



BUAP
BENEMÉRITA UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE PUEBLA

Facultad de Ingeniería

Secretaría de Investigación y Estudios de Posgrado

CRITERIOS DE DISEÑO PARA CIMENTACIONES EN ROCA

TESIS

Que para obtener el grado de

**MAESTRO EN INGENIERÍA CON OPCIÓN TERMINAL
EN GEOTECNIA**

Presenta

OSCAR ARTURO ITURBIDE MORALES

Asesor de tesis

M.I. MIGUEL ÁNGEL FIGUERAS CORTE

NOVIEMBRE 2018

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	I
Objetivo general.....	II
Objetivos específicos.....	II
Justificación.....	II
Alcance	III
CAPITULO I INTRODUCCIÓN A LA MECÁNICA DE ROCAS	1
1.1 Propiedades físicas y mecánicas de los materiales rocosos	3
1.1.1 Propiedades físicas de la matriz rocosa	3
1.1.2 Clasificación geotécnica de las rocas	4
1.1.3 Clasificación de los macizos rocosos.....	5
1.1.4 Meteorización de los materiales rocosos	7
1.1.5 Permeabilidad y flujo de agua	9
1.2 Clasificaciones geomecánicas	11
1.2.1 Rock Quality Designation (RQD)	11
1.2.2 Clasificación de Bieniawski (RMR)	13
1.2.3 Clasificación de Barton (Q)	14
CAPITULO II RESISTENCIA DE LA ROCA Y MECANISMOS DE FALLA	18
2.1 Fuerzas y tensiones	18
2.2 Comportamiento quebradizo y dúctil.....	21
2.3 Resistencia de la roca.....	23
2.3.1 Resistencia y deformabilidad de las rocas	23
2.3.2 Criterios de falla.....	24
2.3.3 El efecto del tamaño en la resistencia	27
2.3.4 Deformabilidad	28
2.4 Mecanismos de falla en roca	29
2.4.1 Comportamiento de esfuerzo-deformación en compresión	31
CAPITULO III PRUEBAS DE LABORATORIO DE RESISTENCIA Y DEFORMABILIDAD EN MACIZOS ROCOSOS	35
3.1 Pruebas de laboratorio para medir resistencia.....	36
3.1.1 Uniaxial	36
3.1.2 Compresión triaxial.....	39

3.2 Pruebas de resistencia a tracción.....	43
3.2.1 Prueba de tracción directa.....	43
3.2.2 Prueba de tracción indirecta.....	44
3.3 Velocidad de ondas sónicas	44
CAPITULO IV CAPACIDAD DE CARGA EN ROCA.....	47
4.1 Capacidad de carga en cimentaciones superficiales.....	47
4.1.1 Modos de falla	47
4.1.2 Métodos para calcular la capacidad de carga.....	51
4.1.3 Ecuaciones para el cálculo de la capacidad de carga.....	53
4.2 Capacidad de carga en cimentaciones profundas	60
4.2.1 Capacidad de carga por punta	61
4.2.2 Capacidad de carga por fricción.....	63
4.3 Valor de la capacidad de carga admisible	64
CAPITULO V ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE LA CAPACIDAD DE CARGA	
EN ROCAS DEL VALLE DE PUEBLA.....	66
5.1 Condiciones geológicas y geotécnicas del Valle de Puebla.....	67
5.1.1 Descripción geológica	67
5.1.2 Principales afloramientos	69
5.2 Correlación entre el valor RQD y la resistencia uniaxial	71
5.2.1 Correlación y regresión lineal simple en roca de travertino superficial	71
5.2.2 Correlación y regresión lineal simple en roca de travertino profunda.....	73
5.3 Correlación entre la capacidad de carga admisible con la resistencia a	
compresión simple y el valor RQD	74
5.3.1 Correlación y regresión lineal múltiple en roca de travertino superficial	74
5.3.2 Correlación y regresión lineal múltiple en roca de travertino profunda	77
CONCLUSIONES	81
REFERENCIAS.....	83

INTRODUCCIÓN

El estudio de la mecánica de rocas en México es limitado, ya que ocasionalmente en la práctica cuando se encuentra un estrato de roca se considera que fácilmente puede soportar las cargas que se le impongan, aún más, si se llevan a cabo ensayos de resistencia sobre núcleos de roca y se obtienen altos valores se piensa que este soporta grandes cargas de diseño.

Los proyectos de ingeniería deben estar basados en un buen diseño y una correcta construcción de la cimentación en donde se desplantarán, por ello es importante el correcto estudio acerca de las características del terreno donde se realizará el proyecto, para conocer el comportamiento que este tendrá una vez construido.

En el caso de cimentaciones desplantadas en roca, a menudo se considera que éste es un material muy resistente y que además no permite deformaciones apreciables. Los principales problemas de la cimentación en roca se presentan en proyectos como presas, puentes, obras mineras y en general obras de infraestructura de gran tamaño. La existencia de posibles roturas y condiciones rocosas relativamente pobres son la mayor razón para darle real importancia a la mejora en las prácticas que comúnmente se emplean mediante la investigación y el análisis.

La capacidad de carga en este tipo de materiales en ocasiones es calculada o estimada de manera poco analítica, ya que, al presentarse valores altos de resistencia a compresión simple, se cree que la capacidad portante de la roca es alta, y esto frecuentemente es cierto si el macizo rocoso no presenta considerables discontinuidades o si éstas no están abiertas.

Cuando nos encontramos con un macizo rocoso fracturado y con juntas abiertas, no se debe tomar como parámetro único la resistencia a compresión simple, ya que este parámetro es exclusivo del núcleo ensayado y se debe realizar un mayor análisis al estado del macizo rocoso en general.

Objetivo general

Obtener ecuaciones para el cálculo de la capacidad de carga admisible mediante la correlación con otros parámetros de resistencia y calidad del macizo rocoso, considerando las características de los principales afloramientos de roca que existen en el Valle de Puebla.

Objetivos específicos

- Documentar los estudios relacionados con las cimentaciones en rocas, con el fin de obtener un mayor acercamiento al comportamiento del macizo rocoso ante diferentes situaciones
- Definir las propiedades mecánicas y geomecánicas de las rocas que mayor relación guarden con la obtención de la capacidad de carga
- Relacionar los métodos y ecuaciones previos para obtener nuevas fórmulas que otorguen un valor de capacidad de carga admisible en roca considerando parámetros que no sean difíciles de obtener

Justificación

La resistencia a compresión simple del macizo rocoso se entiende en ocasiones como un parámetro que determina si este material es competente para la cimentación, sin embargo, mucho tienen que ver otras características como la orientación de las discontinuidades. Otro factor que puede dañar la estabilidad del macizo rocoso es la meteorización, ya que puede provocar microdiscontinuidades, las cuales pueden afectar la resistencia de la roca en una o varias direcciones; éstos y otros factores alteran las propiedades mecánicas de las rocas, es necesario dar mayor importancia al estudio del macizo rocoso antes de tomar una decisión al cimentar sobre él. Por tal razón, se requiere tener una correlación que nos aporte una mayor aproximación en la cual se tome en cuenta resistencia a compresión simple y la relación que ésta tiene con otros parámetros de importancia para estimar la estabilidad del macizo rocoso.

Alcance

En el primer capítulo se abordan los temas básicos en la mecánica de rocas con el fin de conocer las principales propiedades físicas y mecánicas de este material. Además, se describen los diferentes criterios de clasificación de los materiales rocosos.

Posteriormente, en el segundo capítulo se describe la resistencia de la roca mediante criterios de falla establecidos y diferentes comportamientos del material. También se explican los mecanismos de falla que pueden ocurrir en los macizos rocosos, dependiendo del estado del material y de las configuraciones de carga que en él se apliquen.

En el tercer capítulo se exponen las pruebas de laboratorio aplicadas a materiales rocosos. Estos ensayos se realizan con la finalidad de establecer las relaciones entre los esfuerzos y deformaciones durante el proceso de carga y rotura; obtener los esfuerzos a que está sometida la roca en el momento de la falla y conocer los parámetros de resistencia.

En el cuarto capítulo se aborda el tema de la capacidad de carga en roca, se presentan diferentes metodologías para su cálculo como son los métodos analíticos y las diferentes ecuaciones que existen al día de hoy. En el caso de las ecuaciones se clasifican entre cimentaciones superficiales y profundas, además se describen los modos de falla dependiendo del estado que guarda el macizo rocoso.

Por último, en el quinto capítulo se resumen las condiciones geológicas y geotécnicas del Valle de Puebla para reconocer los principales afloramientos de roca existentes. Posteriormente se elaboró un análisis estadístico para correlacionar mediante regresión lineal simple y múltiple el valor del índice de calidad de roca (RQD) y la resistencia a compresión simple (q) con el cálculo de la capacidad de carga admisible (q_a) en roca de travertino localizada en diferentes puntos de la ciudad de Puebla.

CAPITULO I INTRODUCCIÓN A LA MECÁNICA DE ROCAS

La mecánica de rocas es una disciplina que estudia las propiedades y comportamiento de los materiales rocosos, así como la reacción que tienen ante la aplicación de fuerzas hacia su entorno físico. Es interdisciplinaria, con aplicaciones en geología, geofísica, minería e ingeniería civil. Se relaciona con la recuperación y el desarrollo de energía, la construcción del transporte, los recursos hídricos y la predicción de terremotos (Goodman, 1989).

Los distintos ámbitos en los que se aplica la mecánica de rocas se pueden dividir en tres grupos: a) el material rocoso constituye la estructura, b) son el soporte de otras estructuras, y c) se emplea como material de construcción.

En la mayoría de los casos, las masas rocosas se presentan afectadas por discontinuidades o superficies de debilidad que separan bloques de matriz rocosa constituyendo en conjunto los macizos rocosos. Tanto la matriz rocosa como los macizos rocosos son objeto de estudio de la mecánica de rocas, pero principalmente los planos de discontinuidad determinan el carácter diferencial con respecto al estudio de los suelos, y hacen que la mecánica del medio rocoso presente un carácter discontinuo y anisótropo. En las figuras 1 y 2 se puede observar la diferencia entre una matriz y un macizo rocoso. La finalidad de esta disciplina es conocer y tratar de predecir el comportamiento de los materiales rocosos ante la aplicación de fuerzas externas e internas que se ejercen sobre ellos.



Figura 1 Matriz rocosa intacta isotrópica a escala macroscópica.



Figura 2 Macizo rocoso fracturado con varias familias de discontinuidades y zonas con diferente grado de alteración.

Las propiedades físicas como la mineralogía, densidad, porosidad, permeabilidad, alterabilidad y dureza son las que rigen la resistencia y deformación de la matriz rocosa. Cuando se trata de medios superficiales, las discontinuidades y los procesos de meteorización son de gran relevancia en el comportamiento mecánico de los macizos rocosos, en el caso de medios profundos es el estado tensional preexistente el mayor condicionante de la respuesta mecánica.

La estructura geológica y las discontinuidades son aspectos fundamentales en mecánica de rocas, ya que los planos de debilidad preexistentes controlan los procesos de deformación y rotura en los macizos superficiales, lugar donde se realizan la mayoría de las obras de ingeniería. Otra variable que se debe tomar en cuenta es el agua presente en los macizos rocosos, ya que disminuye la resistencia, genera presiones en el interior y altera sus propiedades.

Un aspecto importante en el estudio de los macizos rocosos es la influencia de los procesos de alteración o meteorización sobre algunos tipos de rocas poco resistentes, como las lutitas o pizarras arcillosas, cuyas propiedades varían considerablemente con el paso del tiempo ante su exposición a las condiciones atmosféricas, a la acción del agua o debido al cambio en el estado de esfuerzos.

En el caso de la construcción de una obra de ingeniería en este tipo de materiales, se debe tener en cuenta que su resistencia puede disminuir después de un tiempo hasta alcanzar el límite de estabilidad.

1.1 Propiedades físicas y mecánicas de los materiales rocosos

Las propiedades físicas de las rocas se encuentran íntimamente relacionadas con su composición mineralógica, fábrica e historia geológica, incluyendo procesos de alteración y meteorización. La gran variabilidad de estas propiedades se refleja en comportamientos mecánicos diferentes respecto a las fuerzas que se aplican sobre las rocas; comportamientos que quedan definidos por la resistencia del material y por su modelo de deformación.

1.1.1 Propiedades físicas de la matriz rocosa

Se emplea una serie de parámetros para la identificación y descripción cuantitativa de las propiedades básicas de las rocas que permiten establecer una clasificación con fines geotécnicos. Estas propiedades, denominadas índice, serán las que determinen en primera instancia, junto con la composición mineralógica y origen, las propiedades y el comportamiento mecánico de la matriz rocosa.

Las propiedades índices de las rocas se determinan en laboratorio, las más importantes en lo que se refiere al comportamiento mecánico son la porosidad, el peso específico, la permeabilidad, la resistencia y la velocidad de propagación de ondas sísmicas. La propiedad que más afecta a las características resistentes y mecánicas de la matriz rocosa es la porosidad, siendo ésta inversamente proporcional a la resistencia y a la densidad, y directamente proporcional a la deformabilidad.

La resistencia a compresión simple o resistencia uniaxial es el máximo esfuerzo que soporta la roca sometida a compresión uniaxial. La velocidad de las ondas longitudinales o de compresión se utiliza como índice de clasificación y su valor es

indicativo de la calidad de la roca, correlacionándose linealmente con la resistencia a compresión simple.

1.1.2 Clasificación geotécnica de las rocas

Para clasificar las rocas desde el punto de vista de la ingeniería, se deben cuantificar sus propiedades con el fin de emplearlas en los cálculos de diseño. La dificultad que conlleva la clasificación geotécnica estriba en el hecho de que son muy variables las propiedades de la roca, así como las limitaciones de los métodos y procedimientos para su determinación.

La propiedad más frecuentemente medida en las rocas es la resistencia a compresión simple, en función de su valor se establecen clasificaciones en mecánica de rocas. El módulo relativo (relación entre el módulo de elasticidad y la resistencia a compresión simple) es otro valor empleado en la clasificación mecánica de la matriz rocosa.

La tabla 1 contiene la clasificación de las rocas dependiendo de su resistencia a compresión simple. Entre las rocas con menor resistencia se encuentran las lutitas, limonitas y tobas por mencionar algunas. En cuanto a las rocas con mayor resistencia se encuentran la cuarcita, gabro y basalto. De esta tabla se puede destacar los altos valores que pueden alcanzar las rocas en comparación a la de los suelos, pero se debe tomar con cuidado este parámetro al momento de relacionarlo con la estabilidad del macizo rocoso, ya que dicho valor solo es indicativo de la resistencia de la matriz rocosa y no toma en cuenta las discontinuidades que pueden existir en todo el macizo rocoso.

El grado de meteorización o alteración de la matriz rocosa es un parámetro que permite clasificar a las rocas cualitativamente y brinda cierta información sobre sus características mecánicas. La meteorización provoca un aumento en la porosidad, permeabilidad y la deformabilidad del material rocoso, esto ocasiona una disminución a la resistencia.

Resistencia a la compresión simple (Mpa)	ISRM (1981)	Geological Society of London (1970)	Bieniawski (1973)	Ejemplos
< 1	Suelos			
1-5	Muy blanda	Blanda > 1.25	Muy baja	Sal, lutita, limonita, marga, toba, carbón.
5-12.5	Blanda	Moderadamente blanda		
12.5-25		Moderadamente dura		
25-50	Moderadamente dura		Baja	Esquisto, pizarra.
50-100	Dura	Dura	Media	Rocas metamórficas esquistosas, mármol, granito, gneis, arenisca.
100-200	Muy dura	Muy dura	Alta	Rocas ígneas y metamórficas duras, arenisca muy cementada.
>200				Muy alta
>250	Extremadamente dura	Extremadamente dura		

Tabla 1 Clasificación de las rocas a partir de su resistencia a compresión simple (González et al., 2002).

1.1.3 Clasificación de los macizos rocosos.

Según González et al. (2002), las clasificaciones de los macizos rocosos se basan en factores que alteran su comportamiento mecánico tales como:

- Propiedades de la matriz rocosa
- Frecuencia y tipo de las discontinuidades
- Grado de meteorización o alteración
- Estado de tensiones *in situ*
- Presencia de agua

Las propiedades de la matriz rocosa se han descrito en el apartado 1.1.1, en las cuales destacan: la porosidad, peso específico, permeabilidad y resistencia.

La frecuencia y tipo de discontinuidades se refiere a la presencia de juntas o familia de juntas, el grado de fracturación de éstas y si están abiertas o cerradas; esto a su vez puede ser un indicador de la posible presencia de filtraciones importantes.

El grado de meteorización o alteración indica la magnitud de modificación, respecto a las características y propiedades de los materiales debido a factores físicos y químicos. Este tema se describe más ampliamente en el apartado 1.1.4.

El estado de tensiones in situ de un sistema es consecuencia de las fuerzas actuando sobre él. Al variar las fuerzas, cambia el estado de tensiones asociado a los planos considerados. Este tema se describe con mayor detalle en el apartado 2.1.

La presencia de agua se refiere a la influencia de ésta en el comportamiento mecánico de la roca y en su respuesta ante las fuerzas que se le apliquen. Este factor se describe más ampliamente en el apartado 1.1.5.

La gran variedad de estos factores y el carácter discontinuo y anisotrópico de los macizos rocosos ocasiona dificultad para establecer clasificaciones geotécnicas generales para los diferentes tipos de macizos.

Las clasificaciones que más se utilizan en mecánica de rocas son las denominadas clasificaciones geomecánicas, de las cuales la RMR (*Rock Mass Rating*) de Bienawski y la Q de Barton son las más empleadas. Indican varios grados de calidad del macizo rocoso, esto en función de las propiedades de la matriz rocosa y de las discontinuidades presentes en ella, proporcionando un valor estimado de sus propiedades resistentes globales. También el número de conjuntos de discontinuidades, el tamaño y la forma de los bloques de matriz rocosa se utilizan como parámetros para establecer clasificaciones que aportan información sobre su configuración y grado de fracturación.

Existe otro parámetro que se emplea para la clasificación de los macizos que es el índice de velocidad relativa. Éste relaciona la velocidad de las ondas longitudinales medidas in situ en el macizo rocoso con la velocidad medida en probetas de matriz rocosa en laboratorio y se utiliza como criterio de calidad (Tabla 2).

Índice de velocidad relativa	Calidad del macizo rocoso
< 0.2	Muy mala
0.2 - 0.4	Mala
0.4 - 0.6	Media
0.6 - 0.8	Buena
> 0.8	Muy buena

Tabla 2 Índice de velocidad relativa y calidad del macizo rocoso (González et al., 2002).

