_m$ [Mpa]	
$D = 0$	$D = 0.5$		$D = 0$	$D = 0.5$
1	6	25	1030	252
2	7	25	1030	252
3	8	50	9163	2375
4	9	50	9163	2375
<b>Valor medio</b>		37.5	3140	779

#### 4.2.4 Modelo de diferencias finitas

Diez modelos tridimensionales de diferencias finitas, desarrollados en el programa FLAC<sup>3D</sup>, se implementarán para determinar la respuesta general del túnel, uno para cada combinación de propiedades consignada en las tablas 4.6 y 4.7, por su parte, el revestimiento primario se modela con las propiedades consignadas en la tabla 4.1 mediante elementos tipo “shell”.

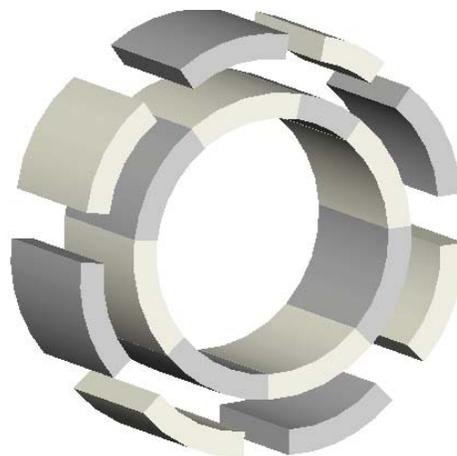
El modelo representa una formación andesítica-dacítica, sus dimensiones quedan establecidas en la figura 4.2. El modelo constitutivo empleado en la modelación es uno tipo Morh-Coulomb.



**Figura 4.13** Modelo tridimensional de diferencias finitas: a) Vista 3D y b) Vista lateral

#### 4.2.4.1 Simulación del procedimiento de excavación

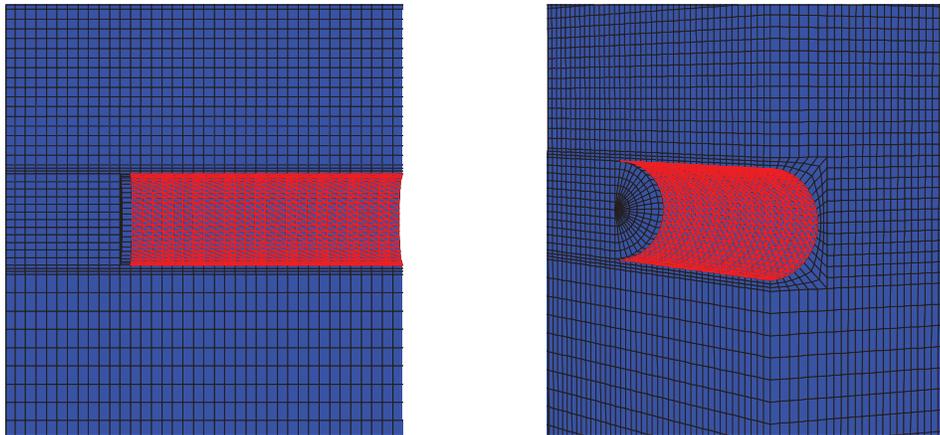
La construcción del túnel se realizará por medio de un sistema mecanizado, empleando una TBM de frente mixto, la cual puede trabajar con presión en el frente o no, en nuestro problema particular no es necesaria la aplicación de presión en el frente de la excavación, hipótesis que se sustenta con los resultados obtenidos de los modelos. El revestimiento primario se compone por una serie de anillos de 1.5 m de longitud, formados por 7 dovelas, una octava (dovela llave) se emplea para cerrar el anillo, en la figura 4.14 se muestra un esquema de este sistema.



**Figura 4.14** Anillo dovelado

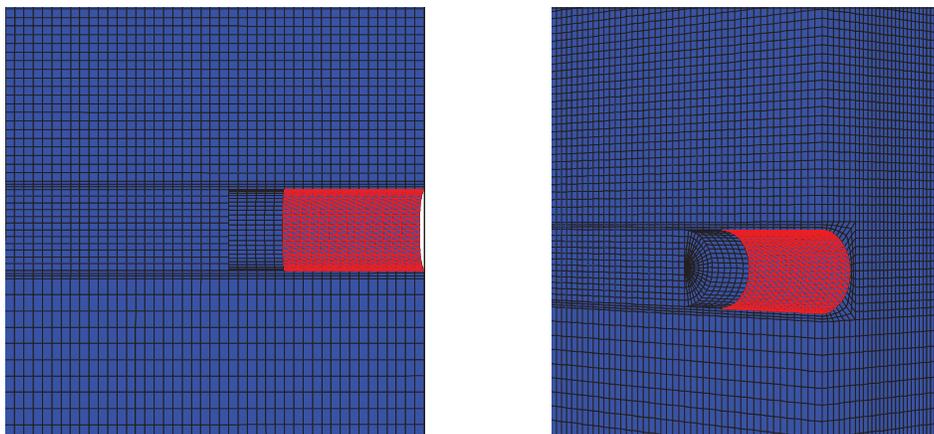


La simulación se realizará por dos caminos, en el primero de ellos se simulará que el revestimiento primario es colocado inmediatamente después que la excavación se ha realizado (figura 4.15). Por su parte, en el segundo de ellos, se simulará que el revestimiento primario de la primera etapa de excavación se coloca en la etapa subsecuente (figura 4.16) y así sucesivamente, esto con la intención de considerar el tiempo de fraguado de la lechada que llena el espacio anular.



**Figura 4.15 Colocación del revestimiento inmediatamente después de la excavación**

Las dovelas se modelan mediante el empleo de elementos “*shell*”, considerando un factor de reducción de rigidez de 0.7, esto para tomar en cuenta el efecto de que el anillo no es un elemento continuo. El modelo consta de 22 etapas de cálculo, en la primera de ellas se determinan el estado de esfuerzos inicial, la segunda resuelve para una sobrecarga de 15 kPa y las etapas subsecuentes simulan cada una de las 20 etapas de excavación. El modelo constitutivo empleado en el modelo es Mohr-Coulomb.



**Figura 4.16 Colocación del anillo en la etapa sucesiva de excavación**



## 5. RESULTADOS

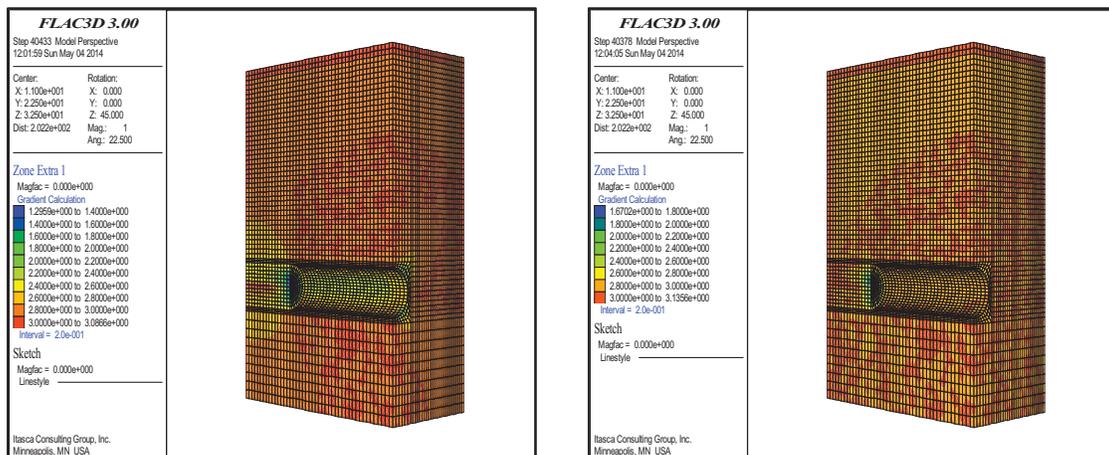
### 5.1 Colocación inmediata del revestimiento primario

#### 5.1.1 Factores de seguridad

En las figuras 5.1 a 5.4 se presentan las distribuciones espaciales del factor de seguridad, calculadas según lo establecido en el punto 3.3.1, en ellas se aprecia que los factores de seguridad mínimos se encuentran en el frente de la excavación. Cada una de ellas corresponde a los valores extremos de las propiedades de resistencia y deformación, por su parte, en los gráficos mostrados en la figura 5.5 se muestra la distribución asociada a los valores promedio de las propiedades, en la Tabla 5.1 se presentan un resumen de los factores de seguridad.

**Tabla 5.1 Resumen de factores de seguridad**

Combinación	GSI	$q_u$ [MPa]	$m_i$	$FS_{frente}$		$FS_{clave}$		$FS_{hastiales}$	
				$D = 0$	$D = 0.5$	$D = 0$	$D = 0.5$	$D = 0$	$D = 0.5$
1 / 6	25	34	20	1.36	1.17	2.6	2.50	2.4	2.25
2 / 7	25	60	30	1.73	1.40	3.0	2.85	2.9	2.75
3 / 8	50	34	20	1.68	1.53	2.8	2.70	2.3	2.30
4 / 9	50	60	30	2.28	1.98	3.1	3.0	2.75	2.90
Promedio	37.5	47	25	1.82	1.47	2.80	2.90	2.50	2.70



**Figura 5.1 Distribución espacial de los factores de seguridad, combinaciones 1 y 2**

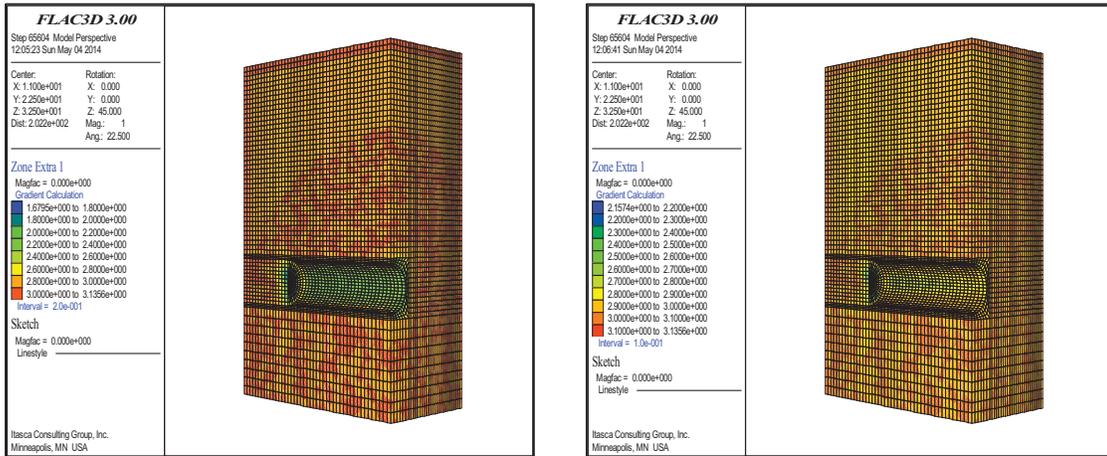


Figura 5.2 Distribución espacial de los factores de seguridad, combinación 3 y 4

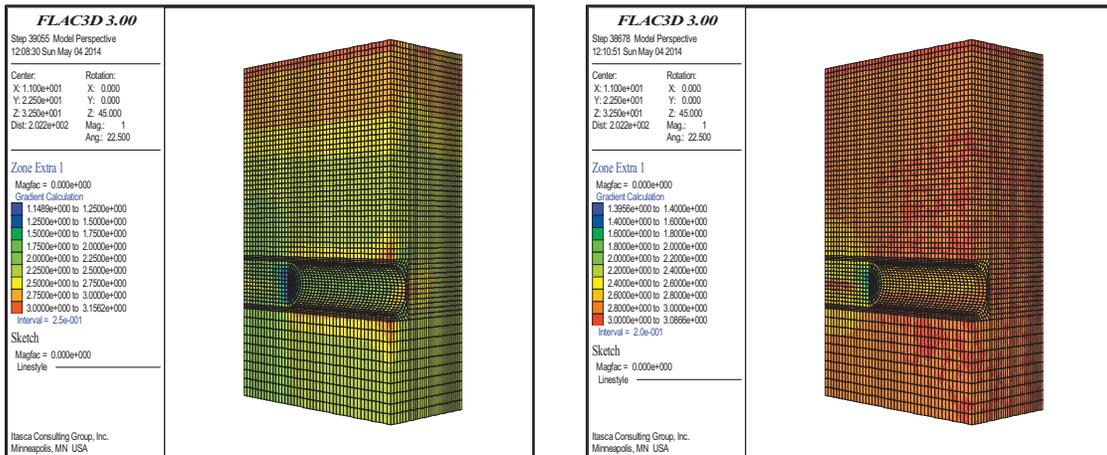


Figura 5.3 Distribución espacial de los factores de seguridad, combinación 6 y 7

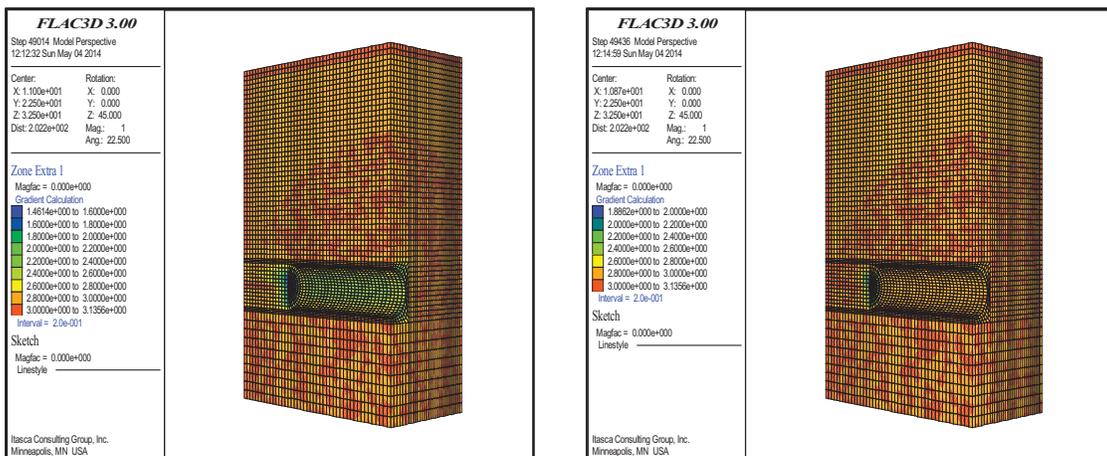


Figura 5.4 Distribución espacial de los factores de seguridad, combinación 8 y 9

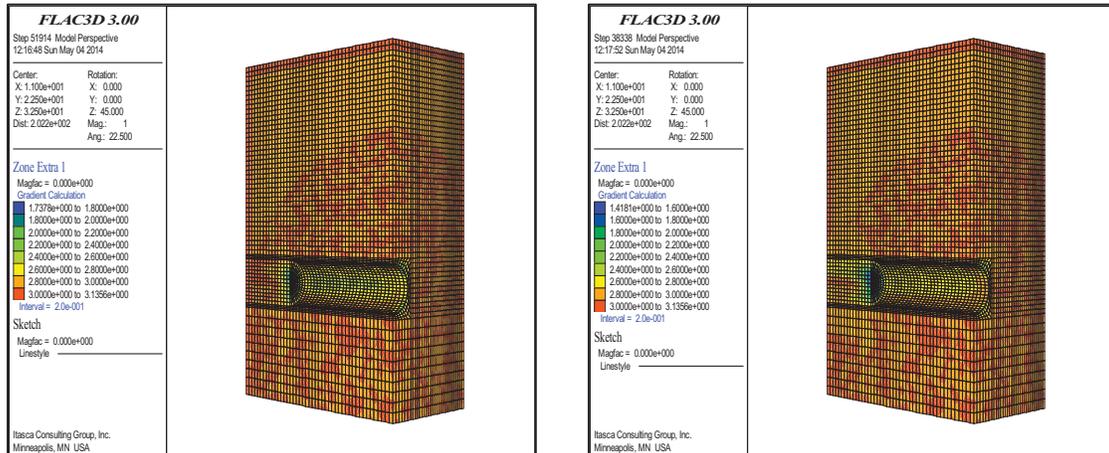


Figura 5.5 Distribución espacial de los factores de seguridad, propiedades promedio

### 5.1.2 Análisis probabilístico del estado límite de falla

Los factores de seguridad asociados a este procedimiento constructivo corresponden a una condición óptima, donde la colocación e inyección del relleno anular se realizan inmediatamente después que el escudo deja de dar soporte a la excavación, y además, se considera que la lechada de inyección fragua inmediatamente, lo que da lugar a que exista compatibilidad de deformaciones entre el terreno circundante y el revestimiento primario casi inmediatamente.

Con los valores del factor de seguridad obtenidos de cada modelo, mismos que se consignan en la Tabla 5.1, se aplica el *BPEM* (ecuaciones 2.33 a 2.38), obteniendo los resultados presentados en la Tabla 5.2. Evaluando los valores de  $\mu$  y  $\sigma$ , consignados en la tabla 5.2, en la ecuación 2.24 se obtienen los gráficos mostrados en las figura 5.6, a partir de ellos se calcula la probabilidad de falla ( $p_f$ ), que se define como la probabilidad de que el factor de seguridad sea menor o igual a un valor crítico [ $P(FS) \leq V_c$ ], que en este caso se considera 1, valor que indica que la resistencia del suelo es igual a las cargas.

Tabla 5.2. Resumen de los resultados obtenidos del análisis probabilístico

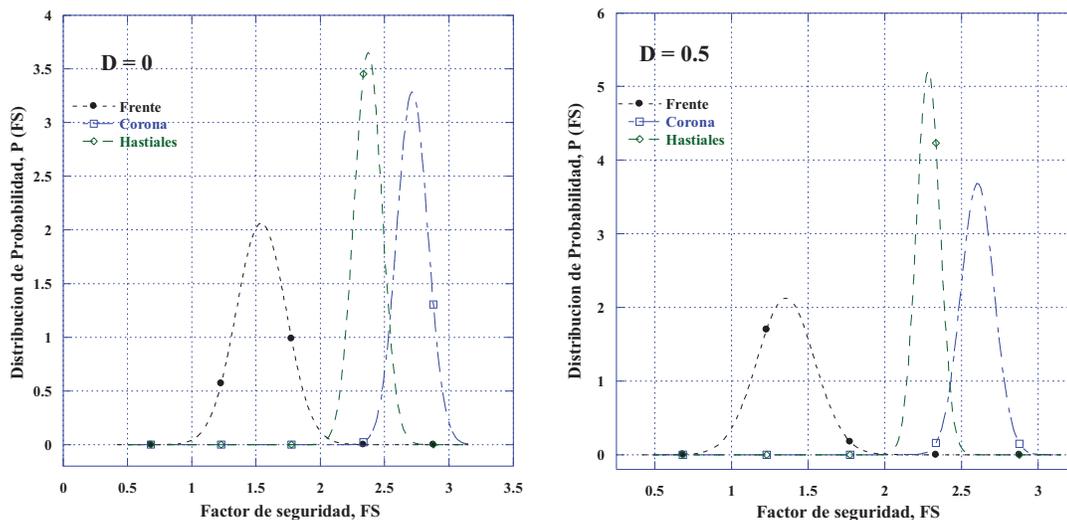
	$D = 0$				$D = 0.5$			
	Factor de seguridad		$p_f$ [%]	$\beta$	Factor de seguridad		$p_f$ [%]	$\beta$
	$\mu$	$\sigma$	$P(FS) \leq V_c$		$\mu$	$\sigma$	$P(FS) \leq V_c$	
<b>Frente</b>	1.54	0.19	0.26	2.79	1.36	0.19	2.90	1.90
<b>Clave</b>	2.72	0.12	$\approx 0$	14.13	2.61	0.11	$\approx 0$	14.83
<b>Hastiales</b>	2.37	0.11	$\approx 0$	12.54	2.28	0.08	$\approx 0$	16.80

$V_c$  = valor crítico, en este caso es 1



Con base en la alteración que puede sufrir el macizo rocoso, esto en función del valor de  $D$  elegido, se determina que los valores máximos de  $FS$  y  $\beta$  se obtienen cuando la alteración de las condiciones iniciales del macizo rocoso es mínima, condición asociada a un valor de  $D$  igual a 0, ocurre lo contrario al considerar una alteración media de las condiciones del macizo rocoso, es decir, para  $D$  igual a 0.5.