Como se observa en la tabla 2, para el caso de un macizo con muy buena calidad, en el cual existen pocas discontinuidades cerradas, esta relación debería estar cercana a 1, el valor decrece al aumentar el grado de fracturación, reduciendo la calidad del macizo.

1.1.4 Meteorización de los materiales rocosos

Algunas veces se utilizan los términos de rocas blandas o débiles para referirse a materiales meteorizados, aunque no todas las rocas blandas (lutitas, limonitas) son únicamente producto de meteorización.

Las condiciones climáticas y variación de la temperatura controlan los procesos de meteorización y a su vez determinan el tipo y la intensidad de las transformaciones físicas y químicas que afectan a los materiales rocosos en la superficie.

La meteorización física de la matriz rocosa da lugar a exfoliación por planos de direcciones preferentes, apertura de microdiscontinuidades por crecimiento de sales y cambios de volumen por variación de humedad o temperatura. Por otra parte, la meteorización química produce disolución de minerales solubles y la formación de nuevos minerales por procesos de oxidación, reducción e hidratación.

Para evaluar el grado de alteración de las rocas por causa de la meteorización se realizan las pruebas de durabilidad o alterabilidad en laboratorio como el *slake durability test* (Prueba de reducción de durabilidad). Los ensayos de resistencia aportan también información cualitativa sobre la estabilidad de la roca ante la meteorización.

Cualitativamente, la clasificación de la matriz rocosa según su grado de meteorización se lleva a cabo mediante descripciones visuales e índices estándar.

Por otra parte, en los macizos rocosos actúan procesos de meteorización que afectan tanto a los bloques de matriz rocosa como a los planos de debilidad existentes. El resultado de la meteorización *in situ* de los macizos, son los llamados suelos residuales. Al macizo rocoso meteorizado que conserva la estructura rocosa se le denomina saprolito o regolito, aunque la composición de la roca matriz se haya alterado y tenga menos resistencia que la roca sana.

Los procesos de meteorización afectan de diferente manera según sea la litología, siendo éstos más intensos cuando mayor es el tiempo de exposición a los agentes atmosféricos. En la figura 3, se ilustra la variación del grado de meteorización dependiendo de la profundidad en macizos rocosos de distinto origen geológico.

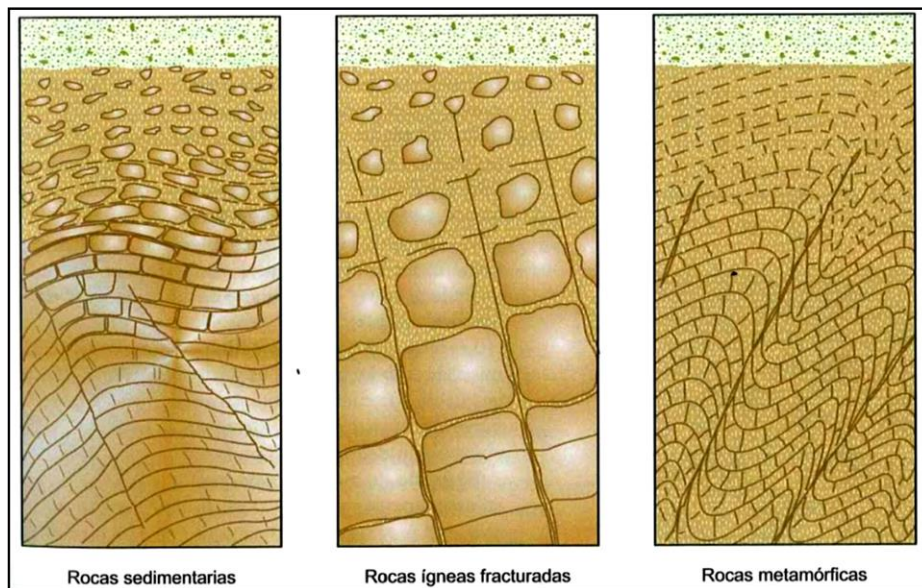


Figura 3 Perfiles típicos de meteorización a suelos residuales en rocas sedimentarias, ígneas y metamórficas (González et al., 2002).

La profundidad en que puede ocurrir la meteorización depende del tipo de roca, del clima y del tiempo en que actúan los procesos. Las rocas arcillosas, areniscas porosas y calizas blandas se meteorizan a mayor profundidad que los granitos o rocas metamórficas.

Se puede estimar el grado de meteorización de un macizo rocoso a partir del grado de las fracturas, ésto por medio del parámetro RQD, al ser indicativo del número de discontinuidades de la predisposición a la alteración.

El grado de meteorización se emplea para la clasificación cualitativa de los macizos rocosos, ya que su resistencia y propiedades mecánicas se ven influenciadas por este parámetro. La tabla 3 muestra los seis diferentes grados de meteorización para su clasificación que van desde “fresco” (grado I), si no aparece ningún signo de meteorización, hasta “suelo residual” (grado VI), cuando el macizo rocoso se ha transformado en un suelo y ya no existe la estructura rocosa.

Grado de meteorización	Tipo	Descripción
I	Fresco	No aparecen signos de meteorización
II	Ligeramente meteorizado	La decoloración indica alteración del material rocoso y de las superficies de discontinuidad. Todo el conjunto rocoso está decolorado por meteorización
III	Moderadamente meteorizado	Menos de la mitad del macizo rocoso aparece descompuesto y/o transformado en suelo. La roca fresca o decolorada aparece como una estructura continua o como núcleos aislados
IV	Altamente meteorizado	Más de la mitad del macizo rocoso aparece descompuesto y/o transformado en suelo. La roca fresca o decolorada aparece como una estructura continua o como núcleos aislados
V	Completamente meteorizado	Todo el macizo rocoso aparece descompuesto y/o transformado en suelo. Se conserva la estructura original del macizo rocoso
VI	Suelo residual	Todo el macizo rocoso se ha transformado en un suelo. Se ha destruido la estructura del macizo y la fábrica del material

Tabla 3 Evaluación del grado de meteorización del macizo rocoso (González et al., 2002).

1.1.5 Permeabilidad y flujo de agua

La permeabilidad en mecánica de rocas se define como la capacidad del medio rocoso para que el agua fluya a través de sus huecos o vacíos interconectados. Su valor de influencia se representa mediante el coeficiente de permeabilidad, que se expresa como una velocidad. Incluso las rocas más sanas como algunos granitos, mármoles o pizarras no pueden ser consideradas como impermeables, sus coeficientes de permeabilidad son del orden de 10^{-8} a 10^{-10} cm/s. Los valores normales para las rocas varían de 1 m/día a 1 m/año.

La permeabilidad de la matriz rocosa es intergranular, el agua es transmitida a través de los poros y microfisuras interconectados de la roca, ésta recibe el nombre de permeabilidad primaria. En los macizos rocosos el agua fluye a favor de las superficies de discontinuidad y se define como permeabilidad secundaria.

El flujo de agua en un macizo rocoso fracturado depende de la abertura de las discontinuidades, que a su vez depende del esfuerzo normal ejercido sobre ellas y de su interconexión. La permeabilidad de la matriz rocosa es medida a través de ensayos de laboratorio, y para el caso del macizo rocoso mediante la realización de ensayos *in situ* en sondeos.

El agua desde el punto de vista geológico tiene una estrecha relación con las rocas y a su vez influye en el comportamiento mecánico y en la respuesta ante las fuerzas aplicadas. Produce efectos como: alterar la resistencia de las rocas blandas y de los materiales meteorizados, reducir la resistencia de la matriz rocosa en rocas porosas, rellenar las discontinuidades de los macizos rocosos e influir en su resistencia, además de intervenir en la meteorización química y física de la matriz rocosa y en los macizos rocosos, es decir, se comporta como un agente erosivo.

La presencia de agua subterránea ocasiona una tensión o presión hidrostática que se ejerce sobre las rocas con una magnitud igual en todas las direcciones. En muchas ocasiones afecta el comportamiento mecánico tanto de la matriz rocosa como de las discontinuidades.

El agua subterránea en las rocas es, en general, menos importante que en los suelos a nivel intergranular, esto se debe a la baja permeabilidad de la matriz rocosa; sin embargo, en rocas porosas como las areniscas se cumple el principio de la tensión efectiva y la presencia de agua reduce los esfuerzos normales actuando entre las partículas minerales. Por lo tanto, la resistencia de la roca será menor si se encuentra con los poros rellenos de agua.

1.2 Clasificaciones geomecánicas

Las clasificaciones geomecánicas tienen por objeto caracterizar un determinado macizo rocoso tomando en cuenta una serie de parámetros. Por medio de estas clasificaciones se obtiene a un valor índice característico de la roca que numéricamente asigna la calidad de la misma. Los macizos rocosos presentan un comportamiento geomecánico complejo que debe ser estudiado en función de su aptitud para distintas aplicaciones.

Se han desarrollado y usado varios sistemas de clasificación, los más antiguos son de Terzaghi, Protodyakonov y Lauffer. En la actualidad, básicamente se usan dos sistemas, el de Bieniawski o RMR y el de Barton o sistema Q. En general, para las distintas clasificaciones de los macizos rocosos se utilizan las siguientes características:

- Resistencia del material rocoso
- Índice RQD
- Espaciamiento de discontinuidades
- Orientación de discontinuidades
- Estructura geológica y fallas
- Filtraciones y presencia de agua
- Estado tensional

1.2.1 Rock Quality Designation (RQD)

Desarrollado por Deere entre 1963 y 1967, el índice de calidad de roca por sus siglas en inglés RQD, es un parámetro cuantitativo basado en la recuperación de núcleos con perforación de diamante. Se define como el porcentaje de núcleos que se recuperan en piezas enteras de 100 mm o más, del largo total del barreno. Se calcula con la ecuación 1.

$$RQD (\%) = 100 \frac{\text{Longitud de los núcleos mayores de 100 mm}}{\text{largo del barreno}} \quad (\text{Ec. 1})$$

Normalmente se acepta que el RQD se establezca en núcleos de cuando menos 50 mm de diámetro, recuperados con una perforadora de diamante de doble barril. Deere propuso una clasificación de la roca en función del RQD para fines de ingeniería. Como se observa en la tabla 4, la calidad de la roca aumenta cuando el valor de RQD es mayor.

RQD %	Calidad
<25	Muy mala
25-50	Mala
50-75	Media
75-90	
90-100	Muy buena

Tabla 4 Clasificación de la calidad del macizo rocoso según el índice RQD (Hoek y Brown, 1985).

El índice de calidad de roca también se relaciona con la capacidad de carga admisible, q_a , si en el macizo rocoso las juntas están cerradas, o no son más anchas que una fracción de centímetro, la compresibilidad la acusa el RQD (Peck et al., 1953). En la tabla 5, se presentan valores de capacidad de carga admisible para las rocas con juntas en función de su RQD.

El RQD que deberá usarse considerarse para el uso de la tabla 5 es el promedio dentro de un espesor, abajo del nivel de la cimentación igual al ancho de la misma, siempre que sus valores sean bastante uniformes dentro de ese espesor.

RQD %	q_a (Kg/cm ²)
100	293
90	196
75	117
50	68
25	29
0	10

Tabla 5 Capacidad de carga admisible q_a en función del RQD (Peck et al., 1953).

El RQD tiene la limitante de que no toma en cuenta la orientación de las juntas, lo que es importante para el comportamiento de la roca alrededor de una obra subterránea. Sin restarle méritos resulta ser un método rápido y económico para dar indicios del

comportamiento de la roca, también es cierto que no provee información adecuada sobre fenómenos que se pueden presentar sobre la roca en una excavación.

1.2.2 Clasificación de Bieniawski (RMR)

El sistema de clasificación Rock Mass Rating (Clasificación de masas rocosas) o sistema RMR fue desarrollado por Z.T. Bieniawski durante los años 1972-1973, y fue modificado en 1976 y 1979, con base en más de 300 casos reales de cavernas, taludes y cimentaciones. Hoy en día se utiliza la edición de 1989 que coincide notablemente con la de 1979.

Para determinar el RMR de calidad de la roca se hace uso de seis parámetros que se enlistan a continuación:

- La resistencia a compresión simple
- El RQD (Rock Quality Designation)
- El espaciamiento de las discontinuidades
- El estado de las discontinuidades
- La presencia de agua
- La orientación de las discontinuidades

Para aplicar la clasificación RMR, el macizo rocoso se divide en zonas o tramos que tengan características geológicas más o menos uniformes de acuerdo con observaciones hechas en campo. Para calcular el índice RMR, se suman las puntuaciones que corresponden a los valores de cada uno de los parámetros que se presentan en la Tabla 6.

El valor RMR se encuentra entre 0 y 100, la calidad de la roca es mejor cuando la puntuación tiene valores próximos a 100. Bieniawski distingue cinco tipos o clases de roca según el valor del RMR:

- Clase I: RMR > 80, Roca muy buena

- Clase II: $60 < \text{RMR} < 80$, Roca buena
- Clase III: $40 < \text{RMR} < 60$, Roca media
- Clase IV: $20 < \text{RMR} < 40$, Roca mala
- Clase V: $\text{RMR} < 20$, Roca muy mala

Para poder utilizar la tabla 6, se debe saber que los primeros cinco parámetros se tienen que sumar, en cambio al llegar al parámetro número seis, que se observa negativo, el valor total de la clasificación disminuye. Al obtener la puntuación final, se conoce la calidad de la roca de acuerdo con la Tabla 7.

Según la tabla 7, al tener un macizo rocoso que se encuentre clasificado como Clase I, entonces se tiene un macizo duro, poco fracturado, sin filtraciones importantes y sin una meteorización apreciable, a su vez presentara nulos problemas frente a su estabilidad o resistencia. Seguramente tendrá una capacidad de carga alta, permitirá la excavación de taludes con altas pendientes y no necesitará de medidas de estabilización y refuerzo en túneles (González et al., 2002).

A medida que un macizo rocoso presente un valor RMR más pequeño, su resistencia y estabilidad irán disminuyendo, su capacidad de carga será reducida y necesitará medidas de estabilización y refuerzo en túneles.

1.2.3 Clasificación de Barton (Q)

El sistema de clasificación de Barton fue desarrollado en el Instituto Tecnológico de Noruega en el año de 1974 por Barton, Lien y Lunde, del Instituto Geotécnico Noruego, para ello se analizaron cientos de casos de túneles construidos principalmente en Escandinavia. Esta clasificación asigna a cada macizo rocoso un índice de calidad Q, el valor es mayor cuando la calidad de la roca es mejor. La variación de este valor no es lineal como en el caso del RMR, sino logarítmica, puede variar entre 0.001 (calidad de roca muy mala) y 1000 (calidad de roca muy buena). El valor de Q se obtiene con la siguiente ecuación:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \frac{J_r}{J_a} \frac{J_w}{SRF} \quad (\text{Ec. 2})$$

Parámetros										
1	Resistencia de la matriz rocos (Mpa)	Ensayo de carga puntual	>10	10-4	4-2	2-1	Compresión simple (Mpa)			
		Compresión simple	> 250	25 0- 100	100 - 50	50 - 25	25 - 5	5 - 2	< 1	
	Puntuación		15	12	7	4	2	1	0	
2	RQD (%)		90 - 100	75 - 90	50 - 75	25 - 50	<25			
	Puntuación		20	17	13	6	3			
3	Separación entre discontinuidades (m)		> 2	0.6 - 2	0.2 - 0.6	0.06 - 0.2	< 0.06			
	Puntuación		20	15	10	8	5			
4	Estado de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad	< 1	1 - 3	3 - 10	10 - 20	> 20			
		Puntuación	6	4	2	1	0			
		Abertura (mm)	Nada	< 0.1	0.1 - 1	1 - 5	> 5			
		Puntuación	6	5	3	1	0			
		Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Ondulada	Suave			
		Puntuación	6	5	3	1	0			
		Relleno	Ninguno	Relleno duro < 5 mm	Relleno duro > 5 mm	Relleno blando < 5 mm	Relleno blando > 5 mm			
		Puntuación	6	4	2	2	0			
		Alteración	Inalterada	Ligeramente alterada	Moderadamente alterada	Muy alterada	Descompuesta			
Puntuación	6	5	3	1	0					
5	Agua freática	Caudal por 10 m de túnel	Nulo	< 10 litros/min	10 - 25 litros/min	25 - 125 litros/min	> 125 litros/min			
		Relación de presión de agua/tensión principal mayor	0	0 - 0.1	0.1 - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5			
		Estado general	Seco	Ligeramente húmedo	Húmedo	Goteando	Agua fluyendo			
	Puntuación		15	10	7	4	0			
6	Dirección y buzamiento		Muy favorables	Favorables	Medias	Desfavorables	Muy desfavorables			
	Puntuación para la corrección por orientación de las discontinuidades	Túneles	0	-2	-5	-10	-12			
		Cimentaciones	0	-2	-7	-15	-25			
		Taludes	0	-5	-25	-50	-60			

Tabla 6 Clasificación geomecánica RMR (Bieniawski, 1989)

Clase	Calidad	Valoración RMR	Cohesión (kg/cm ²)	Ángulo de rozamiento (°)
I	Muy buena	100 - 81	> 4	> 45
II	Buena	80 - 61	3 - 4	35 - 45
III	Media	60 - 41	2 - 3	25 - 35
IV	Mala	40 - 21	1 - 2	15 - 25
V	Muy mala	< 20	< 1	< 15

Tabla 7 Calidad de los macizos rocosos en relación al índice RMR (Bieniawski, 1989)

Donde

RQD, índice de calidad de roca
 J_n , número de familia de juntas existentes en el macizo rocoso
 J_r , rugosidad en las juntas
 J_a , grado de alteración de las paredes de las juntas.
 J_w , depende de la presencia del agua
SRF, estado tensional de la roca

Para determinar el valor de Q, (Barton,1974), es importante considerar lo siguiente.

- El primer cociente (RQD / J_n), representa la estructura de la masa rocosa, es una medida bruta del bloque o tamaño de partícula con los dos valores extremos (100/0.5 y 10/20).
- El segundo cociente (J_r / J_a) representa la rugosidad y las características de fricción de las paredes de las juntas o materiales de relleno. Este cociente aumenta cuando las juntas son ásperas, inalteradas en contacto directo. Los "ángulos de fricción" están por debajo de los valores de resistencia residual para la mayoría de las arcillas y posiblemente se degradan por el hecho de que éstos rellenos de arcilla tienden a consolidarse durante el corte.
- El tercer cociente (J_w / SRF) consta de dos parámetros de tensión. SRF es una medida de: 1) disminución de la carga en el caso de una excavación a través de zonas de corte y roca arcillosa, 2) esfuerzo en roca competente y 3) compresión de cargas en rocas incompetentes de plástico. Puede considerarse como un parámetro de tensión total. El parámetro J_w es una medida de la presión del agua que tiene un efecto adverso sobre la resistencia al corte de las articulaciones debido a una reducción en el esfuerzo normal efectivo. Ha sido imposible combinar estos dos parámetros en términos de esfuerzo efectivo interbloque, ya que paradójicamente un alto valor de esfuerzo normal efectivo puede a veces significar condiciones menos estables que un valor bajo, a pesar de la mayor resistencia al corte.