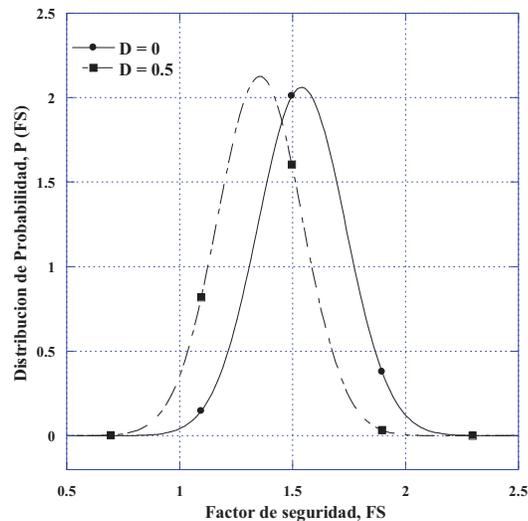
Ocurre lo contrario con el valor de  $p_f$ , ya que el valor mayor se obtiene cuando la alteración sobre el macizo rocoso, por efecto del proceso constructivo, es mayor, esto cuando se considera un valor de  $D$  igual con 0.5. Analizando esta condición, se nota que el valor de  $p_f$  va de 0.26 a 2.90 %, para valores de  $D$  igual con 0 y 0.5, respectivamente, con lo que existe un incremento de la probabilidad de falla del orden de 10 veces.



**Figura 5.6 Distribuciones de probabilidad del factor de seguridad**

Tomando como punto de discriminación los valores del factor de seguridad para las diferentes condiciones de análisis, se puede decir que la condición que rige es la estabilidad del frente, ya que es en esta zona donde se obtienen los valores mínimos del factor de seguridad y del índice de confiabilidad y se tiene el valor máximo de la probabilidad de falla.

En la figura 5.7 se grafican en un mismo plano las curvas de densidad de probabilidad de los factores de seguridad del frente asociadas a valores de  $D = 0$  y 0.5, en ella se aprecia que las curvas tienen formas similares pero se encuentran desfasadas, corridas sobre el eje de las abscisas según el valor medio ( $\mu$ ) que las define. Este desfase define la probabilidad de falla asociada a cada curva, ya que entre mayor es la separación del pico de la curva con el valor crítico, menor es la probabilidad de falla, este efecto se aprecia claramente en esta figura.



**Figura 5.7 Distribuciones de probabilidad del factor de seguridad del frente de la excavación**

### 5.1.3 Asentamientos

Las configuraciones de asentamientos mostradas en las figuras 5.8 a 5.11 corresponden a la sección de control (ver figura 4.13) a nivel superficial. Cada curva se encuentra asociada a una combinación diferente de los parámetros de deformación y resistencia, las curvas mostradas en la figura 5.12 corresponden a los valores promedio de las propiedades del macizo. En el eje de las abscisas el valor cero corresponde al eje del túnel, punto donde se presenta el mayor asentamiento.

En la figura 5.13 se presentan se presentan, en un mismo plano, las curvas que representan la configuración en superficie de los asentamientos originados por el proceso de excavación, para tres condiciones, la mejor y la peor condición, son las curvas correspondientes a los menores y mayores asentamientos en superficie (combinaciones), respectivamente, para fines de comparación se adiciona una tercer curva que corresponde a la generada con los valores promedio del macizo rocoso.

Para el valor de  $D = 0$ , las curvas asociadas a la peor y mejor condición, corresponden a las combinaciones 1 y 3, respectivamente, para  $D = 0.5$  la peor condición corresponde a la combinación 6 y la mejor a la combinación 8. Las curvas marcadas como promedio se asocian con las combinaciones 5 y 10, para valores de  $D = 0$  y 0.5, respectivamente.

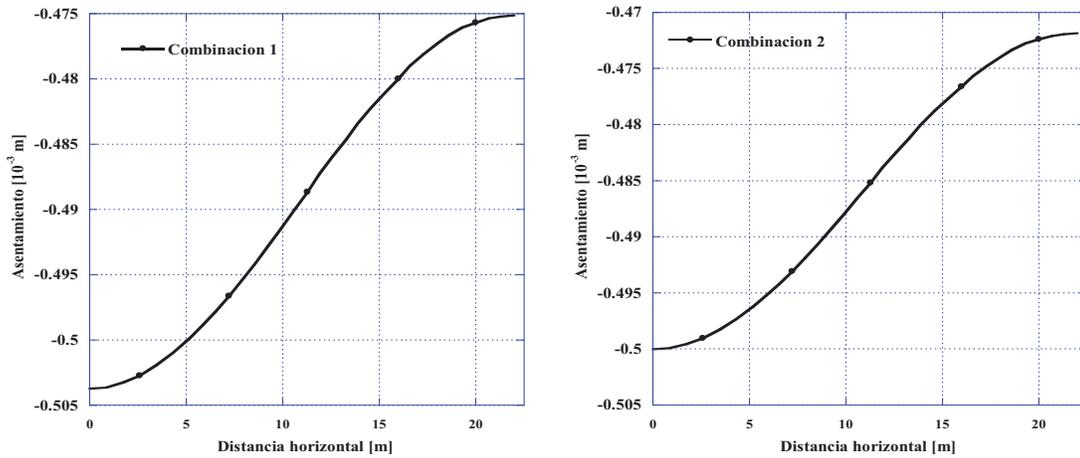


Figura 5.8 Asentamientos en superficie, combinaciones 1 y 2

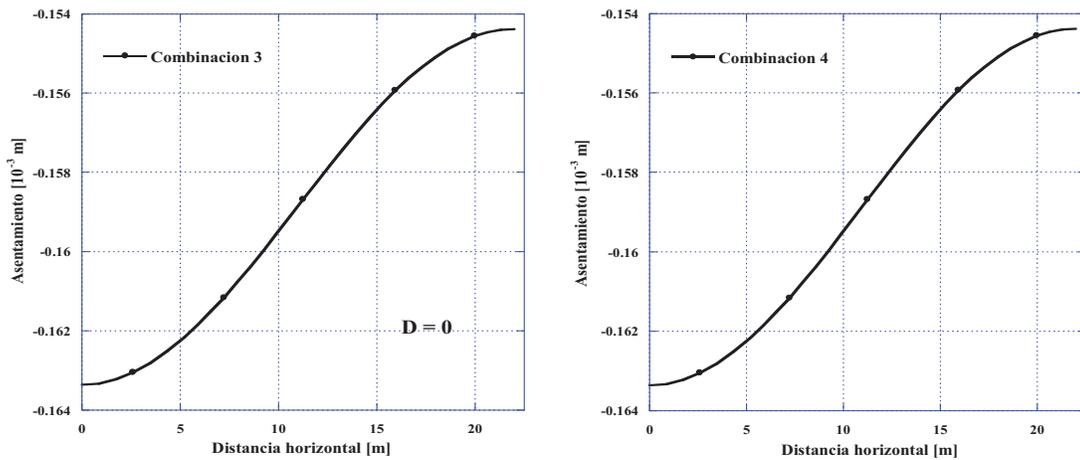


Figura 5.9 Asentamientos en superficie, combinaciones 3 y 4

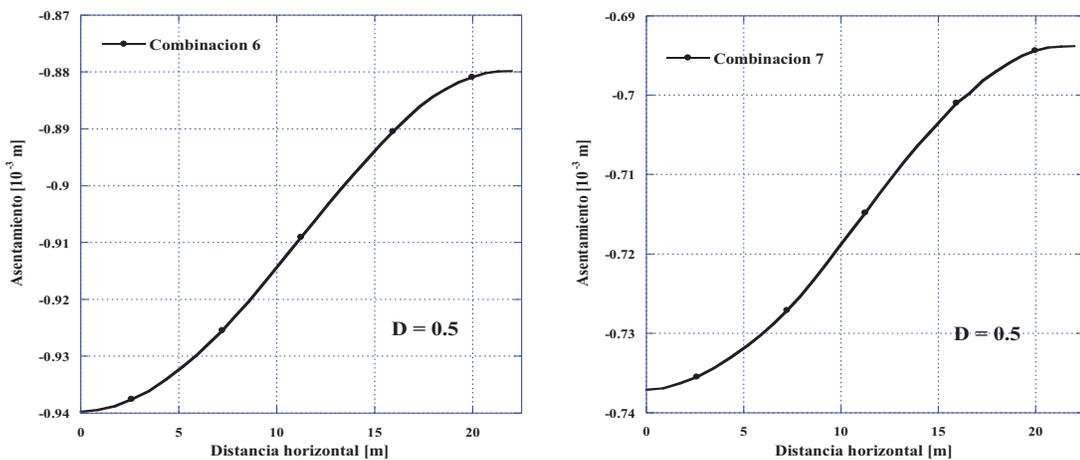


Figura 5.10 Asentamientos en superficie, combinaciones 6 y 7

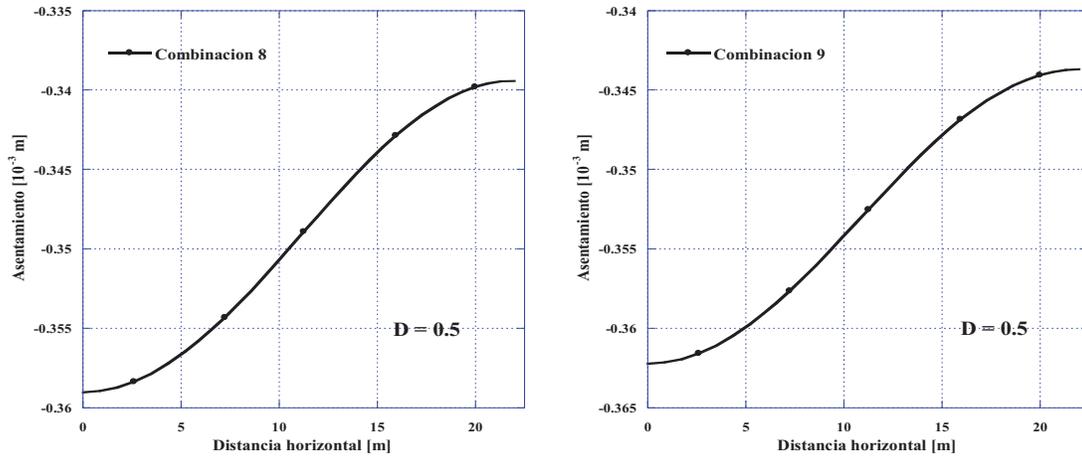


Figura 5.11 Asentamientos en superficie, combinaciones 8 y 9

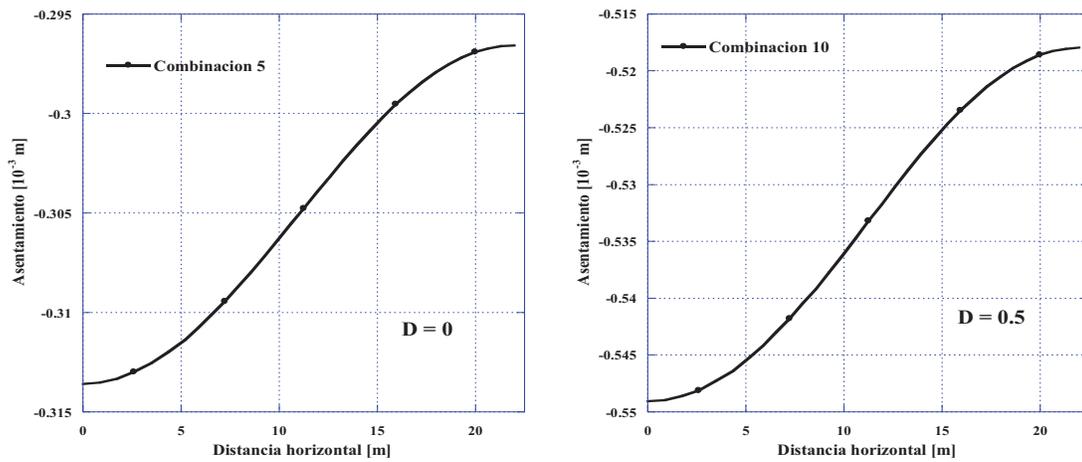


Figura 5.12 Asentamientos en superficie, propiedades promedio

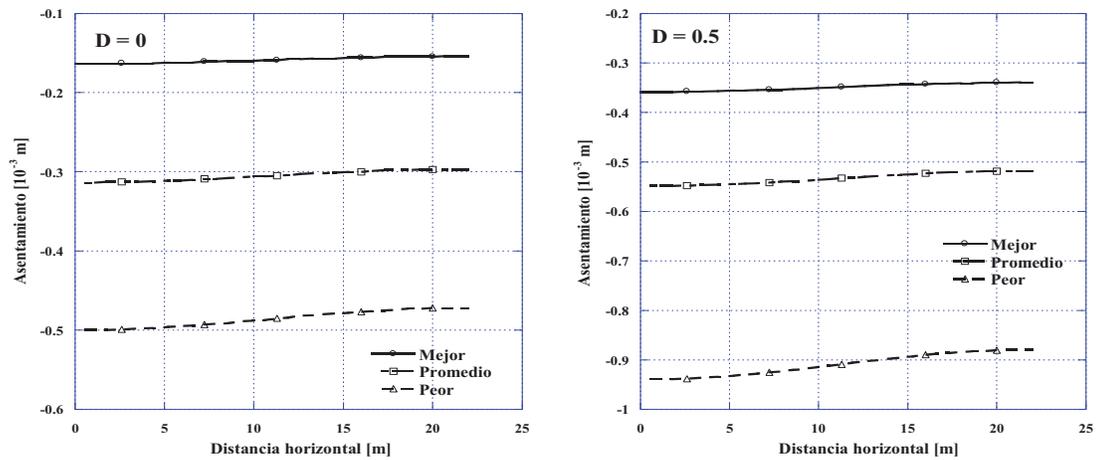


Figura 5.13 Asentamientos en superficie, mejores y peores condiciones esperadas



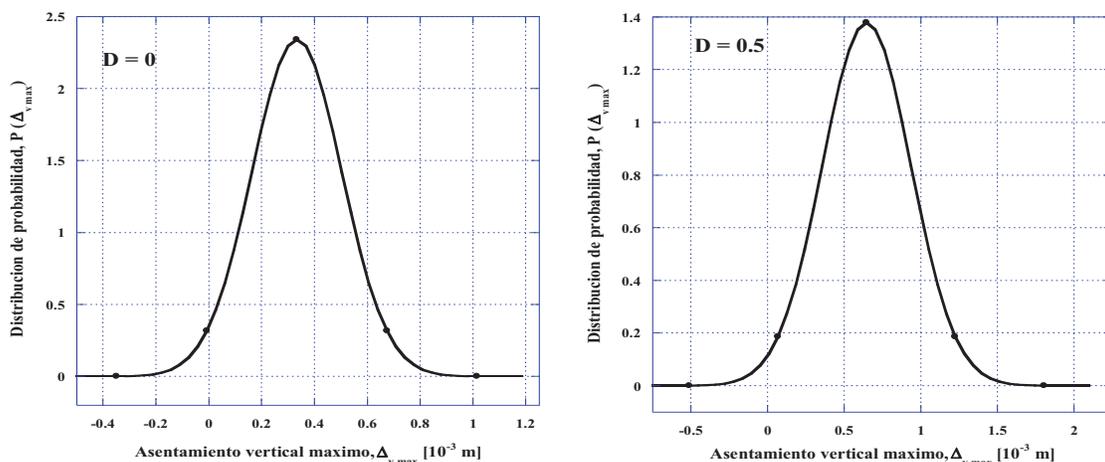
Como se aprecia en la figura anterior, los asentamientos en superficie son mayores para valores de  $D$  igual a 0.5, para todas las condiciones, lo que favorece que el grado de incertidumbre se incremente, en cuanto a los asentamientos se refiere, ya que sus valores se incrementan considerablemente, pasando al orden del doble respecto a los asentamientos correspondientes para la condición en que  $D$  es igual a 0.

En la Tabla 5.3 se presenta un resumen con los asentamientos máximos ( $\Delta_{v \max}$ ) esperados para cada combinación de parámetros, con estos valores se aplica el *BPEM*, del cual se desprenden los parámetros estadísticos mostrados en la misma tabla.

**Tabla 5.3 Resumen de asentamientos**

Combinación	$\Delta_{v \max}$ [ $10^{-3}$ m]	
	$D = 0$	$D = 0.5$
1 / 6	0.504	0.940
2 / 7	0.500	0.737
3 / 8	0.163	0.359
4 / 9	0.163	0.362
Propiedades promedio	0.314	0.549
$\mu(\Delta_{v \max})$	0.333	0.648
$\sigma(\Delta_{v \max})$	0.170	0.289

En la figura 5.14 se presentan las distribuciones densidad de probabilidad de los asentamientos verticales máximos ( $\Delta_{v \max}$ ), para  $D$  igual con 0 y 0.5, las curvas se definieron aproximando a una distribución densidad de probabilidad normal (ecuación 2.24) con los valores de  $\mu$  y  $\sigma$  consignados en la tabla 5.3.



**Figura 5.14 Distribuciones densidad de probabilidad del asentamiento vertical máximo**



Para este caso la probabilidad de que la deformación se encuentre entre el valor mínimo (0.163) y el valor determinístico (0.314), es de 27 %, por su parte, la probabilidad de que el asentamiento se encuentre entre el valor determinístico (0.314) y el valor máximo (0.504) es de 39 %.

## 5.2 Colocación de revestimiento primario en etapa subsecuente de excavación

### 5.2.1 Factores de seguridad

En las figuras 5.15 a 5.18 se presentan las distribuciones espaciales del factor de seguridad para las diferentes combinaciones de parámetros, los gráficos presentados en la figura 5.19 corresponden a las propiedades promedio del macizo rocoso.