En general, se observa que la calidad de roca Q se considera actualmente como una función de sólo tres parámetros que son medidas brutas de:

- Tamaño del bloque (RQD / J_n)
- Resistencia al corte entre bloques (J_r / J_a)
- El esfuerzo activo (J_w / SRF)

Existen otros parámetros que podrían tomarse en cuenta para mejorar la precisión del sistema de clasificación. Uno de ellos sería la orientación conjunta, aunque muchos registros de casos incluyen la información necesaria sobre la orientación estructural en relación con el eje de excavación, no hay evidencia de que ese fuera el parámetro general importante que se podría esperar. Parece que los parámetros J_n , J_r y J_a desempeñan un papel más importante que la orientación, ya que el número de series de juntas determina el grado de libertad para el movimiento de los bloques y las características de rozamiento y dilatación pueden variar más que la caída del componente gravitatorio de las juntas orientadas desfavorablemente (González et al., 2002).

CAPITULO II RESISTENCIA DE LA ROCA Y MECANISMOS DE FALLA

Al colocar una estructura sobre roca es común cuestionarse si alcanzará los niveles de esfuerzos máximos admisibles o si los desplazamientos de la roca bajo las cargas que se aplicarán producirán deformaciones que puedan causar daños locales o generales en la estructura.

Las masas de roca dependen del espaciamiento de las juntas con respecto al ancho de cimentación, orientación y estado de las discontinuidades (abiertas o cerradas), y del tipo de roca. Asumiendo que se pueden estimar los esfuerzos iniciales en la masa rocosa y predecir cómo estos esfuerzos serán alterados por la construcción y operación de la obra ¿Cómo saber si la roca cederá, aplastará, agrietará o de que otra manera llevará a cabo su servicio? Para ello se utilizan los “criterios de falla”, sin embargo, antes de proponer criterios significativos, se debe analizar como suelen fallar las rocas, es decir, si se flexionan, se cortan, se trituran.

2.1 Fuerzas y tensiones

Las rocas, a diferencia de los materiales artificiales como el acero o el concreto, presentan defectos estructurales debido a la variación en la composición mineralógica, orientación de minerales, porosidad y microfisuración. Los macizos rocosos contienen discontinuidades de muy diversos tipos y zonas meteorizadas o tectonizadas. En ambos casos estas características se reflejan en propiedades físicas y mecánicas heterogéneas, discontinuas y anisotrópicas, que gobiernan la respuesta mecánica del medio rocoso frente a la acción de las fuerzas.

La aplicación de nuevas fuerzas, o la modificación de la magnitud o distribución de las preexistentes, da lugar a cambios en el estado mecánico de los sistemas rocosos, produciéndose una serie de efectos internos como desplazamientos, deformaciones y modificaciones en el estado de esfuerzos. En los ensayos de laboratorio se aplican

fuerzas para producir rotura del material y así conocer sus propiedades de resistencia y deformación.

El estado mecánico de un sistema está caracterizado por:

- La posición de cada una de sus partes, definida por sus coordenadas
- Las fuerzas que actúan entre y sobre las partes del sistema
- La velocidad con que las partes cambian de posición

La diferencia entre dos estados mecánicos quedará definida por los desplazamientos, las deformaciones y los cambios en el estado de esfuerzos.

El desplazamiento es el cambio de posición de una partícula y queda definido por un vector. El campo de desplazamientos en un sistema será homogéneo si los vectores de desplazamiento de cada partícula son iguales en magnitud y dirección.

La deformación indica la variación de longitud o espacio entre dos partículas en dos estados mecánicos distintos y se puede expresar como la relación entre la variación de longitud y la longitud inicial entre partículas. Este parámetro es adimensional y compara situaciones en dos estados mecánicos diferentes.

El estado tensional de un sistema es consecuencia de las fuerzas que están actuando sobre él. Al variar las fuerzas, por tanto, cambia el estado de tensiones asociado a los planos considerados.

Las fuerzas son las principales responsables del estado y comportamiento mecánico de un sistema. Sobre un cuerpo rocoso actúan dos tipos, las volumétricas y las superficiales, éstas últimas son ejercidas sobre el cuerpo por los materiales que lo rodean, actúan sobre las superficies de contacto entre partes adyacentes del sistema rocoso y se transmiten a cualquier punto del interior del cuerpo. Ambas fuerzas están íntimamente relacionadas entre sí, siendo las segundas, condicionadas por la distribución y variación espacial de las primeras.

Las fuerzas superficiales se clasifican en compresivas (positivas) y traccionales (negativas), representadas respectivamente por vectores apuntando hacia dentro o hacia fuera del punto de aplicación.

El efecto de una fuerza depende del área total sobre la que se aplica, por lo que trabajar con fuerzas no es adecuado para conocer la influencia sobre el comportamiento de la roca. Si la fuerza total es referida al área del plano sobre el que actúa, se expresa como esfuerzo, parámetro independiente del área de aplicación.

El esfuerzo es la reacción interna de un cuerpo a la aplicación de una o varias fuerzas y es una cantidad que no se puede medir directamente. Si la fuerza actúa uniformemente en una superficie, el esfuerzo indica la intensidad de las acciones que ejercen sobre el plano.

El esfuerzo no varía en función del área considerada siempre que las fuerzas se distribuyan uniformemente sobre la superficie, de lo contrario, el esfuerzo variará para diferentes áreas del plano.

Esfuerzos principales

En cualquier punto sometido a esfuerzos se pueden encontrar tres planos ortogonales entre sí, en los que las tensiones tangenciales son nulas, éstos se denominan planos principales de esfuerzo y las tensiones normales que actúan sobre ellos se denominan principales.

El esfuerzo mayor se conoce como s_1 , el intermedio es s_2 y el menor es s_3 . Suponiendo que solo existieran tensiones debidas a las fuerzas gravitatorias sobre un punto, el plano horizontal y todos los planos verticales que pasan por ese punto serían planos principales de esfuerzo. Si $s_1 = s_2 = s_3$, el estado de esfuerzos se denomina isótropo o hidrostático, como el que presentan los fluidos.

Todas las paredes en excavaciones superficiales y subterráneas que se auto soportan, son planos principales de esfuerzos sobre las que no actúan tensiones

tangenciales; contrariamente a lo que ocurre con dichas tensiones, no existe ninguna orientación en el espacio para que las tensiones normales sean nulas, dicho de otra forma, la suma de los esfuerzos principales siempre tiene el mismo valor.

2.2 Comportamiento quebradizo y dúctil

El debilitamiento de la roca se puede clasificar en tres términos: quebradizo, dúctil o como transición quebradizo-dúctil.

El debilitamiento quebradizo acontece cuando la capacidad de la roca para resistir una carga disminuye mientras la deformación aumenta. El debilitamiento quebradizo se da muchas veces con poca o ninguna deformación permanente antes del debilitamiento y, según las condiciones de la prueba, puede presentarse en forma súbita y catastrófica.

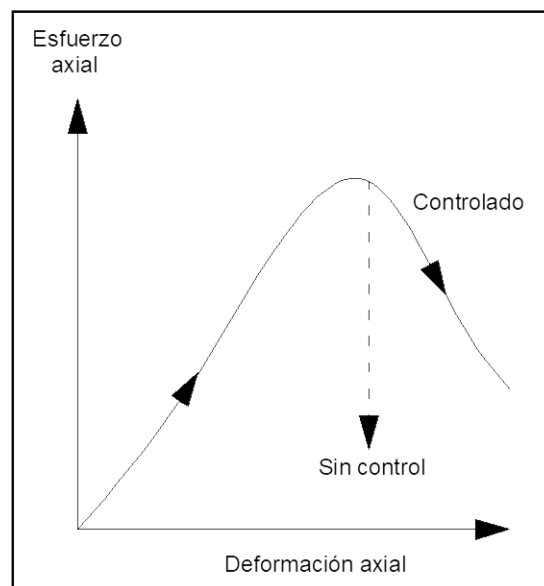


Figura 4 Curvas esfuerzo-deformación para fractura quebradiza en compresión uniaxial (Hoek y Brown, 1985).

Por otro lado, se dice que un material es dúctil cuando puede soportar una deformación permanente sin perder su capacidad de resistir una carga. La mayoría de las rocas presentan un comportamiento más quebradizo que dúctil a las presiones de

confinamiento y a las temperaturas que se encuentran generalmente en las obras de ingeniería civil. La ductilidad aumenta a medida que aumenta la presión de confinamiento y la temperatura, pero también puede presentarse bajo condiciones normales de trabajo en roca meteorizada, en macizos muy fracturados y en algunas rocas débiles.

Cuando la presión de confinamiento aumenta, alcanzará un valor de transición quebradizo-dúctil en el cual hay un cambio gradual entre el comportamiento enteramente quebradizo y el enteramente dúctil. Byerlee en 1968 define la presión de la transición quebradizo-dúctil como la presión en condiciones de confinamiento en la cual el esfuerzo que se necesita para formar un plano de debilidad en una muestra de roca es igual al esfuerzo que se necesita para provocar un deslizamiento en este plano.

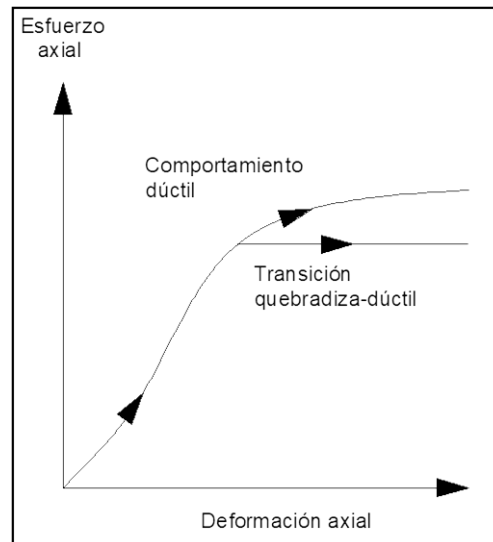


Figura 5 Curvas esfuerzo-deformación para comportamiento dúctil bajo compresión (Hoek y Brown, 1985).

El debilitamiento quebradizo - dúctil que ocurre en las rocas que se encuentran en el laboratorio o en el campo, se presenta muchas veces en forma rápida e incontrolada. En algunos casos, como por ejemplo en pilares de minas, la roca puede ser fracturada y deformada más allá de su máxima capacidad de carga en una forma controlada, y puede alcanzar un equilibrio con alguna carga menor (Hoek y Brown, 1985).

2.3 Resistencia de la roca

Cuando se habla de “falla en una roca”, se refiere a la pérdida casi total de la integridad en una muestra; en un contexto de ingeniería, suele implicar la pérdida de la capacidad para realizar la función pretendida. Los fenómenos que constituyen la falla dependerán de la función que tenga la roca, que varía desde la pérdida de la materia que la constituye, hasta la falla estructural.

Incluso en un solo espécimen de roca, el concepto de “falla” no está claro, ya que una pérdida total de cohesión de una roca determinada puede o no ocurrir de acuerdo con la forma en que se carga. La razón de tal respuesta aparentemente variable es que la falla de una roca por carga depende de la forma en que se aplica la carga y no de sus propiedades.

La mayor parte de las rocas intactas cuentan con resistencia y rigideces mucho mayores que las exigidas en las cimentaciones ordinarias. La conveniencia de una cimentación sobre roca está limitada exclusivamente por las discontinuidades como juntas, planos de sedimentación y zonas de meteorización y de corte.

2.3.1 Resistencia y deformabilidad de las rocas

Usualmente en la práctica profesional la resistencia a compresión simple del concreto usado comúnmente para la construcción de zapatas y pilas varía de 170 a 350 kg/cm². Los especímenes de la mayor parte de las rocas intactas, excepto algunas lutitas laminares débiles, presentan resistencia que supera estos valores. Normalmente una masa de roca sana intacta es más que adecuada para soportar cimentaciones ordinarias.

Generalmente las masas de roca no están intactas, además, sus lechos superiores están usualmente meteorizados. Juntas, superficies entre estratos, zonas de corte e incluso fallas, pueden encontrarse debajo del lugar que se destina para una construcción. La meteorización usualmente penetra en la roca y el grado de alteración puede variar radicalmente de una porción de un manto de roca a otra.

La presencia de detalles geológicos como cavernas, juntas abiertas, zonas alteradas y zonas de intensa meteorización, pueden determinar el comportamiento de toda la cimentación, especialmente si se aplican cargas de gran intensidad a la roca.

Las rocas fallan a favor de las superficies de fractura que se generan al superarse su resistencia pico. Así, de una forma indirecta, los ensayos de compresión miden la resistencia al corte de las rocas. Podría pensarse que los planos de fractura tienden a desarrollarse con dirección paralela a la de aplicación de la carga, sin embargo, la mínima resistencia se obtiene para la dirección en la que se ejerce el mayor esfuerzo tangencial, formando un ángulo determinado con respecto a la dirección de la aplicación de la carga.

La resistencia es función de las fuerzas cohesivas y friccionales del material. La cohesión, c , es la fuerza de unión entre partículas minerales que forman la roca. El ángulo de fricción interna, ϕ , es el ángulo de rozamiento entre dos planos de la misma roca; para la mayoría de las rocas este ángulo varía entre 25° y 45° . La fuerza friccional depende del ángulo de fricción y el esfuerzo normal, actuando sobre el plano considerado.

La resistencia de la roca no es un valor único, ya que además de los valores de c y ϕ , depende de otras condiciones como la magnitud de los esfuerzos confinantes, la presencia de agua en los poros o la velocidad de aplicación de la carga de rotura. También, incluso en rocas aparentemente isótropas y homogéneas, los valores de c y ϕ pueden ser distintos según el grado de cementación y las variaciones presentes en la composición mineralógica.

2.3.2 Criterios de falla

La resistencia de una matriz rocosa isótropa se puede evaluar mediante los criterios de rotura Mohr–Coulomb y de Hoek y Brown. La principal diferencia entre ambos es que el primero es un criterio lineal y el segundo no lineal, más adecuado al comportamiento mecánico real de las rocas; a continuación, se describen dichos criterios.

Criterio de Mohr Coulomb

Se ha observado que el esfuerzo máximo de la roca sometida a carga desviadora aumentará si la roca está confinada. La variación del esfuerzo máximo σ_1 con la presión de confinamiento σ_3 se conoce como un criterio de falla. El criterio más simple y más conocido de falla para las rocas es el criterio de Mohr-Coulomb, como se observa en la Figura 3, este consiste en una línea envolvente que toca todos los círculos de Mohr que representan combinaciones críticas de esfuerzos principales.

$$\tau_p = c + \sigma \tan \varphi \quad (\text{Ec. 3})$$

Se denomina Φ al ángulo de fricción interna, que es el parámetro que describe la tasa de aumento del esfuerzo máximo aplicando un esfuerzo normal, y τ_p , es el esfuerzo cortante máximo o resistencia al corte.

Según Hoek y Brown en 1985, la ecuación 3 tiene la siguiente interpretación física: la falla ocurre cuando el esfuerzo de corte aplicado menos la resistencia de fricción asociada con el esfuerzo normal en el plano de falla se hace igual a una constante de la roca llamada cohesión, c . Puesto que no sería razonable admitir una resistencia de fricción en presencia de un esfuerzo normal de tensión, esta ecuación pierde su validez física cuando el valor de s cruza en la región de tensión; s representa el esfuerzo normal en el plano de falla. El esfuerzo principal menor s_3 puede ser de tensión mientras s permanezca en compresión.

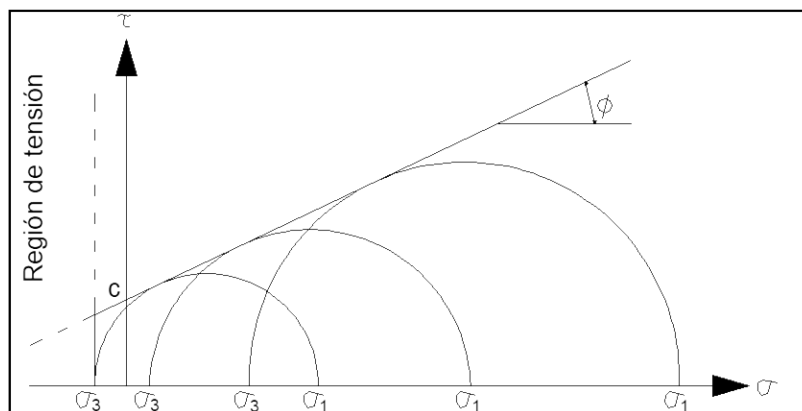


Figura 6 Criterio de falla Mohr-Coulomb (Hoek y Brown, 1985).

Criterio de Hoek y Brown

Para evaluar la resistencia de la matriz rocosa es más adecuado un criterio no lineal, donde la representación gráfica de la rotura es una curva de tipo cóncavo. El propuesto por Hoek y Brown es un criterio empírico de rotura no lineal válido para evaluar la resistencia de la matriz rocosa isotrópica en condiciones triaxiales como se presenta en la ecuación 4.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m_i \sigma_{ci} \sigma_3 + \sigma_{ci}^2} \quad (\text{Ec. 4})$$

Donde s_1 y s_3 son los esfuerzos principales mayor y menor en rotura, s_{ci} es la resistencia a compresión simple de la matriz rocosa y m_i es una constante que depende de las propiedades físicas de la matriz rocosa.

El valor de s_{ci} debe ser determinado en ensayos de laboratorio, el parámetro m_i puede obtenerse de la bibliografía cuando no sea posible conocerlo a partir de ensayos triaxiales en la roca. Mediante la ecuación 4 se puede dibujar la envolvente para la rotura. El criterio expresado adimensionalmente, en términos de esfuerzos normalizados con respecto a s_{ci} , tiene la forma:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_{ci}} = \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + \sqrt{m_i \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + 1} \quad (\text{Ec. 5})$$

La resistencia de la roca a compresión simple viene dada por la ecuación 5 sustituyendo $s_3 = 0$, y la resistencia a tracción se obtiene resolviendo para $s_1 = 0$ y $s_3 = s_1$:

$$\sigma_1 = \frac{1}{2} \sigma_{ci} (m_i - \sqrt{m_i^2 + 4}) \quad (\text{Ec. 6})$$

La expresión del criterio de rotura en función de los esfuerzos tangenciales y normales se expresa como:

$$\tau = A \sigma_{ci} \left(\frac{\sigma_n - \sigma_t}{\sigma_{ci}} \right)^B \quad (\text{Ec. 7})$$

Donde s_t es la resistencia a tracción y A, B son constantes dependientes del valor m_i .