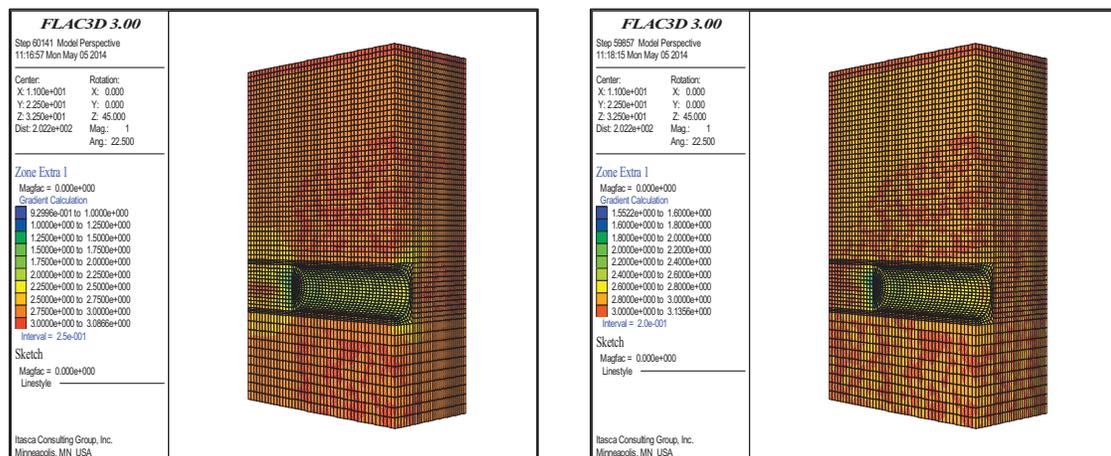


Figura 5.15 Distribución espacial de los factores de seguridad, combinaciones 1 y 2

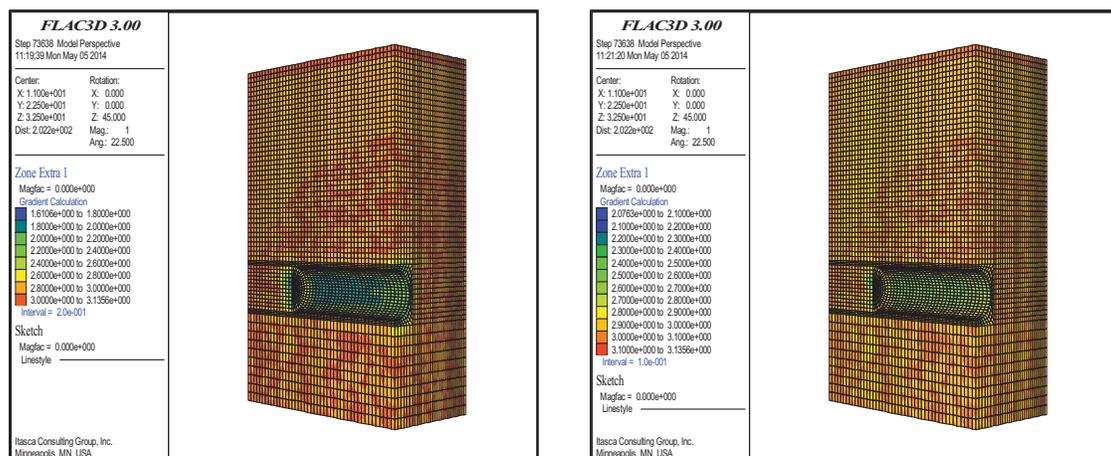


Figura 5.16 Distribución espacial de los factores de seguridad, combinaciones 3 y 4

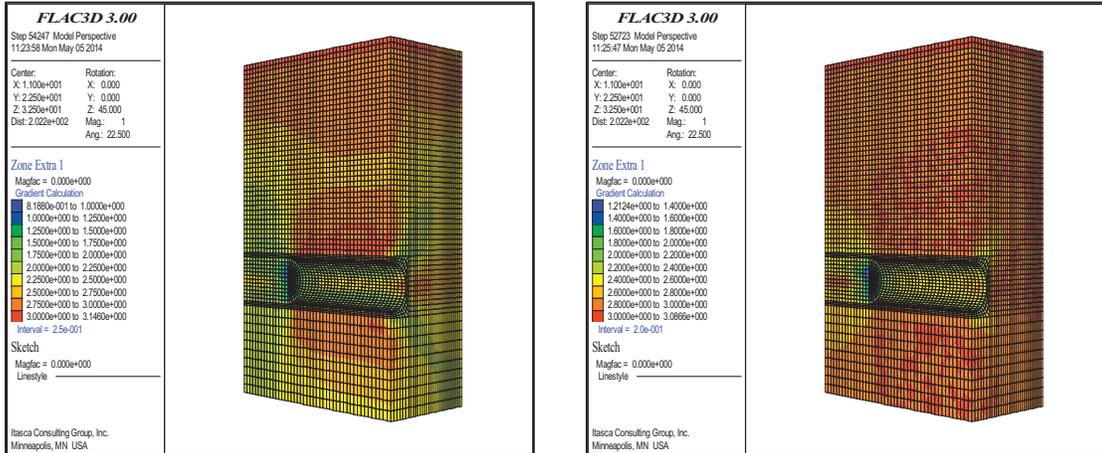


Figura 4.17 Distribución espacial de los factores de seguridad, combinaciones 6 y 7

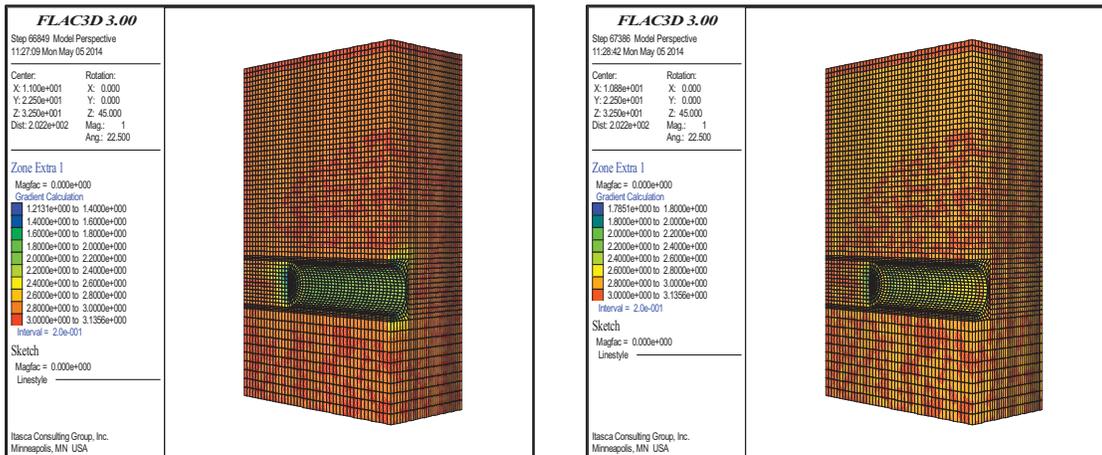


Figura 5.18 Distribución espacial de los factores de seguridad, combinaciones 8 y 9

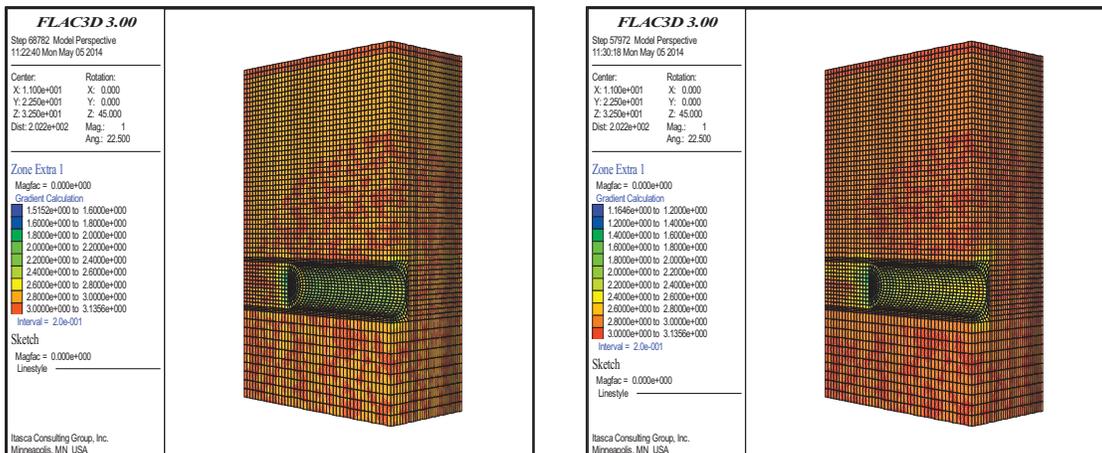


Figura 5.19 Distribución espacial de los factores de seguridad, combinaciones 5 y 10



Al igual que en el caso anterior se puede observar que la condición de análisis para la cual se presentan los valores del factor de seguridad mínimos es para el frente del túnel. En la Tabla 5.4 se presenta un resumen de los factores de seguridad para cada condición de análisis (frente, corona y hastiales), asociados a cada combinación de parámetros.

**Tabla 5.4 Resumen de factores de seguridad**

Combinación	GSI	$q_u$ [MPa]	$m_i$	$FS_{frente}$		$FS_{clave}$		$FS_{hastiales}$	
				$D = 0$	$D = 0.5$	$D = 0$	$D = 0.5$	$D = 0$	$D = 0.5$
1 / 6	25	34	20	0.93	0.82	1.80	2.00	2.15	2.35
2 / 7	25	60	30	1.55	1.21	2.40	2.10	2.70	2.50
3 / 8	50	34	20	1.61	1.21	2.20	2.00	1.90	2.10
4 / 9	50	60	30	2.08	1.79	2.80	2.60	2.55	2.50
Promedio	37.5	47	35	1.51	1.17	2.60	2.20	2.30	2.40

Comparando los factores de seguridad consignados en la tabla 5.1 y 5.4, podemos decir que la condición de colocación del revestimiento en la etapa subsecuente de excavación en una condición de diseño más crítica, ya que los valores del factor de seguridad en el frente son menores. Para el caso de las combinaciones 1 y 6 se tienen factores de seguridad en el frente menores a 1, sin embargo, el resto de las combinaciones arrojan valores mayores a 1, esto sugiere que la falla del frente del túnel se puede presentar si su construcción se realiza con el procedimiento constructivo establecido.

**5.2.2 Análisis probabilístico del estado límite de falla**

Con los valores del factor de seguridad obtenidos de cada modelo, consignados en la tabla 5.5, se aplica el *BPEM* (ecuaciones 2.33 a 2.38), obteniendo los resultados consignados en la Tabla 5.5, de esa misma tabla se toman los valores de  $\mu$  y  $\sigma$  con los que se generan los gráficos mostrados en las figura 5.20.

**Tabla 5.5 Resumen de los resultados obtenidos del análisis probabilístico**

	$D = 0$				$D = 0.5$			
	Factor de seguridad		$p_f$ [%]	$\beta$	Factor de seguridad		$p_f$ [%]	$\beta$
	$\mu$	$\sigma$	$P(FS) \leq 1$		$\mu$	$\sigma$	$P(FS) \leq V_c$	
<b>Frente</b>	1.29	0.35	20.41	0.83	1.02	0.21	45.50	0.11
<b>Clave</b>	2.03	0.23	$\approx 0$	4.38	2.01	0.06	$\approx 0$	17.90
<b>Hastiales</b>	2.37	0.11	$\approx 0$	6.06	2.28	0.08	$\approx 0$	9.53

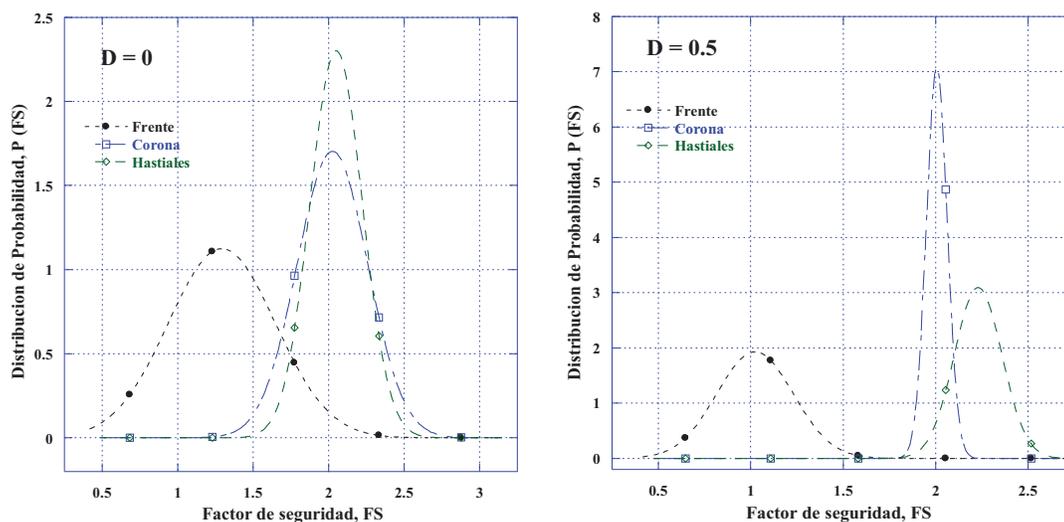
$V_c$  = valor crítico, en este caso es 1



En la figura 5.20 se puede observar que los picos de las funciones densidad de probabilidad correspondientes al factor de seguridad de la corona y hastiales quedan muy alejados del valor crítico propuesto para la determinación del factor de seguridad, por ello la probabilidad de falla para estas condiciones resulta casi igual a cero.

Ocurre el efecto contrario en el caso de la función densidad de probabilidad del factor de seguridad del frente de excavación, ya que el pico de estas curvas se encuentra muy cercano a  $V_c$  lo que origina que la probabilidad de falla tenga valores muy altos, en este caso de 20.41 y 45.50 %, para  $D = 0$  y 0.5, respectivamente. Al igual que en el caso anterior, la mayor probabilidad de falla se asocia a un valor de  $D = 0.5$ .

Estos valores de  $p_f$  indican que este procedimiento constructivo es muy riesgoso, por ello, durante los trabajos de construcción hay que propiciar que la inyección del espacio anular fragüe lo más rápido posible o realizar los trabajos necesarios para estabilizar el frente, en esta acción cabe la posibilidad de aplicar presión en el frente de excavación.



**Figura 5.20 Distribuciones de probabilidad del factor de seguridad**

### 5.2.3 Asentamientos

Las configuraciones de asentamientos mostradas en las figuras 5.21 a 5.24 corresponden a la sección de control (ver figura 4.13) a nivel superficial. Cada curva se encuentra asociada a una combinación diferente de los parámetros de deformación y resistencia, las curvas mostradas en la figura 5.25 corresponden a los valores promedio de las propiedades del macizo. En los gráficos, el valor cero del eje de las abscisas es coincidente con el eje de la sección del túnel, en este punto se presenta el mayor asentamiento en superficie.



En la figura 5.26 se presentan, a manera de resumen, las configuraciones de los asentamientos superficiales para las peores y mejores condiciones, que en este caso son las curvas correspondientes a las combinaciones de parámetros 6 y 8.

En la figura 5.26 se puede ver que el valor de  $D$  sobre los parámetros de resistencia y deformación tiene un gran efecto, ya que para los asentamientos esperados para  $D = 0.5$  son del orden de 3.5 veces mayores a los de  $D = 0$ , con ello queda establecido que el proceso constructivo influye en gran medida en el comportamiento de la excavación.