2.3.3 El efecto del tamaño en la resistencia

Las rocas están compuestas de cristales y granos en una estructura que incluye grietas y fisuras, se requieren muestras bastante grandes para obtener valores estadísticamente representativos de todos los componentes que influyen en la resistencia. Cuando el tamaño de un espécimen es tan pequeño que hay relativamente pocas grietas, al momento de la falla éste se ve forzado a involucrar un nuevo crecimiento de grietas, mientras que una masa rocosa cargada a través de un volumen mayor puede presentar grietas preexistentes en lugares críticos. Por lo tanto, la resistencia de la roca depende del tamaño. Rocas graníticas alteradas, pizarra y otras rocas con redes de fisuras exhiben el mayor grado de dependencia de tamaño.

Se han realizado algunos estudios para definir el efecto del tamaño en la resistencia a la compresión en un amplio espectro de muestras como se muestra en la figura 7. Bieniawski (1968) reportó pruebas en especímenes prismáticos de carbón mineral in situ de hasta 1.6 x 1.6 x 1 m, preparados cortando el carbón directamente de un pilar; los especímenes fueron luego cubiertos con concreto resistente e impulsado por gatos hidráulicos. Jahns (1966) informó los resultados de pruebas similares en especímenes cúbicos de mineral de hierro calcáreo, además recomendó un tamaño de muestra tal que 10 discontinuidades cruzaran cualquier borde. Las muestras más pequeñas produjeron intensidades anormalmente altas. Los datos disponibles son demasiado escasos para aceptar la recomendación de Jahns para todos los tipos de roca, pero parece que generalmente hay un tamaño tal que los especímenes más grandes no sufren una mayor disminución en la resistencia.

La figura 7 muestra este patrón de comportamiento en un resumen de las pruebas de carbón y mineral de hierro, así como las de diorita de cuarzo alterada y fisurada por Pratt (1972). Esta serie de pruebas incluyó muestras de sección triangular equilátera de 6 pies (1,83 m) en el borde y 9 pies (2,74 m) de largo, cargadas a través de conectores planos de acero inoxidable en una ranura vertical en un extremo. La diorita

de cuarzo analizada mostró un efecto de gran tamaño debido a que contiene fenocristales de plagioclasa y anfíbol altamente fracturados en una masa de tierra de grano más fino con arcilla diseminada, la porosidad de esta roca es del 8-10% (Goodman, 1989).

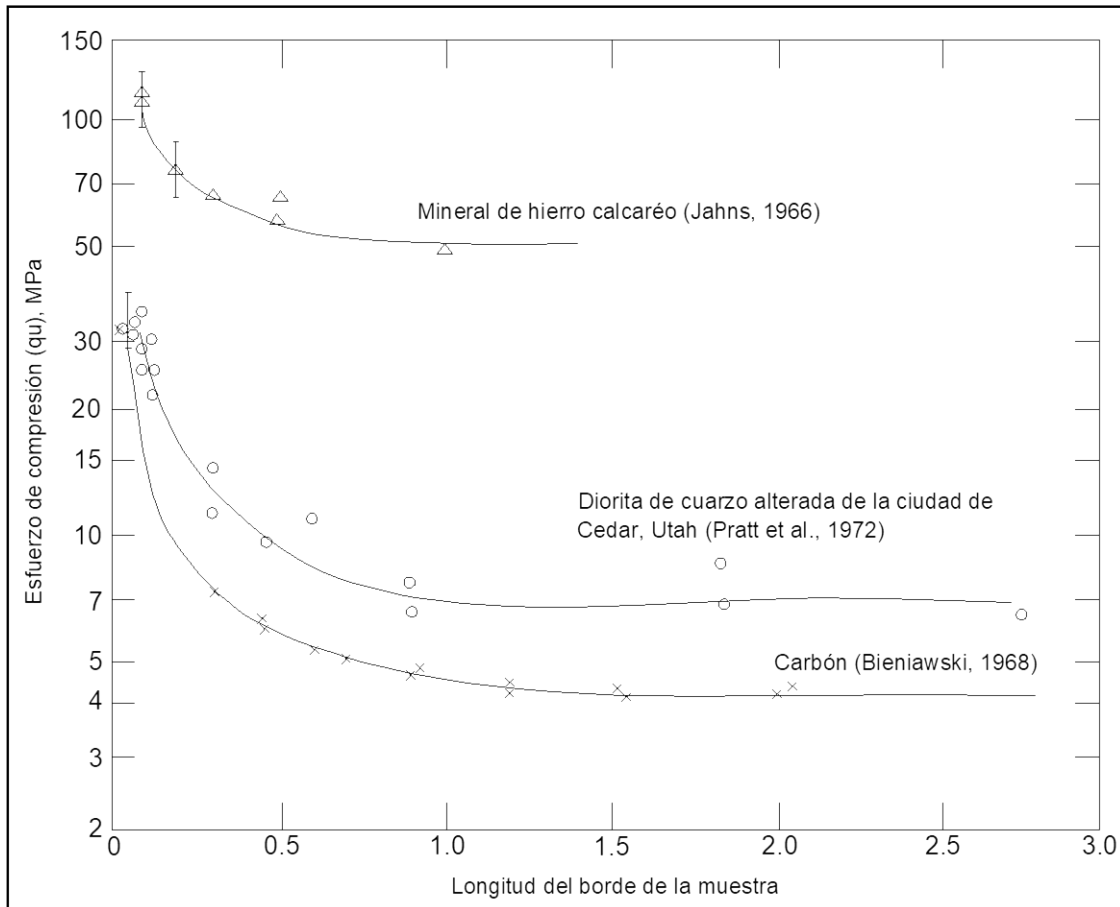


Figura 7 Efecto del tamaño de la muestra sobre la resistencia a la compresión no confinada (Traducida de Goodman, 1989).

2.3.4 Deformabilidad

La deformabilidad es la propiedad que tiene la roca para alterar su forma como respuesta a la actuación de fuerzas. Según sea la intensidad de la fuerza ejercida, el modo en que se aplica y las características mecánicas de la roca, la deformación será permanente o elástica; en este último caso el cuerpo recupera su forma original al cesar la actuación

de la fuerza. La deformabilidad de la roca se expresa por sus constantes elásticas E y ν (González et al., 2002).

El módulo de Young, E , define la relación lineal elástica entre el esfuerzo aplicado y la deformación producida en la dirección de aplicación del esfuerzo, y el coeficiente de Poisson, ν , define la relación entre la deformación transversal y axial. Ambos parámetros se obtienen del ensayo de compresión simple y definen las características de la deformación elástica de la roca. Una roca dura con comportamiento frágil presenta mayor módulo de Young y menor coeficiente de Poisson que una roca blanda con comportamiento dúctil.

En realidad, las rocas no presentan comportamiento elástico lineal ideal, por lo que E y ν sufren variaciones. Estos valores pueden también obtenerse a partir de las velocidades de las ondas elásticas V_p y V_s , correspondiendo en este caso a los valores dinámicos. El módulo de Young dinámico es mayor que el estático.

2.4 Mecanismos de falla en roca

Existe una gran variedad de configuraciones de carga, por lo cual es imposible obtener un único mecanismo de falla en roca. Se debe tomar en cuenta que el esfuerzo a flexión, corte, tensión y compresión pueden ser cada vez más importantes en casos particulares.

La falla por flexión se produce mediante el desarrollo y propagación de grietas de tensión, esto puede ocurrir en las capas sobre el techo de una mina (Figura 8, inciso a), a medida que el “techo inmediato” se separa de la roca que se encuentra, se forma un hueco y una viga de roca, la cual se hunde hacia abajo por acción de su propio peso. Cuando la viga comienza a agrietarse, su eje neutro avanza hacia arriba, finalmente, las grietas se extienden a través del elemento, después de lo cual las secciones de roca pueden soltarse y caer. La falla por flexión también puede ocurrir en taludes de roca con capas de inmersión pronunciada a medida que éstas se vuelcan hacia el espacio libre.

La falla por corte se refiere a la formación de una superficie de rotura donde los esfuerzos de corte tienen un efecto crítico, seguido por la liberación del esfuerzo cortante cuando la roca sufre un desplazamiento a lo largo de la superficie de rotura. Esto es

común en corte de taludes en rocas débiles. También puede ocurrir en una mina con mineral rígido y un techo o piso más suave y más débil, los esfuerzos cortantes en el techo o la base del pilar pueden permitir que éste impacte relativamente hacia arriba del techo o hacia abajo en el suelo.

La tensión directa es un modo de fallo que se establece ocasionalmente en capas de roca que se apoyan sobre superficies de pendiente ascendente convexa (por ejemplo, en granitos laminados). También es el mecanismo en pendientes de roca con planos de unión cortos no conectados; la formación de grietas de tensión rompe los puentes rocosos y permite que un bloque completo de roca se deslice hacia abajo. Cuando la roca falla en tensión, la superficie es áspera y libre de partículas de roca triturada y fragmentos. En caso contrario cuando se trata de una falla por corte, la superficie de falla es lisa y hay pequeños fragmentos de material.

El aplastamiento o compresión se produce en volúmenes intensamente acortados o roca penetrada por un golpe duro. Es un mecanismo muy complejo, incluyendo la formación de grietas de tensión y su crecimiento e interacción a través de la flexión y el corte. Cuando las partículas formadas por el agrietamiento no son libres de desplazarse lejos de la zona de compresión, quedan finalmente trituradas. Esto ocurre bajo las brocas de taladro y bajo los cortadores de discos de las máquinas de perforación. En una mina, la extracción excesiva de mineral puede conducir a un fallo del pilar por rotura y corte, aunque la disminución de la capacidad de carga del pilar a través de crecimiento y unión de grietas se denomina falla por compresión.

Se puede apreciar que la falla real de una masa de roca cargada es bastante compleja e implica uno o más de los mecanismos mencionados. No es de extrañar, que ningún método de prueba sobre roca se haya adelantado a la exclusión de otros. De hecho, al analizar la falla de una masa de roca, se deben utilizar una variedad de pruebas de laboratorio y de campo adaptadas a la naturaleza especial del problema en cuestión.

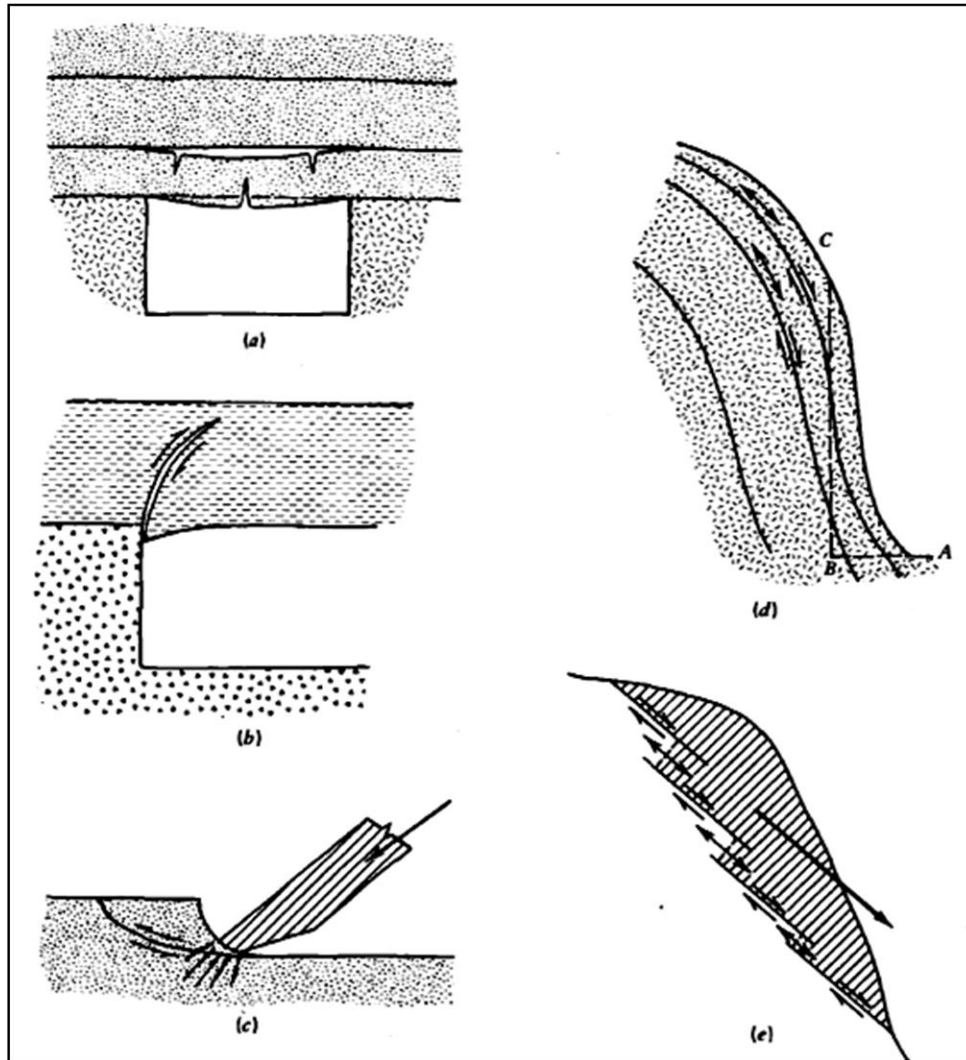


Figura 8 Ejemplos de modos de falla que involucran la rotura de roca. (a) Flexión. (b) Corte. (c) Trituración y agrietamiento a la tensión. (d y e) Tensión directa (Goodman, 1989).

2.4.1 Comportamiento de esfuerzo-deformación en compresión

Cuando se analizan las deformaciones de una roca sometida a compresión desde varias direcciones, resulta oportuno dividir en dos partes los esfuerzos que en ella se aplican. Los esfuerzos no desviadores (σ_{med}) son compresiones igualmente aplicadas en todas las direcciones, es decir, un estado hidrostático de esfuerzos. Los esfuerzos desviadores (σ_{des}) son los esfuerzos normales y de corte que permanecen después de restar un esfuerzo hidrostático igual al esfuerzo normal medio de cada componente de esfuerzo normal.

En el ensayo de compresión triaxial, por ejemplo, los esfuerzos principales son $\sigma_1 = P/A$ (P y A son la carga aplicada en la prueba y el área de contacto de la muestra respectivamente), $\sigma_2 = \sigma_3 = p$. El esfuerzo no desviador está dado por $\frac{1}{3}(\sigma_1 + 2p)$ aproximadamente, mientras que los esfuerzos desviadores quedan como :

$$\sigma_{1,des} = \frac{2}{3}(\sigma_1 - p) \quad (\text{Ec. 8})$$

$$\sigma_{3,des} = \sigma_{2,des} = -\frac{1}{3}(\sigma_1 - p) \quad (\text{Ec. 9})$$

Existe una fuerte razón para que esto suceda: el esfuerzo desviador produce distorsión y destrucción de las rocas, mientras que los esfuerzos no desviadores generalmente no lo hacen. En la prueba triaxial, el esfuerzo inicial no es desviador; posteriormente, tanto los esfuerzos desviadores como los no desviadores incrementan simultáneamente.

Compresión hidrostática

La aplicación de un esfuerzo no desviador a una roca produce una disminución del volumen y finalmente cambia su estructura permanentemente pues los poros son aplastados. Sin embargo, no puede producir una respuesta de carga máxima, es decir, la roca siempre puede aceptar un incremento adicional de carga, aparentemente una presión tan alta como se pueda generar.

Se han realizado pruebas aplicando una presión de millones de psi (libras sobre pulgadas cuadradas), produciendo cambio de fase en el sólido. La curva de deformación volumétrica es generalmente cóncava hacia arriba como se puede observar en la Figura 9, en donde se identifican cuatro regiones distintas.

En la primera, que puede ser la región principal de rocas de buena calidad utilizadas frecuentemente en el área de ingeniería civil, las fisuras preexistentes están cerradas y los minerales se encuentran ligeramente comprimidos. Cuando se retira la carga, la mayor parte de las fisuras permanecen cerradas y hay una deformación neta.

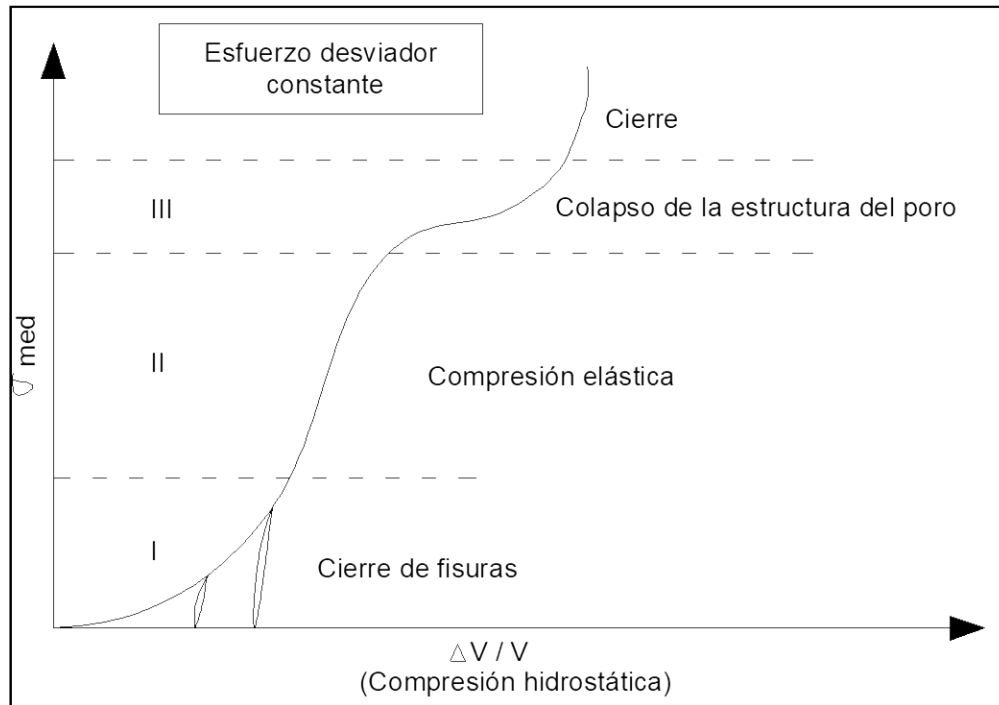


Figura 9 Compresión volumétrica bajo incremento de esfuerzo medio, con esfuerzo desviador constante (Traducida de Goodman, 1989).

La segunda región se presenta después de que la mayor parte de las fisuras se han cerrado, la compresión adicional produce una disminución del volumen de roca, consistente con la deformación del poro y la compresión del grano de roca a una velocidad aproximadamente lineal. En las rocas porosas como la arenisca, la tiza y la caliza clásica, los poros empiezan a colapsarse debido a las concentraciones de esfuerzo a su alrededor; en rocas bien cementadas, esto puede no ocurrir hasta alcanzar una presión del orden de 1 kbar (100 MPa o 14,500 psi), pero en rocas mal o débilmente cementadas la trituración de poros puede suceder a presiones mucho más bajas (Goodman, 1989).

Finalmente, en la tercera región todos los poros han sido cerrados, los únicos elementos compresibles restantes son los propios granos. Las rocas no porosas no demuestran que los poros se "trituran" pero muestran curvas de deformación uniformemente cóncavas hacia arriba a 300 kbar o más. La trituración de poros es destructiva en rocas muy porosas como la tiza y la piedra pómez, que se convierten en un sedimento sin cohesión al retirarse de la cámara de ensayo.

Efecto de la presión de confinamiento

La mayoría de las rocas se fortalecen significativamente por el confinamiento. Esto es especialmente notable en una roca muy fisurada, se puede imaginar como un mosaico de piezas perfectamente unidas. Deslizarse a lo largo de las fisuras es posible si la roca está libre para desplazarse normal a la superficie media de rotura. Pero bajo el confinamiento, el desplazamiento normal requerido para moverse a lo largo de tal trayectoria de ruptura dentada requiere energía adicional.

A medida que aumenta la presión media, se observa que después de la carga máxima, la disminución acelerada de la capacidad de carga se hace menos notable, a este valor de la presión media se le conoce como transición frágil a dúctil. La roca se comporta totalmente de manera plástica y llega a un estado en el que la deformación continua de la misma es posible sin ninguna disminución de la presión.

CAPITULO III PRUEBAS DE LABORATORIO DE RESISTENCIA Y DEFORMABILIDAD EN MACIZOS ROCOSOS

Los materiales comúnmente utilizados en las obras civiles, tales como el acero o el concreto, están compuestos de manera uniforme y homogénea, estos materiales al ser colocados en las obras de construcción, cuentan casi con las mismas propiedades mecánicas que las obtenidas en pruebas de laboratorio. En el caso de las rocas esto no ocurre, los resultados obtenidos en las pruebas deben ser interpretados teniendo en consideración qué tan representativos pueden ser y sus limitaciones. En rocas aparentemente isótropas y homogéneas se presentan direcciones preferentes de anisotropía y variaciones que influyen en los resultados de las pruebas de laboratorio.

Los métodos experimentales para determinar la resistencia y deformabilidad de las rocas son independientes del criterio de rotura adoptado en cada caso, la finalidad de éstos es establecer:

- Las relaciones entre los esfuerzos y deformaciones durante el proceso de carga y rotura
- Los esfuerzos a que está sometida la roca en el momento de la rotura
- Sus parámetros resistentes

Con la ejecución de un número estadísticamente representativo de pruebas se pueden obtener valores característicos de los parámetros de resistencia de una roca a partir de las fuerzas aplicadas en el momento de la rotura; mediante pruebas adecuadas se obtienen las curvas esfuerzo–deformación típicas de su comportamiento, cuyo estudio es fundamental a la hora de caracterizar las propiedades de deformación de los materiales rocosos.

Las pruebas de laboratorio se realizan sobre probetas cilíndricas de roca. Por lo general se utilizan testigos de sondeos, por lo que las dimensiones de las probetas suelen ser siempre pequeñas. Las pruebas deber ejecutarse de manera sistemática y los resultados deben ser estadísticamente representativos de la roca a investigar. Es

importante definir claramente lo que se pretende medir y evaluar. Los valores obtenidos dependerán de:

- Composición y estado de la roca
- Forma y volumen de la probeta
- Preparación de la probeta
- Temperatura
- Velocidad de carga
- Dirección de aplicación de la carga
- Rigidez de la máquina de ensayo

3.1 Pruebas de laboratorio para medir resistencia

3.1.1 Uniaxial

En esta prueba se determina la resistencia uniaxial no confinada de la roca, también llamada resistencia a compresión simple, s_c , y sus constantes elásticas: módulo de Young, E , y coeficiente de Poisson, ν . La finalidad de este ensayo es clasificar la roca por su resistencia y determinar su deformabilidad. La relación entre los esfuerzos aplicados es: $s_1 \neq 0$; $s_2 = s_3 = 0$.

El ensayo se realiza sobre un cilindro de roca, se aplica gradualmente la fuerza axial hasta provocar su rotura. En la mayoría de las máquinas para ejecutar la prueba, la variable de control es la fuerza, cuya magnitud y velocidad de aplicación es controlada. Durante el ensayo se van registrando las curvas esfuerzo-deformación axial de la probeta. Existen las siguientes recomendaciones con respecto a la elaboración de las probetas:

- Las probetas deben ser cilindros con una relación $L/D = 2.5-3$ y con $D > 54$ mm
- El diámetro será al menos 10 veces mayor que el tamaño de grano de la roca
- Las bases de la probeta deben ser planas y paralelas entre sí, además de ser perpendiculares al eje del cilindro

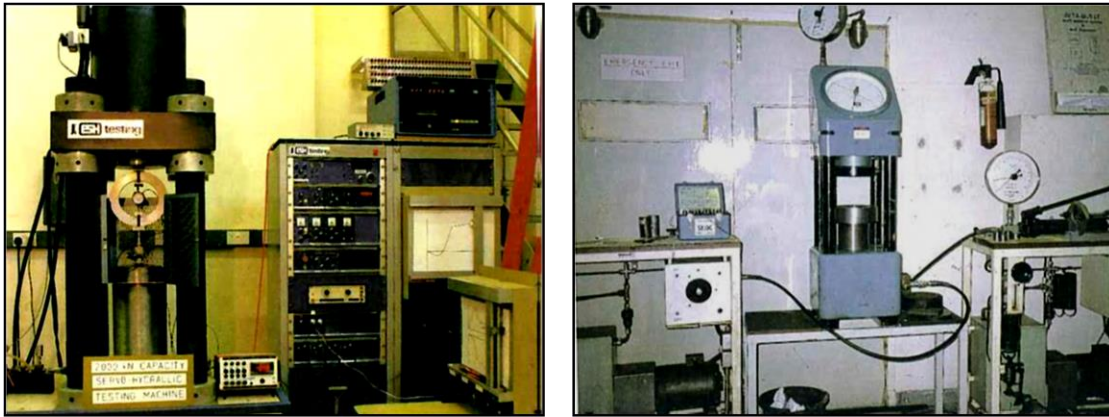


Figura 10 Máquinas utilizadas para la prueba uniaxial (González et al., 2002).

Las curvas esfuerzo-deformación obtenidas en este ensayo presentan una rama ascendente hasta alcanzar una resistencia pico, s_c , y una rama descendente en la cual se refleja que la resistencia va disminuyendo. Para obtener el valor de resistencia a la compresión simple se debe dividir el valor de fuerza máxima soportada por la probeta entre el área sobre la que se aplicó la fuerza. Debemos tomar en cuenta que este parámetro depende en cierta medida de la forma y tamaño de la probeta, del contenido de humedad y de la velocidad de carga aplicada.

Se puede asumir que la fractura de la roca por compresión ocurre al momento de alcanzar la resistencia pico, aunque experimentalmente se ha comprobado que el proceso de rotura y la generación de microfisuras comienza al aplicarse esfuerzos previos al pico, entre el 50% y el 95% de la resistencia a compresión simple.

La rama ascendente de la curva esfuerzo-deformación axial presenta una parte en la cual la relación entre la carga aplicada y la deformación producida es lineal, con lo que se puede asumir que se cumple la ley de Hooke: $E = s/e = \text{constante}$.

Algunos materiales rocosos son relativamente elásticos o se comportan de modo aproximado, es decir, cuando son sometidos a carga y se deforman, al ser retirada esta carga desaparece la deformación. Aunque se debe aclarar que solamente parte de ellos

presenta una elasticidad lineal o se aproxima a este comportamiento, para el resto, el módulo de Young varía a lo largo de la prueba, no siendo una constante para el material.

Las constantes elásticas estáticas de la roca, E y ν , se obtienen a partir de los valores de esfuerzo y deformación de la probeta en su campo elástico. Cuando se alcanza la resistencia pico, la roca sigue manteniendo carga, pero también comienza a perder su resistencia gradualmente.

Los factores que principalmente influyen en los resultados de la prueba son los referentes a la naturaleza y condición de la roca, así como a las condiciones del ensaye. Los factores más importantes en relación a las condiciones de la prueba son:

- Forma y volumen de la probeta
- Preparación y elaboración de la probeta
- Dirección de aplicación de la carga (en rocas con anisotropía)
- Velocidad de aplicación de la carga

De acuerdo a la geometría de la probeta varía la distribución de los esfuerzos, esto se puede observar en la Figura 11, en donde es posible analizar los efectos de la relación longitud/diámetro, L/D . La variación depende principalmente de la fricción entre la probeta y la placa de aplicación de la carga. El valor de la resistencia a compresión simple disminuye cuando aumenta el volumen de la probeta.

El efecto de concavidad que suele observarse al inicio de la rama elástica de la curva esfuerzo – deformación, se puede ver reducido si se consigue el paralelismo de las bases de la probeta.

En cuanto a la velocidad de aplicación de la carga, la influencia que este factor tiene se puede minimizar según la ISRM (1979) mediante rangos de carga de 0.5 a 1.0 MPa/s, que corresponden aproximadamente a un tiempo de 5 a 10 minutos hasta alcanzar la resistencia pico (para materiales resistentes en general). Cuando existe una aplicación rápida de la carga se pueden producir roturas violentas y una sobrevaloración de la resistencia del material.

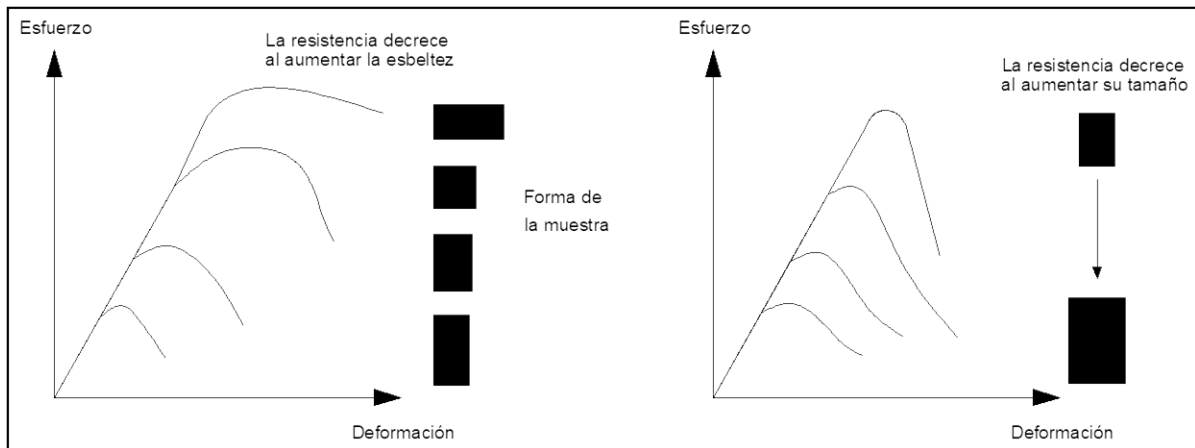


Figura 11 Variación de la resistencia a compresión simple en función de la forma y tamaño de la probeta (González et al., 2002).

3.1.2 Compresión triaxial

En esta prueba se busca representar las condiciones de las rocas in situ sometidas a esfuerzos confinantes mediante la aplicación de presión hidráulica uniforme alrededor de la probeta. Se puede determinar la envolvente o línea de resistencia del material rocoso ensayado, esto para obtener los valores de sus parámetros de resistencia como son la cohesión y ángulo de fricción. Esta prueba es la más extendida de los ensayos de compresión multiaxial en mecánica de rocas. La relación entre los esfuerzos aplicados a la probeta es: $s_1 > s_2 = s_3 \neq 0$.

Las probetas de roca elaboradas para esta prueba son similares a las utilizadas en el ensayo uniaxial, éstas se introducen en cilindros de acero para aplicar la presión hidráulica sobre las paredes de la probeta. Ésta se cubre con una membrana impermeable flexible con el fin de aislarla del líquido a presión.

Inicia la prueba con la aplicación simultánea de la carga axial y la presión confinante, buscando que los valores de ambos esfuerzos sean aproximadamente iguales. Cuando se alcanza el nivel de presión confinante deseado, se aplica carga axial hasta conseguir la falla en la probeta. La presión confinante debe mantenerse constante a lo largo de toda la prueba.

Durante el ensayo se deben tomar los datos de carga o esfuerzo axial s_1 , la deformación axial, el ángulo del plano de fractura y, en su caso, el ángulo que forman los planos de anisotropía con respecto a la dirección de la carga axial.

Al comenzar a cargar la probeta, ésta se comprime radialmente (a causa de la presión confinante) hasta un momento en que comienza a dilatarse como resultado de la fracturación interna del material. Esta dilatación, que comienza en la región elástica, continua en la región postpico de la prueba. La dilatación decrece con el aumento de la presión confinante, pudiendo llegar a ser inexistente en ensayos con altos valores de esfuerzo confinante s_3 .

Las características de las rocas y la presión confinante aplicada son los factores de los cuales dependerán principalmente los resultados del ensayo. El valor de la resistencia compresiva para un determinado valor de s_3 se obtiene dividiendo la fuerza aplicada por la sección de la probeta. La máxima resistencia que la probeta soporte será diferente en cada caso, aumentando según lo hace s_3 .

Los resultados obtenidos en el ensayo triaxial son controlados por la presión confinante, el incremento de esta presión ocasiona:

- Un aumento en la resistencia pico
- Transición de comportamiento frágil a dúctil en la probeta y en los mecanismos de deformación

La presión de transición frágil-dúctil para la roca se define como la presión confinante a la cual ocurre un cambio en los mecanismos de deformación frágiles a dúctiles, se manifiesta por curvas esfuerzo-deformación horizontales a partir de la resistencia de pico, típicas de comportamientos dúctiles. En la mayoría de las rocas resistentes esta presión puede considerarse del orden de $s_1 > 3.5s_3$.

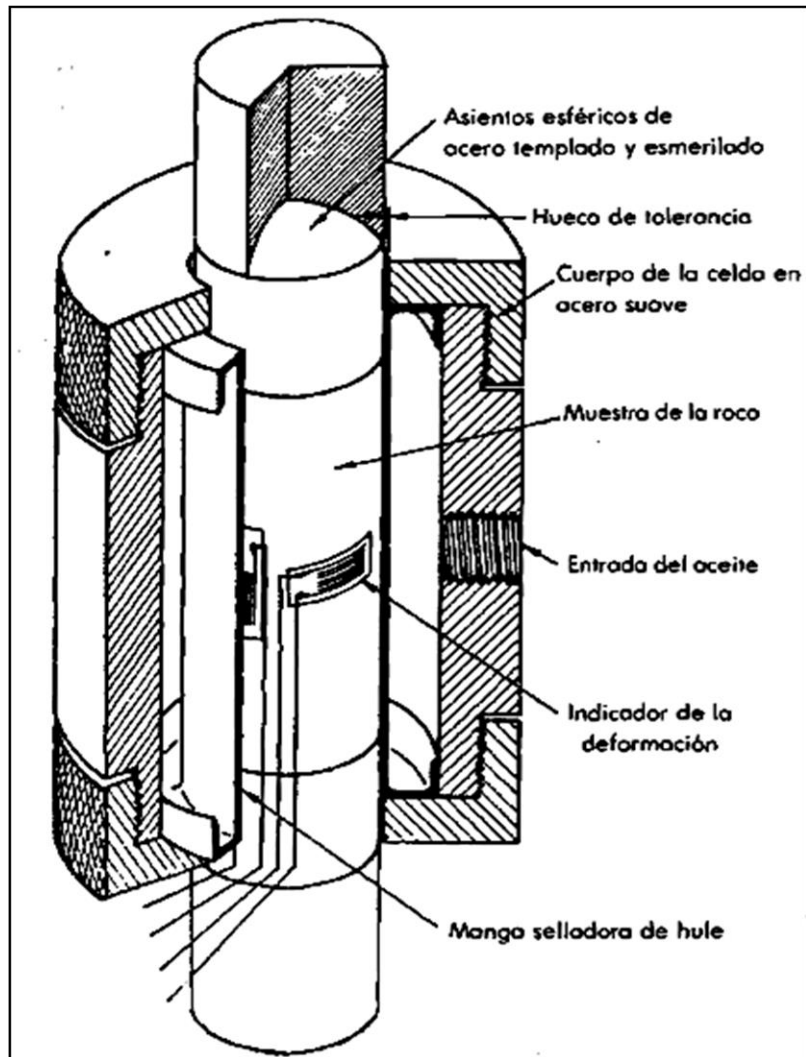


Figura 12 Corte en perspectiva de una cámara triaxial para pruebas con muestras cilíndricas de roca con presiones de confinamiento hasta de 70 MPa. Diseño de Hoek y Franklin (Hoek y Brown, 1985).

La presión intersticial, u , en caso de las rocas con permeabilidad, contrarresta la influencia de la presión confinante, de tal forma que la respuesta mecánica de la roca viene controlada por la presión efectiva: $s'_3 = s_3 - u$. Para un mismo valor de s_3 , el incremento de u da lugar a la disminución de la resistencia pico de la roca y a modelos de comportamientos más frágiles.

Por otra parte, el incremento de la temperatura en ensayos triaxiales produce generalmente un descenso de la resistencia pico y de la presión de transición frágil-

dúctil. La presencia de microfisuras preexistentes en las rocas influye en los resultados obtenidos en los ensayos y en el modelo de las curvas esfuerzo-deformación.

En México se estudió el comportamiento de la fuerza y compresibilidad en materiales granulares. La última etapa de este programa de investigación de laboratorio y de campo realizado por el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM) y la Comisión Federal de Electricidad (CFE), se dirige al estudio de las características de esfuerzo-deformación de las partículas de masa. Con este fin, fue diseñado y construido el “Verdadero aparato triaxial para pruebas en enrocamientos” (Marsal et al., 1965).

Marsal propuso una teoría estadística con el objetivo de evaluar la resistencia a la fricción que se genera dentro de un material granular, para obtener la información básica requerida para esta teoría, se decidió construir un dispositivo adecuado para investigar sus características de deformación en diferentes condiciones de esfuerzo. Además, para complementar los estudios previos sobre la resistencia y compresibilidad de estos materiales, el aparato debe ser capaz de manejar muestras de enrocamientos. Las muestras deberían tener un metro cúbico de volumen e incluir partículas con un diámetro nominal no mayor a 10cm.