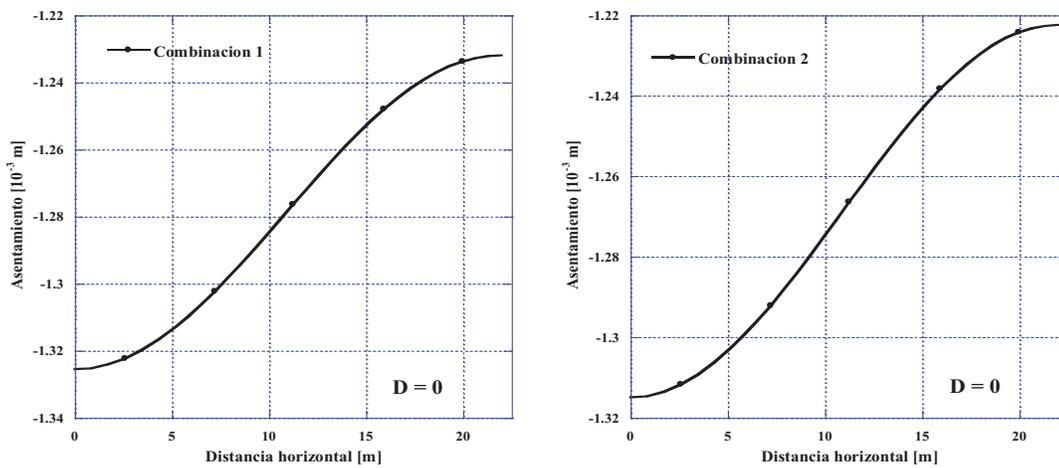


Figura 5.21 Asentamientos en superficie, combinaciones 1 y 2

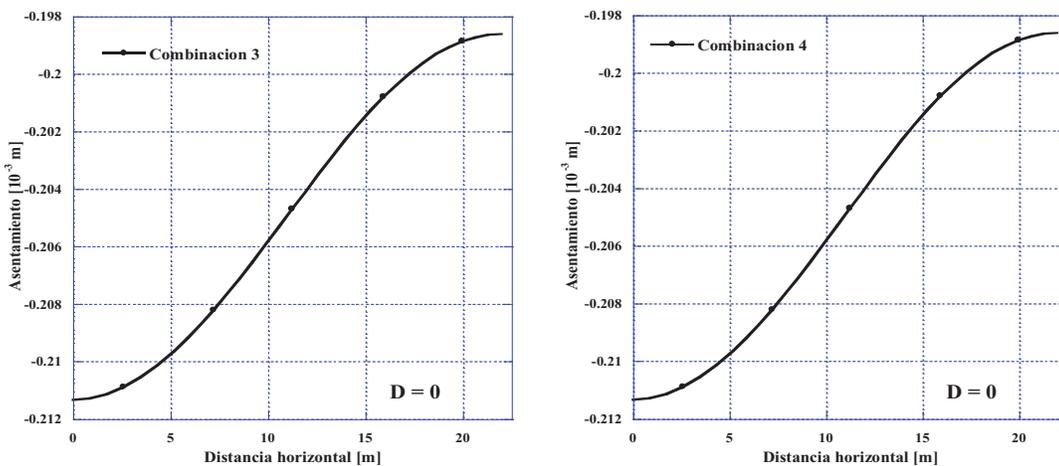


Figura 5.22 Asentamientos en superficie, combinaciones 3 y 4

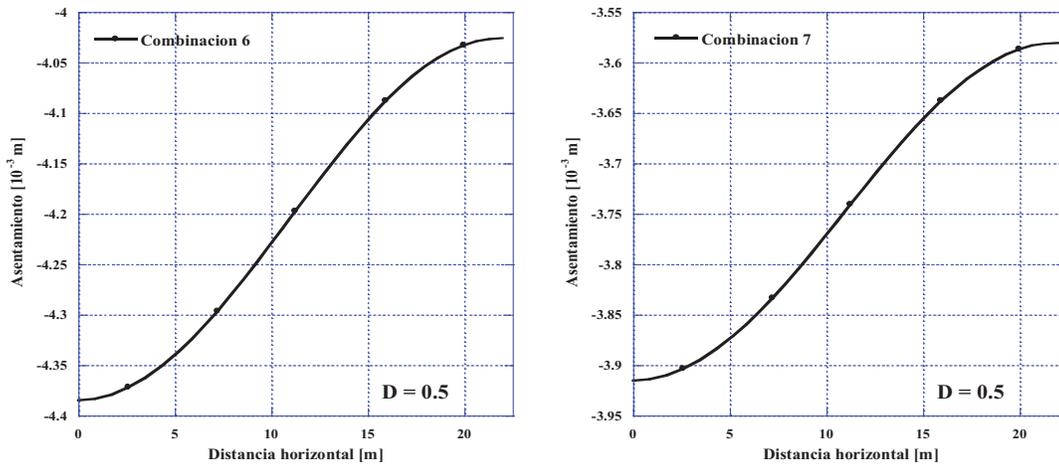


Figura 5.23 Asentamientos en superficie, combinaciones 6 y 7

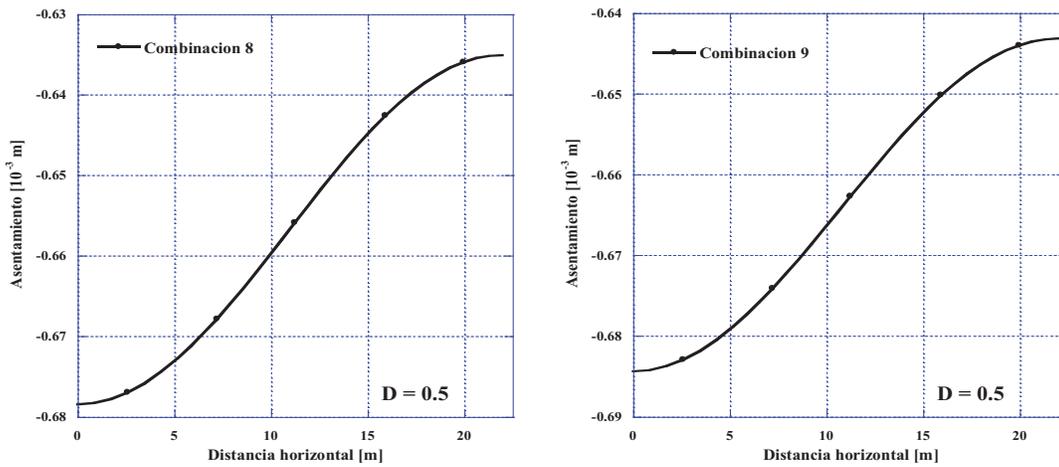


Figura 5.24 Asentamientos en superficie, combinaciones 8 y 9

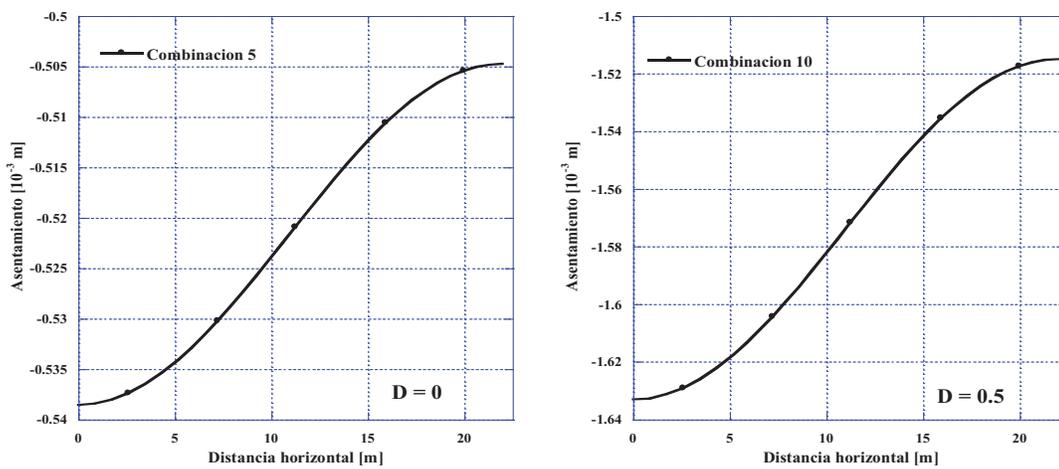
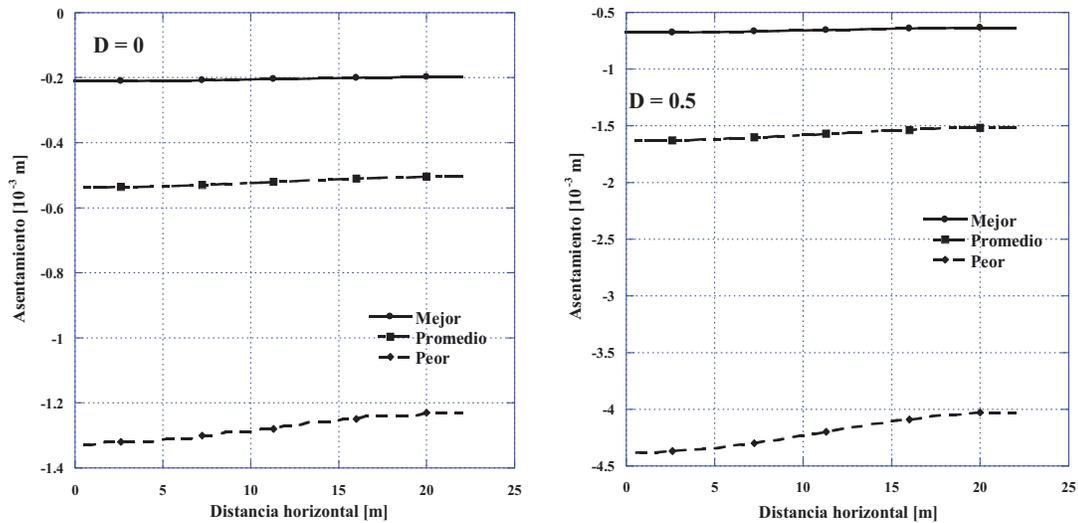


Figura 5.25 Asentamientos en superficie, propiedades promedio



**Figura 5.26 Asentamientos en superficie, mejores y peores condiciones esperadas**

En la Tabla 5.6 se presenta un resumen con los asentamientos máximos esperados, para cada combinación de parámetros, con estos valores se aplica el *BPEM* del cual se desprenden los parámetros estadísticos mostrados en la misma tabla.

**Tabla 5.6 Resumen de asentamientos**

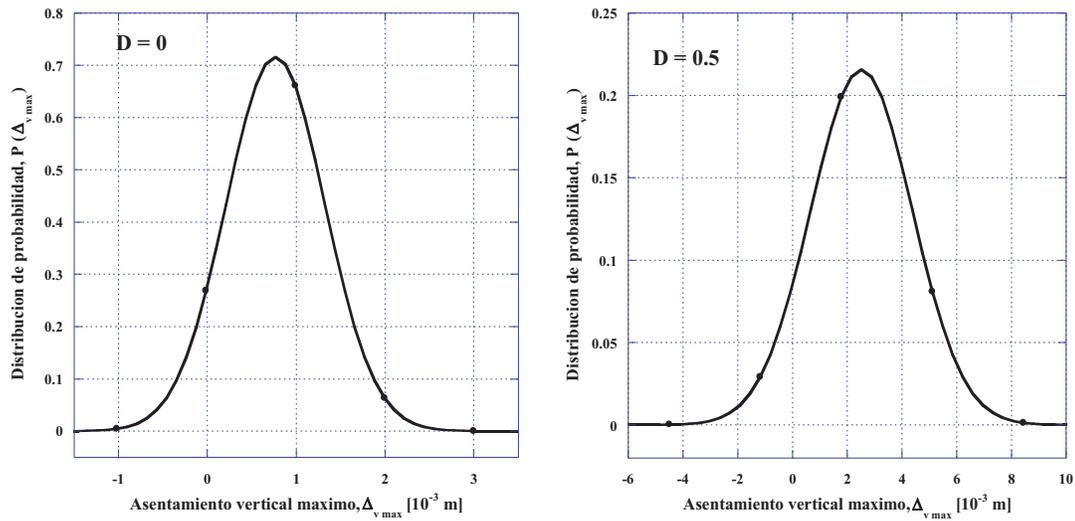
Combinación	$\Delta_{v \max}$ [ $10^{-3}$ m]	
	$D = 0$	$D = 0.5$
1 / 6	1.326	4.385
2 / 7	1.315	3.916
3 / 8	0.211	0.679
4 / 9	0.211	0.684
Propiedades promedio	0.539	1.633
$\mu (\Delta_{v \max})$	0.768	2.528
$\sigma (\Delta_{v \max})$	0.557	1.849

En la figura 5.27 se presentan las distribuciones densidad de probabilidad de los asentamientos verticales máximos ( $\Delta_{v \max}$ ), para  $D$  igual con 0 y 0.5, las curvas se definieron aproximando a una distribución densidad de probabilidad normal (ecuación 2.24) con los valores de  $\mu$  y  $\sigma$  consignados en la Tabla 5.6.

Al comparar los valores del asentamiento calculados con el modelo alimentado con las propiedades promedio del macizo rocoso con aquellas obtenidas del *BPEM*, se deduce que la variabilidad de las propiedades arroja resultados más desfavorables, en este caso dando un asentamiento mayor.



Para este caso la probabilidad de que la deformación se encuentre entre el valor mínimo (0.359) y el valor determinístico (0.549), es de 21 %, por su parte, la probabilidad de que el asentamiento se encuentre entre el valor determinístico (0.549) y el valor máximo (0.940) es de 48 %.



**Figura 5.27** Distribuciones de probabilidad del asentamiento vertical máximo



## 6. CONCLUSIONES

- Un macizo rocoso se define como una masa formada por fragmentos de roca intacta, cuyo comportamiento mecánico se encuentra en función de sus características y del contacto entre ellos, mismos que se conocen como discontinuidades. Por esta razón, una descripción de las discontinuidades y la obtención de muestras representativas de los fragmentos intactos son piezas fundamentales para su caracterización.
- Los diferentes procesos geológicos y de intemperismo generan una gran variabilidad sobre las propiedades de los fragmentos intactos y en las características de las discontinuidades, es por ello que se dificulta la definición de las propiedades del macizo.
- Empleando técnicas geoestadísticas es posible definir la dispersión de los parámetros empleados en la caracterización geomecánica del macizo rocoso, e.g. RQD y  $q_u$ , cuya variabilidad o dispersión queda establecida en función de su valor esperado y desviación estándar.
- Considerando la variación de las diferentes propiedades del macizo, su calidad se establece dentro de cierto rango, correspondiendo los valores extremos a su mejor y peor condición.
- El criterio de falla de Hoek y Brown es un método empleado en la determinación de la envolvente de falla para un problema en específico, utilizando para esta tarea cualidades de los fragmentos intactos ( $q_u$  y  $m_i$ ), de las discontinuidades (GSI) y del proceso constructivo (D).