Como se ilustra en la figura 13, el espacio asignado para las muestras es de un metro de cada lado. La superficie está fabricada de una chapa de acero de 6 mm de espesor, soportada por concreto armado, esto a su vez está rodeado por un cilindro de acero fundido de 10 cm de espesor, cerrado por una base de 15 cm y una tapa de grosor variable. El contenedor de acero fue diseñado para resistir una presión interna máxima de 100 kg/cm².

Los esfuerzos normales se aplican a la muestra por medio de tres bolsas de goma, confinadas por las paredes del aparato en la parte superior y un cartón de 1 cm de espesor en la parte delantera. Para minimizar la fricción lateral en la muestra, toda la superficie está cubierta con un revestimiento antifricción. La muestra se puede saturar a través de una piedra porosa ubicada en la base; en la parte superior, en la viga vertical, una tubería drena el gas y el exceso de agua.

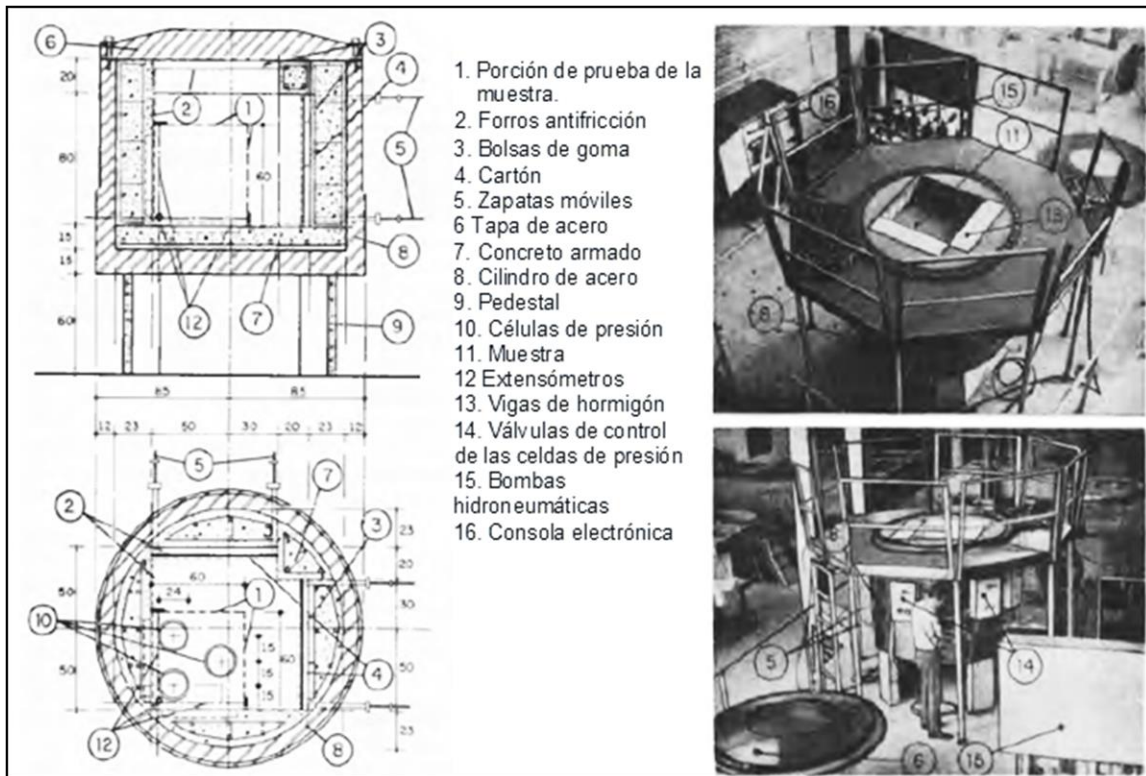


Figura 13 Secciones transversales verticales y horizontales del aparato triaxial "verdadero"
 (Modificado de Marsal et al., 1965).

3.2 Pruebas de resistencia a tracción

3.2.1 Prueba de tracción directa

En esta prueba se busca medir directamente la resistencia a tracción uniaxial en un cilindro de roca. La prueba consiste en sujetar firmemente por ambos extremos la probeta, a continuación, se aplica una fuerza traccional uniaxial en la dirección de la mayor longitud de la probeta, hasta provocar su rotura. En los extremos del cilindro se pegan mediante resinas dos cabezales sobre los que se efectúa la tracción.

La relación L/D de la probeta debe ser 2.5 a 3 y el diámetro no menor de 54 mm. Las bases del cilindro deben ser lisas y paralelas, perpendiculares a la dimensión máxima. La fuerza traccional se aplica de forma continua con un rango uniforme, entre 0.5 y 1.0 MPa/s, de tal forma que la rotura se produzca en pocos minutos. La resistencia

traccional s_1 se calcula dividiendo la fuerza aplicada en el momento de la rotura entre el área circular de la probeta.

La dificultad de tallar la probeta de manera especial y el asegurar un perfecto pegado a los cabezales de tracción complica la ejecución de esta prueba.

3.2.2 Prueba de tracción indirecta

La prueba consiste en medir la resistencia a tracción uniaxial de una probeta de roca indirectamente, en esta prueba se asume que la rotura se produce por tracción cuando la roca se somete a un estado de esfuerzo biaxial, con un esfuerzo principal traccional y otro compresivo de magnitud no superior a 3 veces el esfuerzo traccional.

Se aplica una carga vertical compresiva sobre un disco o cilindro de roca, éste se coloca de forma horizontal entre dos placas a través de las cuales se transmite la fuerza. Dicha carga es aplicada hasta conseguir la rotura de la roca en un rango de 15-30 segundos. La carga compresiva produce una compleja distribución de esfuerzos en la probeta. La resistencia a tracción se obtiene mediante la siguiente formula:

$$\sigma_t = \frac{2P}{\pi DL} \quad (\text{Ec. 10})$$

En donde P, es la carga que produce la rotura, D, es el diámetro de la probeta y L es la longitud de la misma.

3.3 Velocidad de ondas sónicas

Esta prueba permite medir la velocidad de las ondas elásticas longitudinales y transversales, V_p y V_s , al atravesar una probeta de roca seca o saturada. Existe una relación de la velocidad de las ondas con las características mecánicas de la roca, su resistencia y deformabilidad. Con base en esta prueba se pueden calcular los módulos de deformación elásticos dinámicos: E_d y u_d .

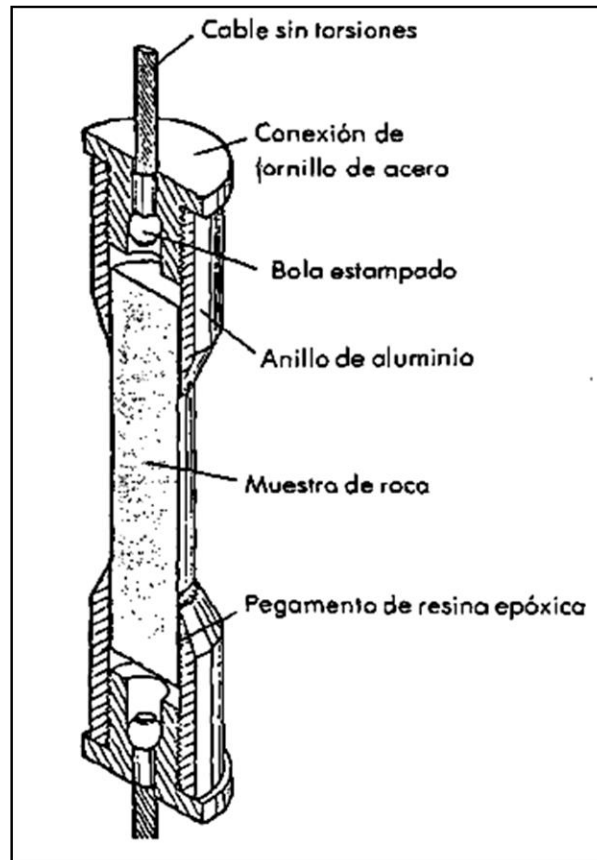


Figura 14 Aparato para prueba de tracción ideado por Hawkes y Mellor (Hoek y Brown, 1985).

La prueba consiste en transmitir ondas longitudinales mediante compresión ultrasónica y medir el tiempo que tardan dichas ondas en atravesar la probeta. De igual forma se transmiten ondas transversales o de corte mediante pulsos sónicos y se registran los tiempos de llegada. El transmisor o generador de la fuerza compresiva y de los pulsos, se fija sobre un extremo de la probeta y en el otro extremo se sitúa el receptor que mide el tiempo que tardan las ondas en atravesar la longitud de la muestra de roca. Las probetas pueden ser cilindros o bloques rectangulares, recomendándose que su mínima dimensión sea al menos 10 veces la longitud de onda.

La velocidad de las ondas de corte V_s es aproximadamente dos tercios de la velocidad V_p de las ondas longitudinales. El valor del módulo de deformación dinámico E_d es mayor que el determinado a partir de ensayos de compresión uniaxial, ya que la rápida aplicación de esfuerzos de baja magnitud hace que la roca tenga un comportamiento puramente elástico.

El valor de V_p , además de correlacionarse linealmente con la deformabilidad de la roca, es indicativo de su calidad al estar relacionado con propiedades como la porosidad y la resistencia a compresión simple.

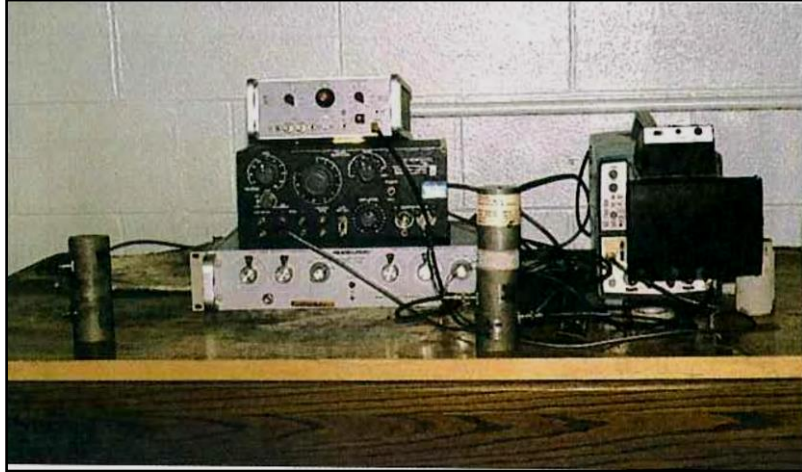


Figura 15 Aparato utilizado para la prueba de velocidad sónica (González et al., 2002).

CAPITULO IV CAPACIDAD DE CARGA EN ROCA

La resistencia de la capa de roca in situ por lo regular será mayor que la resistencia a la compresión del concreto de cimentación, exceptuando de esta afirmación algunas rocas porosas. Lo anterior, puede no ser cierto si la roca se encuentra en un estado suelto y altamente fracturado donde un deslizamiento relativo entre los fragmentos puede ocurrir. El principal problema es identificar la solidez de la roca y en ocasiones tomar núcleos de la misma para realizar pruebas de compresión simple en fragmentos intactos.

4.1 Capacidad de carga en cimentaciones superficiales

4.1.1 Modos de falla

Por lo general, las fallas en la capacidad de carga de estructuras cimentadas sobre masas rocosas dependen de:

- Espaciamiento de las juntas con respecto al ancho de la base
- Orientación de la junta
- Condición de la junta (abierta o cerrada)
- Tipo de roca

En la tabla 8, se pueden observar los modos de fallas típicos según las condiciones de la masa rocosa, sugeridos por Sowers (1979), Kulhawy y Goodman (1980). Por conveniencia, se describirán de acuerdo a cuatro condiciones generales de las masas rocosas:

- Intactas
- Articulado (fisuradas)
- En capas
- Fracturadas

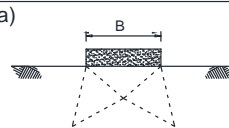
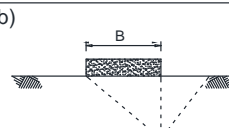
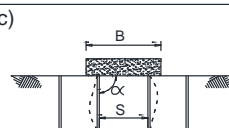
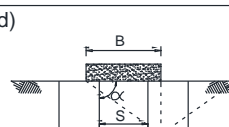
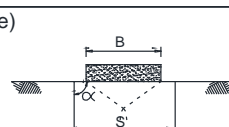
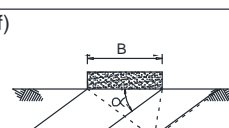
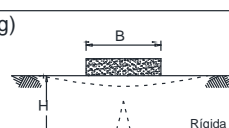
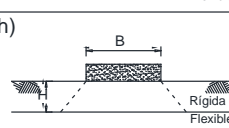
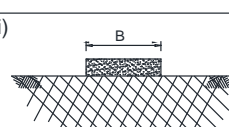
Condiciones de la masa rocosa			Falla		Ecuación para obtener la capacidad de carga.
Inclinación de la junta	Espaciamiento de la junta	Ilustración	Modo		
INTACTA	N/A	$S \gg B$	a) 	Roca frágil: Falla de corte local causada por una fractura frágil	Ec. 14
			b) 	Roca dúctil: Falla de corte general a lo largo de las superficies de falla definidas en la pared	Ec. 11
JUNTAS CON INCLINACIÓN PRONUNCIADA	$70^\circ < \alpha < 90^\circ$	$S < B$	c) 	Juntas abiertas: Falla compresiva de columnas individuales de roca. Conjunto de juntas verticales cercanas	Ec. 15
			d) 	Juntas cerradas: Falla de corte general a lo largo de superficies de falla bien definidas. Juntas verticales cercanas	Ec. 11
		$S > B$	e) 	Juntas abiertas o cerradas: Falla iniciada al aplicar la carga a la falla de corte general. Conjunto de falla vertical cercana	Ec. 16
ARTICULADA	$20^\circ < \alpha < 70^\circ$	$S < B$ o $S > B$ Si la cuña de falla puede desarrollarse a lo largo de las juntas	f) 	Falla general de corte con potencial de falla a lo largo de las juntas. Conjunto de juntas de inclinación moderada	Ec. 13
EN CAPAS	$0^\circ < \alpha < 20^\circ$	Limitar los valores de H con respecto a B	g) 	Capa superior rígida y gruesa: Falla por tracción causada por la flexión de la capa superior gruesa y rígida	N/A
			h) 	Capa superior rígida y delgada: Falla por tracción que inicia al perforar la capa superior rígida delgada	N/A
FRACTURADA	N/A	$S \ll B$	i) 	Falla de corte general con superficie de falla irregular a través de la masa rocosa. Dos o más juntas estrechamente espaciadas	Ec. 13

Tabla 8 Modos de falla típicos en la capacidad de carga asociados con condiciones variadas en la masa rocosa (Traducida de US Army Corps of Engineers, 1989).

Donde

B,	ancho de la base de cimentación
S,	separación entre las juntas
α ,	ángulo de inclinación de las juntas
H,	espesor del estrato rígido

Masa de roca intacta

Con respecto a los tipos de fallas por capacidad de carga, la roca intacta se refiere a una masa rocosa con un espaciado de discontinuidad típico (S) de más de cuatro a cinco veces el ancho de la base (B), como se ilustra en el inciso b de la Tabla 8. En este caso las juntas están tan separadas que la orientación conjunta y condición son de poca importancia.

Dos diferentes modos de falla son posibles dependiendo del tipo de roca. Los modos de falla en este caso son de corte general y de cuña general asociados con roca frágil y dúctil, respectivamente.

- Roca frágil. Se inicia la falla de corte local tipo fractura en el borde de la base y desarrolla patrones de cuñas y superficies deslizantes. Las superficies de deslizamiento no llegan a la superficie del suelo, sin embargo, terminan en algún lugar de la masa rocosa. Las fallas de corte local son generalmente asociadas con roca quebradiza que exhibe pérdida de resistencia después del esfuerzo máximo (Tabla 8, inciso a)
- Roca dúctil. Las fallas generales de corte se inician en el borde de la base, las superficies de deslizamiento se desarrollan en cuñas bien definidas que se extienden hasta el suelo de la superficie. Las fallas de corte general suelen estar asociadas con rocas dúctiles que demuestran resistencia después del esfuerzo máximo (Tabla 8, inciso b)

Masa de roca articulada

Las fallas de capacidad de carga en masas rocosas articuladas dependen del espaciado, orientación y condición de las discontinuidades. Las más comunes se describen a continuación:

- Juntas con inclinación pronunciada y estrechamente espaciadas: Se refiere a dos diferentes tipos de modos de falla en la capacidad de carga para estructuras cimentadas en masas rocosas en las que predominan este tipo de juntas, como se observa en la Tabla 8, incisos c y d. En el caso del inciso c, se tiene una condición de juntas abiertas las cuales ofrecen poca restricción lateral, por lo tanto, la falla en la masa rocosa es iniciada por una falla compresiva de columnas individuales de roca. Por otro lado, se tiene la condición de juntas cerradas que se observa en el inciso d, en este modo de falla existe restricción lateral. En estos casos, es probable que se genere una falla por corte general.
- Juntas con inclinación pronunciada y ampliamente espaciadas: Para masas rocosas con juntas con inclinación pronunciada y con un espaciamiento mayor que el ancho de la base, la falla en la capacidad de carga es probable que inicie mediante una fractura que finalmente progresa a una falla de corte general como se muestra en la Tabla 8, inciso e.
- Juntas moderadamente inclinadas: El modo de falla para una masa rocosa con juntas con inclinaciones entre 20 y 70 grados con respecto al plano de cimentación es probable que sea de corte general (Tabla 8, inciso f). Dado que la discontinuidad representa los principales planos de debilidad, cuando ésta cuente con una orientación favorable es probable que defina al menos una superficie de la cuña potencial de corte.

Masa de roca en capas

En masas rocosas con varias capas caracterizadas por diferentes propiedades del material, es complicado definir los modos de falla; sin embargo, se han identificado dos

casos (Sowers, 1979). Se parte de que la capa de cimentación consiste en una roca rígida y debajo se encuentra una capa flexible altamente deformable, con planos de lecho con inclinaciones de menos de 20° con respecto al plano de la base de cimentación.

En el primer caso, una capa rígida gruesa sobrepone la capa suave (Tabla 8, inciso g), mientras que en el segundo caso la capa rígida es delgada (Tabla 8, inciso h). En ambos, la falla es iniciada por tensión; sin embargo, en el primero, la falla por tracción es causada por la flexión de la capa gruesa rígida, mientras que, en el segundo, la falla de tracción es causada mediante perforación en la capa superior delgada y rígida. El limitante del espesor de la capa rígida en los dos modos de falla está controlado por las propiedades del material de cada capa.

Masa de roca altamente fracturada

Una masa rocosa altamente fracturada es aquella que contiene dos o más conjuntos de discontinuidades con espaciamientos típicos que son pequeños con respecto al ancho de la base como se muestra en la Tabla 8, inciso i. Este tipo de roca se ha alterado al grado de un suelo, manteniéndose la fábrica original formando una estructura discontinua, se comporta de manera similar a las arenas y gravas densas sin cohesión. El modo de falla probable en este tipo de masa rocosa es de corte general.

4.1.2 Métodos para calcular la capacidad de carga

Existe una serie de técnicas disponibles para estimar la capacidad de carga para cimentaciones desplazadas sobre roca. Estas técnicas incluyen métodos analíticos, ecuaciones y pruebas de carga en campo.

Las pruebas de carga en campo son comúnmente los métodos de cálculo de capacidad de carga menos utilizados, esto se debe a dos razones: la primera es que suelen ser muy costosas, la segunda es que, aunque proporcionan información sobre la carga que causará la falla, aún continúa la incertidumbre de los efectos de escala.

Se requiere definir dos términos utilizados cuando se habla de capacidad de carga. El primero es la capacidad de carga última (máxima), que de acuerdo con la Sociedad Americana de Pruebas y Materiales (American Society for Testing and Materials), se define como la carga promedio por unidad de área requerida para producir falla por ruptura de un suelo de cimentación o masa rocosa. El segundo término es la capacidad de carga admisible que se define como la presión máxima que se puede permitir en una masa rocosa, teniendo en cuenta la seguridad adecuada contra la ruptura de la misma y los desplazamientos de la base de tal magnitud que la estructura sea dañada.

Método de elementos finitos

Es particularmente adecuado para analizar cimentaciones con formas y/o condiciones de carga inusuales, así como en casos donde la roca de cimentación es muy variable. Por ejemplo, los posibles modos de falla que se pueden observar en los incisos g y h en la Tabla 8, en los cuales se requiere considerar una interacción entre las capas de roca blanda y rígida.

La principal desventaja del método es que no proporciona una solución directa para la capacidad de carga última. Tales soluciones requieren un análisis de las distribuciones de esfuerzos resultantes con respecto a un adecuado criterio de falla. Por otro lado, el método aborda condiciones complejas y su principal ventaja es que proporciona soluciones directas para la deformación/asentamiento.

Método de equilibrio límite

Es aplicable a las fallas de capacidad de carga definidas por corte general tipo cuña, como se observa en los incisos b, d, f, i de la Tabla 8. La capacidad de carga última corresponde a la condición de carga en la cimentación para causar un estado inminente de falla, es decir, la carga en donde el factor de seguridad es la unidad.

Ecuaciones

Existen varias ecuaciones de capacidad de carga que proporcionan soluciones explícitas para el cálculo de la capacidad de carga última. Como regla, las ecuaciones representan aproximaciones empíricas o semiempíricas de la capacidad de carga última y dependen del modo potencial de falla, así como de las propiedades del material. La selección de una ecuación debe anticipar la manera más probable en que la roca se fractura, las ecuaciones recomendadas a continuación se presentan de acuerdo con los posibles modos de falla.

4.1.3 Ecuaciones para el cálculo de la capacidad de carga

De acuerdo al Manual del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de EE. UU.

Falla de corte general

La capacidad de carga última para este modo de falla puede ser calculado a partir de la teoría Buisman-Terzaghi (Terzaghi, 1943) teniendo como expresión de capacidad de carga la ecuación 11, que es válida para cimentaciones largas y continuas con relación de longitud/anchura superior a diez.

$$q_{ult} = cN_c + 0.5 \gamma B N_\gamma + \gamma D N_q \quad (\text{Ec. 11})$$

Donde

q_{ult} ,	capacidad de carga última
γ ,	peso unitario efectivo (es decir, peso de la unidad sumergida) de la masa rocosa
B,	Ancho de la base
D,	Profundidad de desplante
c,	cohesión de la masa rocosa

Los términos N_c , N_γ , N_q conllevan factores de capacidad dados por las siguientes ecuaciones:

$$N_c = 2 N_\phi^{1/2} (N_\phi + 1) \quad (\text{Ec. 12a})$$

$$N_\gamma = N_\phi^{1/2} (N_\phi^2 - 1) \quad (\text{Ec. 12b})$$

$$N_q = N_\phi^2 \quad (\text{Ec. 12c})$$

$$N_\phi = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (\text{Ec. 12d})$$

Donde

ϕ , ángulo de fricción interna de la masa rocosa

La ecuación 11 es aplicable a los modos de falla en los que los parámetros de cohesión y fuerza de corte por fricción son desarrollados. Esta ecuación se puede utilizar en los modos de falla que se observan en la Tabla 8, incisos b y d.

Falla de corte general sin cohesión

En los casos en donde la falla por cortante es probable que se desarrolle a lo largo de los planos de discontinuidad o a través de masas rocosas altamente fracturadas (Tabla 8, incisos f, i), no se puede confiar que la cohesión proporcione resistencia a la falla. Para estos casos, es posible estimar la capacidad de carga última con la siguiente ecuación:

$$q_{ult} = 0.5 \gamma B N_\gamma + \gamma D N_q \quad (\text{Ec. 13})$$

Falla de corte local

Representa un caso especial donde los planos de falla comienzan a desarrollarse, pero no se propagan a la superficie como se muestra en la tabla 8, inciso a. Una expresión para la capacidad de carga última aplicable a la falla de corte local se puede definir como:

$$q_{ult} = cN_c + 0.5 \gamma B N_\gamma \quad (\text{Ec. 14})$$

Falla compresiva

En la tabla 8, inciso c, se ilustra un caso caracterizado por columnas de roca intacta pobremente restringidas. El modo de falla en este caso es similar a la falla por compresión no confinada, la capacidad de carga última puede estimarse a partir de:

$$q_{ult} = 2 c \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (\text{Ec. 15})$$

Falla de división

Para discontinuidades ampliamente espaciadas y orientadas verticalmente, la falla generalmente se inicia por división debajo de la base como se muestra en la tabla 8, inciso e. En estos casos, Bishnoi (1968) sugirió las siguientes ecuaciones para estimar la capacidad de carga última de acuerdo a:

Para cimentaciones circulares

$$q_{ult} = JcN_{cr} \quad (\text{Ec. 16a})$$

Para cimentaciones cuadradas

$$q_{ult} = 0.85 JcN_{cr} \quad (\text{Ec. 16b})$$

Para cimentaciones continuas en las que $L/B \leq 32$

$$q_{ult} = \frac{JcN_{cr}}{2.2+0.18 L/B} \quad (\text{Ec. 16c})$$

Donde

- J_c, factor de corrección que depende del espesor de la roca de cimentación y el ancho de la cimentación
- L, longitud de la base

El factor de capacidad de carga N_{cr}, está dado por:

$$N_{cr} = \frac{2N_{\phi}^2}{1+N_{\phi}} (\cot\phi) \left(\frac{S}{B}\right) \left(1 - \frac{1}{N_{\phi}}\right) - N_{\phi}(\cot\phi) + 2N_{\phi}^{1/2} \quad (\text{Ec. 16d})$$

Todos los términos de la ecuación 16d se definieron previamente, en las figuras 16 y 17 se proporcionan soluciones gráficas para obtener el factor de corrección (J) y el factor de capacidad de carga (N_{cr}) respectivamente.

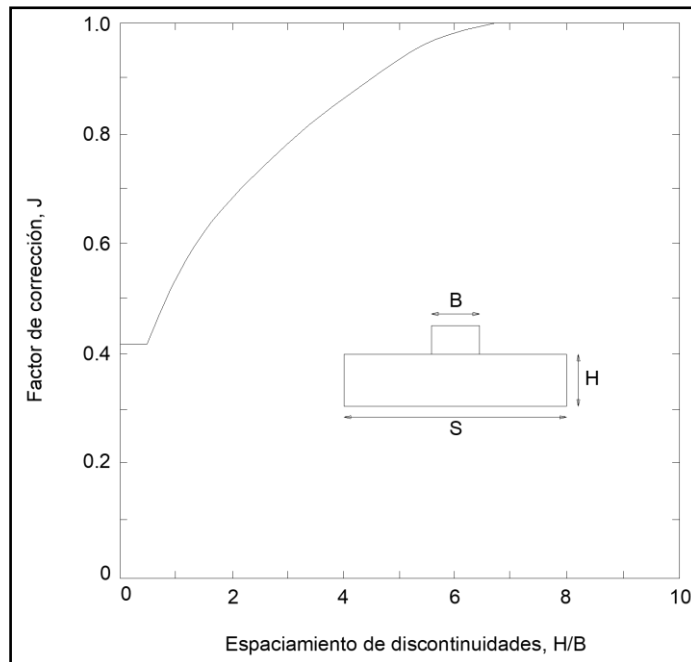


Figura 16 Factor de corrección para discontinuidades espaciadas y profundas (Traducida de US Army Corps of Engineers, 1989).

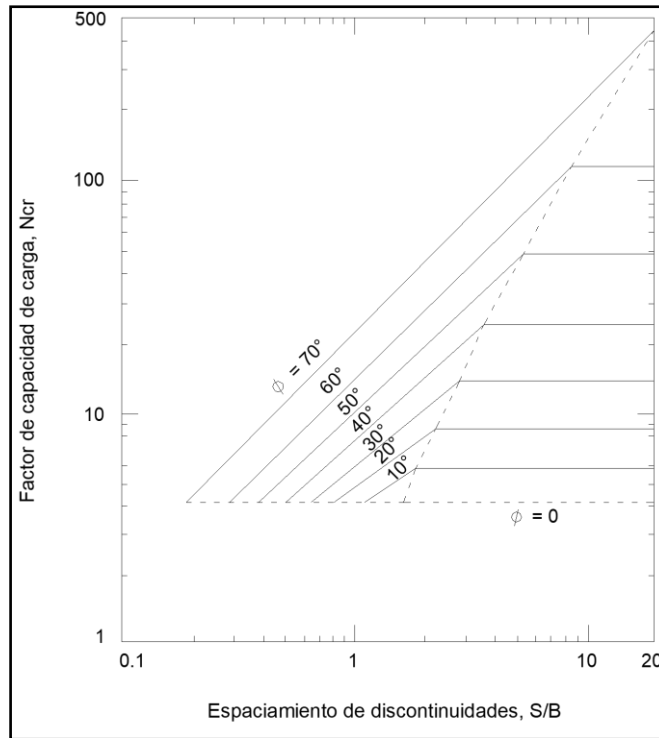


Figura 17 Factor de capacidad de carga para discontinuidades con espaciamiento (Traducida de US Army Corps of Engineers, 1989).

Las ecuaciones 11, 13 y 14 son aplicables a cimentaciones largas y continuas, con relaciones de longitud – ancho (L/B) mayores a diez. La tabla 9 proporciona factores de corrección para cimentaciones circulares y cuadradas, así como para cimentaciones rectangulares con relaciones L/B menores que diez. La capacidad de carga última se estima a partir la ecuación correspondiente multiplicando el factor de corrección por el valor del factor de capacidad de carga adecuado.

Forma de la cimentación	Corrección (C _c y N _c)	Correccion C _y N _y
Circular	1.20	0.70
Cuadrada	1.25	0.85
Rectangular		
L/B = 2	1.12	0.90
L/B = 5	1.05	0.95
L/B = 10	1.00	1.00

Tabla 9 Factores de corrección (Traducida de US Army Corps of Engineers, 1989).

Para cimentaciones rectangulares con relaciones L/B diferentes de 2 o 5 los factores de corrección se pueden estimar por interpolación lineal.

Las ecuaciones de capacidad de carga mencionadas anteriormente, se han desarrollado a partir de consideraciones relacionadas a los criterios de falla Mohr - Coulomb discutido en el Capítulo II. En este sentido, los parámetros de entrada de las propiedades del material están limitados a dos: la cohesión c y el ángulo de fricción interna ϕ . Se pueden obtener los parámetros de resistencia desde la masa de roca, ya que generalmente brindan amplios márgenes de seguridad contra falla. Se recomienda que los valores iniciales de c y ϕ se seleccionen para que el cálculo de la capacidad de carga sea basado en estimaciones del límite inferior.

Mientras existen técnicas de bajo costo para obtener estimaciones del valor del ángulo de fricción en el límite inferior, en el caso de los valores de cohesión, las técnicas disponibles no son baratas. Por lo tanto, para calcular la capacidad de carga última de una masa rocosa, el valor límite inferior de la cohesión puede estimarse a partir de la ecuación:

$$c = \frac{q(s)}{2 \tan(45 + \frac{\phi}{2})} \quad (\text{Ec. 17a})$$

Donde

q , resistencia a la compresión simple de la roca intacta obtenida de pruebas de laboratorio

$$s = e^{\frac{(RMR-100)}{9}} \quad (\text{Ec. 17b})$$

Las ecuaciones discutidas anteriormente son aplicables a cimentaciones situadas en superficies planas y cargadas uniformemente. A menudo, se requiere tomar consideraciones especiales para requisitos particulares de diseño.

Casos en los que se requiere de diseños especiales para la solución en el cálculo de la capacidad de carga última se encuentran ilustrados en la figura 18. En estos casos

particulares se incluyen cimentaciones con cargas inclinadas, cimentaciones inclinadas y cimentaciones a lo largo o cerca de taludes.

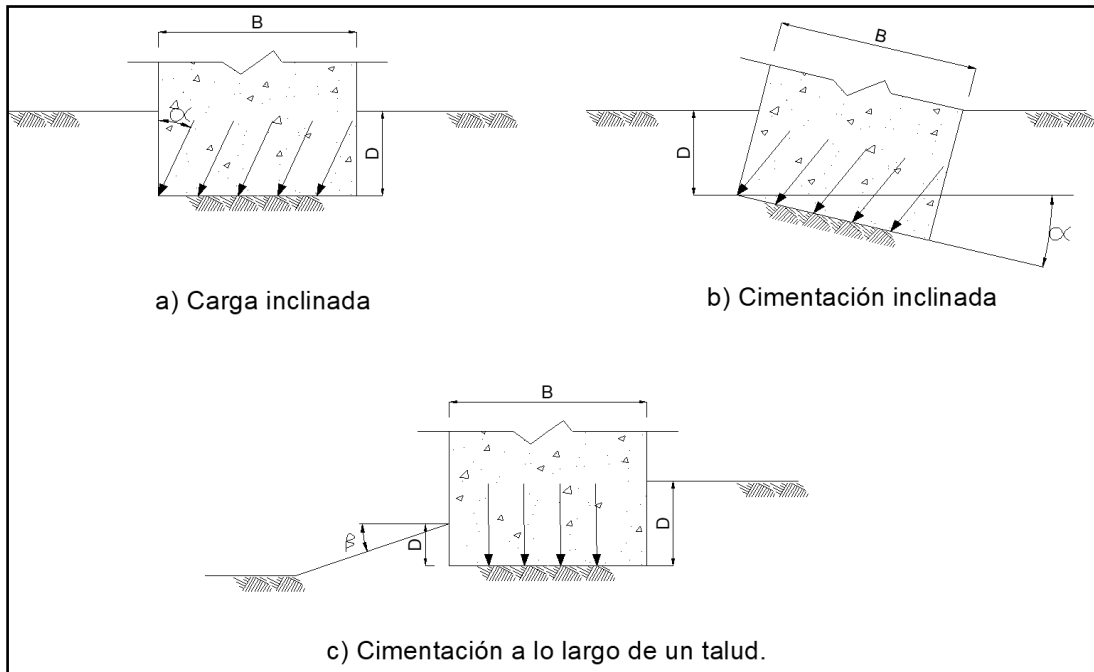


Figura 18 Casos de diseños especiales de cimentación (Traducida de US Army Corps of Engineers, 1989).

Método del Manual de la Sociedad Canadiense de Geotecnia

Este método es aplicable para roca homogénea fisurada y solo se consideran los macizos rocosos que presenten una resistencia a la compresión simple mayor a 10 kg/cm^2 , que es la resistencia límite entre el suelo y roca. El criterio es válido principalmente cuando el espaciamiento de las discontinuidades es de más de 0.3 m y el tamaño de la abertura es menor de 0.5 cm .

La determinación final del esfuerzo que ejerce presión sobre la roca puede estar regida por los resultados del análisis de la influencia de las discontinuidades en el comportamiento de la cimentación. En el caso de que la superficie de la roca sea perpendicular a la base de la estructura, las cargas actuantes no presentan componentes tangenciales y el ancho de la cimentación es superior a 0.3 m , la capacidad de carga admisible puede estimarse a partir de la siguiente ecuación:

$$q_a = q K_{sp} \quad (\text{Ec. 18})$$

En la que:

$$K_{sp} = \frac{3 + \frac{c}{B}}{10\sqrt{1 + 300\delta/c}} \quad (\text{Ec. 19})$$

Donde

- q_a , capacidad de carga admisible
- q , resistencia a la compresión simple en núcleo de roca
- K_{sp} , coeficiente empírico que incluye un factor de seguridad de 3 (varía de 0.1 a 0.4)
- B , ancho de cimentación
- c , espaciamiento de las discontinuidades
- d abertura de las discontinuidades

El método no puede dar valores de diseño que sean universalmente aplicables. La capacidad de carga admisible (Descrita en el apartado 4.4) del diseño generalmente es para estados límite de servicio en los cuales no se permiten asentamientos mayores a 25 mm. Sin embargo, es útil estimar los valores de carga admisible para el diseño preliminar, dichos valores se deben verificar o tratar con precaución para el diseño final.

4.2 Capacidad de carga en cimentaciones profundas

Las cimentaciones profundas normalmente son capaces de soportar grandes cargas; las más usuales consisten en pilas coladas in situ, aunque también se emplean pilotes hincados de acero o de concreto con punta de acero.

En la mayoría de las cimentaciones profundas en formaciones rocosas se necesita una exploración detallada que por lo menos debe incluir: características estructurales, presencia de discontinuidades y oquedades en rocas ígneas extrusivas.

Para el diseño es importante tomar en cuenta los siguientes aspectos (SMMS, 2001):

- Las rocas sedimentarias laminadas, como caliza y arenisca, a menudo se encuentran en capas delgadas y separadas por arcillas o lutitas blandas. La capacidad de carga de estos materiales depende en gran medida de las propiedades de la arcilla o de las lutitas blandas, por lo que se hace necesario el muestreo inalterado de ellas para determinar su resistencia.
- Algunas lutitas, limonitas y argilitas se reblandecen o expanden al ser expuestas al aire. Los materiales que contienen sulfatos en forma de piritas o anhidritas pueden hidratarse con gran expansión volumétrica. En esos casos se recomienda ensayar núcleos de estas rocas en pruebas de desmoronamiento por inmersión en agua y determinar sus características de expansión si la tendencia al desmoronamiento es pronunciada.
- Las rocas calcáreas con cavernas de disolución constituyen un problema difícil de cimentación, por lo que al construir sobre terreno calizo se debe revisar la información geológica para encontrar evidencias de dolinas o de formación de cavernas.