- Mediante procesos de sensibilidad y optimización de las ecuaciones de Hoek y Brown, se pasa de un problema de multivariantes aleatorias a uno de dos variables, pasando de las variables  $q_u$ ,  $m_i$  y GSI a los parámetros  $c$  y  $\phi$ , para un valor constante de  $D$ .
- El rango de variación de  $q_u$  influye en mayor medida sobre los parámetros de resistencia, este efecto se ve más claro en los valores de la cohesión, como puede apreciarse en las figuras 4.6 y 4.7. Se nota un comportamiento similar cuando en el cálculo se consideran diferentes valores de  $D$ , en este caso 0 y 0.5, tal y como puede observarse en la figura 4.8.
- Entre menor es el grado de alteración de la roca, mayor es el coeficiente de correlación entre los parámetros de resistencia ( $\rho_{c\phi}$ ), punto que queda expuesto en las figuras 4.9 a 4.11, donde se aprecia la variación  $\rho_{c\phi}$  respecto a GSI. Para los valores extremos del macizo rocoso, GSI igual a 25 y 50, se tienen valores de  $\rho_{c\phi}$  de 0.974 y 0.763, respectivamente.
- La magnitud de los valores de  $\rho_{c\phi}$  se incrementan con un incremento del valor de  $D$ , es decir, estos parámetros son directamente proporcionales, punto que queda establecido en la figura 4.12.
- Como era de esperarse, la estabilidad del frente es una condición crítica de análisis, ya que en esta zona se presentan los menores factores de seguridad, al compararlos con los obtenidos para las zonas de la clave y hastiales, tal y como se puede observar en los datos presentes en las Tablas 5.1 y 5.4, en ellas, también se aprecia que los factores de seguridad asociados a  $D$  igual con 0 son de mayor magnitud que los correspondientes a  $D$  igual con 0.5.
- Para el primer procedimiento de modelado se obtienen factores determinísticos de 1.82 y 1.47 para  $D$  igual con 0 y 0.5, respectivamente, los valores obtenidos con el BPEM resultan de 1.54 y 1.36, lo que indica que los factores deterministas son 18 y 8 % mayores a los probabilistas, para el segundo procedimiento de modelado estos



porcentajes pasan a 17 y 15 %. Estos resultados sugieren que la variabilidad de las propiedades tiene una gran influencia en la estabilidad general de la excavación.

- Las probabilidades de falla incrementan cuando se considera cierta alteración del macizo rocoso por efecto del proceso constructivo, pasando de valores de 0.26 a 2.90%, en el primer proceso de modelado, y de 20.41 a 45.50% en el segundo, lo que representa un incremento de 11.2 y 2.3 veces en su magnitud.
- También en la magnitud de los asentamientos el proceso constructivo tienen una gran influencia, ya que como se observa en los datos consignados en las tablas 5.3 y 5.6 los asentamientos de mayor magnitud se asocian a un valor de  $D$  igual con 0.5.
- Para el primer proceso de modelado y con ayuda de las curvas presentadas en la figura 5.14, se determina que la probabilidad de que el asentamiento real se encuentre entre el valor mínimo y el determinista es de 26.6% y de que se encuentre entre el valor determinista y máximo es de 38.70%, por tanto, es más probable esperar un asentamiento cercano al máximo, algo similar se determina para el segundo procedimiento de modelado, solo que en este caso se tienen probabilidades de 21 y 48%.



## 7. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. American Society for Testing and Materials (ASTM, 1995). "Standard test method for unconfined compressive strength of intact rock core specimens". D 2938-95.
2. Baecher, G. y Christian, J (2003). "Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering". John Wiley & Sons Ltd: Chichester, England. Págs: 605.
3. Barton, N y Choubey, V (1977). "The Shear Strength of Rock Joints in Theory and Practice". Springer: Rock Mechanics (10). Págs. 1-54.
4. Barton, N; Lien, R. y Lunde, J (1974). "Engineering Classification of Rock Masses". Springer: Rock Mechanics (6). Págs. 189-236.
5. Bieniawski, Z (1974). "Estimating the Strength of Rock Materials". Journal of the South African Institute of Mining and Metallurgy. Págs: 312-320.
6. Brady, B. y Brown E. (2006). "Rock Mechanics for Underground Mining", 3ra ed. Springer: Dordrecht, Netherlands. 628 págs.
7. Broms, B. y Bennermark, H. (1967). "Stability of Clay at Vertical Openings". ASCE: Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. Págs: 71-94.
8. Carranza-Torres, C.; Reich T. y Saftner D. (2013). "Stability of Shallow Circular Tunnels in soils using analytical and numerical models". Proceedings of the 61<sup>st</sup> Minnesota Annual Geotechnical Engineering Conference. University of Minnesota, St. Paul Campus.



9. Deere D.U. y Deere D. W. (1988). “The Rock Quality Designation (RQD) Index in Practice”. Rock Classification Systems for Engineering Purposes, ASTM STP 984. Págs: 91-101.
10. Eberhardt, E (2012). “The Hoek-Brown Failure Criterion”. Springer: Rock Mechanics and Rock Engineering (45). Págs. 981-988.
11. Gercek, H. (2007). “Poisson’s Ratio Values for Rocks”. Elsevier: International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences (44). Págs. 1-13.
12. Felling, Wolfgang, et. al (2010). “Uncertainty Modelling and Sensitivity of Tunnel Face Stability”. Elsevier: Structural Safety (32). Págs. 402-410.
13. Fenton, G.; et. al (1997). “Probabilistic Methods in Geotechnical Engineering”. ASCE: Geotechnical Safety and Reliability Committee. Págs: 95.
14. Harr, M (1996). “Reliability Based Design in Civil Engineering”. Dover publications, inc.: Mineola, New york. Págs:291.
15. Hoek, E. y Brown E. (1997). “Practical Estimates of Rock Mass Strength”. Elsevier: International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. Págs. 1165-1186.
16. Hoek, E.; Carranza-Torres, C. y Corkum, B (2002). “Hoek-Brown Failure Criterion-2002 edition”. Rocscience: 7 págs.
17. Hoek, E. y Diederichs M (2005). “Empirical Estimates of Rock Mass Modulus”. Elsevier: International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. Págs. 203-215.
18. International Society of Rock Mechanics (ISRM, 1989). “Suggested Method for Determining Point Load Strength”. RTH 325-89. Págs: 53-60.
19. Itasca Consulting Group. FLAC3D, Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions, User’s Guide. Minneapolis, Minnesota, USA, 2009.



20. Langford, J. C. y Diederichs, M. S (2013). “Reliability Based Approach to Tunnel Lining Design Using a Modified Point Estimate Method”. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* (60). Págs: 263-276.
21. Mayoral, J. M. (2014). “Performance Evaluation of Tunnels Built in Rigid Soils”. Elsevier: *Tunneling and Underground Space Technology* (43). Pags: 1-10.
22. Melis, M. (2001). “Apuntes de Introducción al Proyecto de Túneles y Metros en suelos y rocas blandas o muy rotas”. Publicación UPM: Madrid, España. Págs: 1002.
23. Mollon, Guilhem; Dias, Daniel y Soubra, Abdul-Hamid (2010). “Face Stability Analysis of Circular Tunnels Driven by a Pressurized Shield”. ASCE: *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. Pags: 215-229.
24. Mollon, Guilhem; Dias, Daniel y Soubra, Abdul-Hamid (2009). “Probabilistic Analysis of the Face Stability of Circular Tunnels”. ASCE: *Contemporary Topics in Situ Testing, Analysis and Reliability of Foundations*. Págs: 348-355.
25. Mollon, Guilhem; Dias, Daniel y Soubra, Abdul-Hamid (2012). “Probabilistic Analysis of Tunneling-Induced Ground Movements”. Springer: *Acta Geotechnica* (8). Págs: 181-199.
26. Rosenblueth, E. (1975). “Point Estimates for Probability Moments”. *Proc. Nat. Acad. Sci. USA*, (72).
27. Rosenblueth, E. (1981). “Two-Point Estimates in Probabilities”. *Appl. Math. Modelling*, (5).
28. Senent, S.; Mollon, G. y Jimenez, R (2013). “Tunnel Face Stability in Heavily Fractured Rock Masses that Follow the Hoek-Brown Failure Criterion”. Elsevier: *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* (60). Págs: 440-451.
29. Sonmez, H y Ulusay, R (1999). “Modifications to the Geological Strength Index (GSI) and their Aplicability to Stability of Slopes”. Elsevier: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. Págs. 743-760.



30. U. S. Department of Transportation, Federal Highway Administration (FHWA, 2009). "Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnels–Civil Elements". Publication No. FHWA-NHI-10-034.
31. U. S. Department of Transportation, Federal Highway Administration (FHWA, 2009). "Road Tunnel Design Guidelines". Report No. FHWA-IF-05-023.
32. Zhang, Dingli, et. al (2013). "Protection of Buildings Against Damages as a Result of Adjacent Large-Span Tunneling in Shallowly Buried Soft Ground". ASCE: Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. Págs: 903-913.
33. Zhang, W. y Goh, A (2012). "Reliability Assessment on Ultimate and Serviceability Limit States and Determination of Critical Factor of Safety for Underground Rock Caverns". Tunnelling and Underground Space Technology. Págs: 221-230.