4.2.1 Capacidad de carga por punta

La capacidad de carga última es la combinación de la capacidad por punta y la del fuste, aunque para un análisis práctico y conservador, en algunas ocasiones sólo se diseña con la de punta.

Existen diversos métodos para estimar la capacidad de carga por punta, entre los de uso más frecuente se encuentra el fundamentado en la resistencia a la compresión simple de núcleos de roca.

Con el índice de calidad de roca (RQD)

Un criterio simplista, pero de uso frecuente para estimaciones preliminares de la presión de contacto admisible en rocas es el que utiliza el concepto del índice de calidad de roca. Por medio de la tabla 5 descrita anteriormente, se determina una presión de contacto admisible, tentativa de rocas fisuradas, q_a (Descrita en el apartado 4.3), para el RQD obtenido en su muestreo. Si estos valores exceden la resistencia a compresión simple de muestras intactas de roca (cómo puede ser el caso de algunas lutitas), se recomienda utilizar en el pre diseño este último valor.

Manual de la Sociedad Canadiense de Geotecnia

El método descrito en el apartado 4.1.3 también es aplicable a cimentaciones profundas, la única diferencia de acuerdo con Ladanyi y Roy (1971) es incluir un factor de profundidad d y la ecuación queda de la siguiente manera:

$$q_a = q K_{sp} d \quad (\text{Ec. 20})$$

En la que:

$$d = 1.0 + \frac{0.4L_s}{B_s} \leq 3 \quad (\text{Ec. 21})$$

Donde

- q_a , capacidad de carga ultima en la base
- q , resistencia a compresión simple del núcleo de roca
- K_{sp} , coeficiente empírico descrito en el apartado 4.1.3 (varía de 0.1 a 0.4)
- d , factor de profundidad
- L_s , penetración de la pila en la formación de roca considerada
- B_s , diámetro de la perforación en el empotramiento

Método de Jiménez Salas

En este método se propone la resistencia última proporcional a la resistencia a compresión simple multiplicado por un coeficiente F que dependerá de las características del macizo y del grado de empotramiento.

$$q_{ult} = F q \quad (\text{Ec. 22})$$

En la que:

$$F = \beta \left(0.5 + \frac{D_e}{6B} \right) \leq 1 \quad (\text{Ec. 23})$$

Donde

q_{ult} ,	capacidad de carga ultima
q ,	resistencia compresión simple del núcleo de roca
b ,	variable que depende del tipo de roca
D_e ,	profundidad de empotramiento

Los valores de b dependen del tipo de roca y se pueden tomar como:

- 0.8 areniscas compactas, caliza
- 0.6 granito, diabasa, granodiorita
- 0.3 pizarra, filita micacita

4.2.2 Capacidad de carga por fricción

Cuando la carga se transmite por fricción lateral en el tramo empotrado en la roca, la capacidad de carga ultima puede estimarse con la ecuación:

$$Q_s = \pi B D_b \tau_s \quad (\text{Ec. 24})$$

Donde

Q_s ,	capacidad de carga ultima por fricción lateral
t_s ,	resistencia unitaria promedio, por fricción entre pila y roca

El valor t_s depende de la resistencia del concreto y/o roca, así como de la calidad de la superficie de contacto expuesta por la perforación, usualmente sus límites varían entre 0.7 y 2.1 MPa.

En la resistencia última por fricción entre pila y roca influye de gran manera la rugosidad de la perforación. Se consideran dos condiciones de rugosidad (SMMS, 2001), una para pilas convencionales y otra para pilas ranuradas o estriadas.

4.3 Valor de la capacidad de carga admisible

En esencia, la capacidad de carga admisible es el límite máximo de carga que se permite aplicar a la roca de cimentación. Este valor límite es utilizado para proporcionar un margen de seguridad suficiente con respecto a las fallas por carga y deformación/asentamiento. Sin embargo, un diseño prudente dicta que, una vez que se ha determinado la capacidad de carga admisible, también se calcule por separado la deformación/asentamiento diferencial y éste no sea excedido,

Existen por lo menos tres enfoques para calcular la capacidad de carga admisible:

- El valor admisible puede determinarse aplicando un factor adecuado de seguridad a la capacidad de carga última calculada. La selección de los valores finales de carga admisible utilizados en el diseño de estructuras deben basarse en el factor de seguridad enfocado en todas las condiciones específicas del sitio y problemas bien definidos en las estructuras que son consideradas.
- Los valores admisibles pueden ser obtenidos de varios códigos de construcción, sin embargo, éstos generalmente se aplican sólo a edificios residenciales o comerciales y no son aplicables a los problemas de otras estructuras como hidráulicas y vías terrestres.
- Se pueden obtener a partir de correlaciones empíricas. Estas no son específicas del sitio, por lo cual deben usarse solo para diseños preliminares. A pesar del

enfoque utilizado, el valor admisible seleccionado para el diseño final no debe exceder el valor obtenido con las consideraciones de factor de seguridad discutidas anteriormente.

La capacidad de carga admisible q_a , basada en esfuerzos sobre la masa rocosa es definida como la capacidad de carga final, q_{ult} , dividida por un factor de seguridad (FS):

$$q_a = \frac{q_{ult}}{FS} \quad (\text{Ec. 25})$$

El esfuerzo promedio que actúa sobre el material de cimentación debe ser igual o menor que la capacidad de carga permisible de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$\frac{Q}{BL} \leq q_a \quad (\text{Ec. 26})$$

El factor de seguridad considera: a) la variabilidad de las cargas estructurales aplicadas a la masa rocosa, b) la confiabilidad con que las condiciones de cimentación se han determinado y c) la variabilidad del modo potencial de falla. Para problemas de capacidad de carga en una masa rocosa, estas dos últimas consideraciones son determinantes. Para la mayoría de cimentaciones estructurales, el factor de seguridad mínimo aceptable es 3, con una carga estructural compuesta de la carga muerta total más la carga viva.

Es común utilizar grandes factores de seguridad al calcular la capacidad de carga admisible en roca. Un criterio es que el valor de FS debe ser dependiente del RQD; es decir, un RQD de 0.80 podría omitir un FS tan alto como para un valor de 0.4.

Peck, Hanson y Thornburn (1974) sugirieron una correlación empírica entre la capacidad de carga admisible y el valor de RQD. Como se muestra en la Figura 19, la correlación está destinada a una masa rocosa con discontinuidades que son estrechas o que no están abiertas más que una fracción de pulgada.

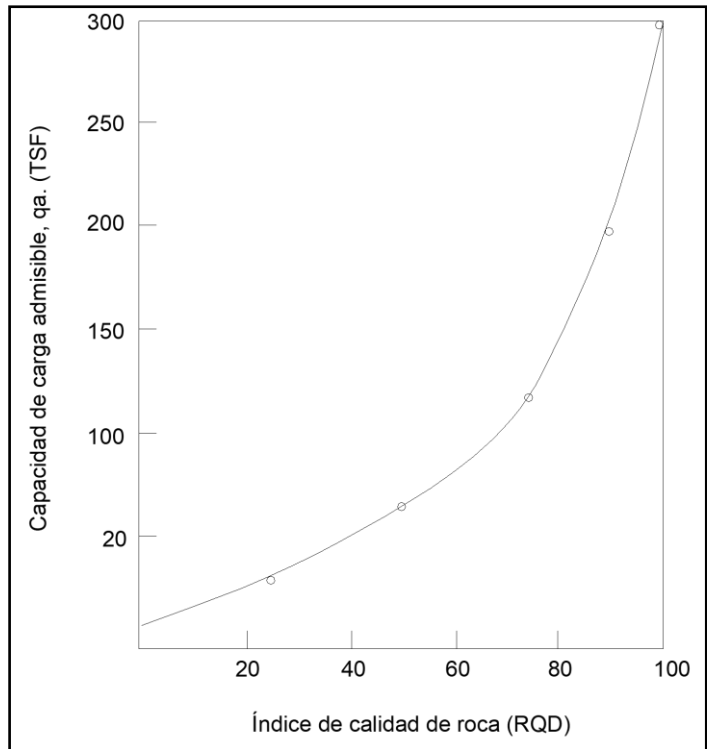


Figura 19 Esfuerzo de contacto admisible en roca articulada (Traducida de Bishnoi, 1968).

La carga máxima que se puede aplicar a una roca de cimentación está limitada por la capacidad soportar la carga sin fallar o sufrir un asentamiento excesivo.

En algunos casos, el diseño estructural del elemento de cimentación dictará las dimensiones mínimas del mismo y, en consecuencia, el esfuerzo de contacto máximo en la roca. Tomando en cuenta las típicas resistencias del concreto que se utiliza en la actualidad, la resistencia de éste es significativamente menor que la capacidad de carga de la mayoría de masas rocosas.

CAPITULO V ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE LA CAPACIDAD DE CARGA EN ROCAS DEL VALLE DE PUEBLA

5.1 Condiciones geológicas y geotécnicas del Valle de Puebla

El arreglo geológico del estado de Puebla es muy variado y complejo, particularmente en la zona sur, ya que en este lugar se localizan materiales metamórficos con edades que van desde el precámbrico hasta el Mesozoico y que se encuentran limitados por extensas zonas de falla. Muy probablemente el mayor cambio geológico se produjo durante el periodo Terciario, representado por grandes elevaciones, plegamientos, depresiones, fracturas y dislocaciones; que hasta la fecha siguen manifestando la inestabilidad del lugar y teniendo como consecuencia una sismicidad importante.

Las rocas que componen estos territorios han sido afectadas por diversas fases de metamorfismo y deformaciones en el tiempo geológico.

5.1.1 Descripción geológica

La historia geológica abarca desde el Cretáceo, periodo durante el cual se tiene una noción de la sedimentación de materiales calcáreos y que debido a movimiento de tipo orogénico produjo su posterior emersión. Después de esta etapa, durante el periodo Terciario y a principios del Cuaternario, se tienen emisiones de lava que dan paso a la formación de rocas basálticas y diversos depósitos de tobas arenosas producto de los últimos procesos volcánicos. Estas tobas subyacen a las rocas basálticas preexistentes y cubren la zona donde actualmente se ubica la ciudad de Puebla, dando paso a la estratificación con sedimentos fluvio-lacustres.

Los estratos formados más recientemente son depósitos de travertinos producto de aguas termales que provienen de una falla en la zona y depósitos de tipo aluvial aportados por el Río Atoyac y sus diversas ramificaciones.

En la ciudad de Puebla existen diversos afloramientos de rocas ígneas y sedimentarias. Está rodeada del paisaje volcánico más espectacular del país: La Malinche, como representante del periodo más antiguo del volcanismo en Puebla; el Iztaccíhuatl en un periodo posterior, y el Pico de Orizaba y el Popocatepetl, que corresponden al Plioceno Medio de las eras geológicas (Azomoza et al., 1998).

En el valle de Puebla, las principales formaciones rocosas están constituidas por basaltos, andesitas y calizas, todos con afloramientos importantes bien definidos.

En la figura 20 se muestra el plano con la Zonificación Geotécnica propuesta para el área urbana del valle de Puebla en el año de 1998 por Azomoza et al., la cual se realizó a partir de los casi 400 estudios geotécnicos (ICD, 1984-1998), distribuidos en toda el área urbana. Cabe mencionar que el estudio se realizó para suelos y rocas, siendo estas segundas el material de interés del presente estudio.

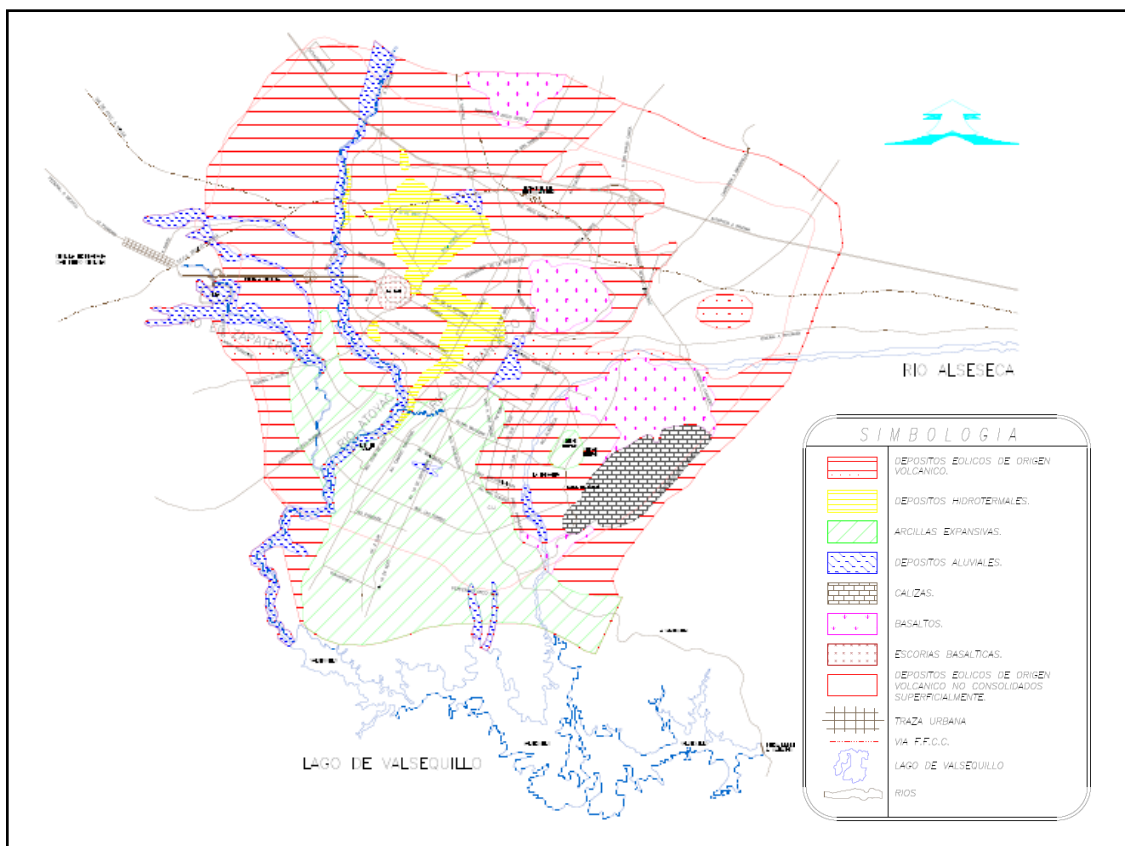


Figura 20 Carta de zonificación geotécnica para el área urbana del valle de Puebla (Azomoza et al., 1998).

Los basaltos y andesitas se detectan en la influencia de los cerros de Loreto y Guadalupe en la zona centro, Amalucan y Tepozúchitl al oriente; al poniente, en la colonia La Paz y en el cerro de San Juan. La formación caliza más importante se encuentra al oriente de la ciudad, se le conoce como “La Calera” y actualmente forma frentes de explotación.

El cerro de San Juan constituye una de las lomas más importantes en el paisaje de la ciudad. Se encuentra formado por materiales piroclásticos variables, fue utilizado en gran medida como frente de explotación para la industria del cemento.

5.1.2 Principales afloramientos

Los principales afloramientos existentes en la Ciudad de Puebla son de rocas cretáceas y otras que se formaron a fines del periodo Terciario y en el Cuaternario. Las de mayor antigüedad son las calizas que afloran al oeste de la ciudad; las capas más recientes son depósitos de relleno y materiales volcánicos (Azomoza et al., 1998). A continuación, se describen los materiales rocosos con mayor presencia en el Valle de Puebla.

Calizas

Como ya se ha mencionado, se encuentra principalmente al oeste de la ciudad, la roca tiene un color gris oscuro, se presenta en estrato de 20 a 30 cm de espesor y se encuentra fracturada. Las calizas en las que aún no existe un desarrollo urbano se les considera del Cretáceo.

Es importante señalar que existen afloramientos de calizas de color gris claro muy recristalizada que contiene pequeños cristales alargados de coloración oscura. Aparentemente este material es una caliza recristalizada y metaforizada. Los materiales anteriormente mencionados tienen un área de afloramiento muy limitada, pero son relevantes para la geología estructural ya que existe la posibilidad de encontrar en el lugar una falla importante.

Basaltos y tobas limosas

En los sitios que se encuentran al sur y al oeste de la ciudad, en Lomas de Loreto y Cinco de Mayo, aparece lava basáltica, la cual se encuentra recubierta por tobas limo-arenosas y arenosas de un color amarillento. Algunas lavas son de color gris oscuro y

presentan cristales grandes de color verde que probablemente sea olivino. Recubren discordantemente a las rocas basálticas, tobas arenosos, limo-arenosas de color amarillento y generalmente compacto, estas formaciones son las ultimas evidencias volcánicas que se tienen registradas en la región y se estima que estos materiales se produjeron en el Cuaternario.

Escorias basálticas

En la zona oriental de la ciudad se encuentra el cerro de la Paz que es un cono volcánico formado con escorias basálticas de color rojizo, en este lugar existe desarrollo urbano y este material ha sido utilizado como base y revestimiento de carreteras.

Depósitos de travertino

Existen tres afloramientos de aguas sulfurosas templadas que se ubican, el primero en la zona denominada Rancho Colorado, el segundo cercano al cerro de la Paz y el último en el lugar llamado Agua Azul. Estos afloramientos con altos contenidos de carbonato de calcio propiciaron la sedimentación de travertino en el lugar.

El travertino es un material de origen calcáreo que usualmente tiene su formación alrededor de manantiales y géiseres, se produce por la precipitación de materiales que se encuentran disueltos, el componente principal es el carbonato de calcio que se encuentra en aguas subterráneas, este compuesto puede ser originado por un aumento en la temperatura, disminución de presión. Evaporación y por la combinación de estos factores.

Este material puede localizarse en diversas zonas de la ciudad, principalmente en el centro, aunque es muy variada a la profundidad que se encuentra igual que sus espesores. Los travertinos son de composición dura, pero algo porosos, con algún contenido de arena y una coloración amarillenta.

5.2 Correlación entre el valor RQD y la resistencia uniaxial

Los principales afloramientos de rocas anteriormente mencionados se pueden agrupar en: calizas, basaltos y travertinos, estos últimos son el objeto de estudio de la presente. Con la recopilación de estudios geotécnicos en macizos rocosos realizados en diferentes ubicaciones de la ciudad de Puebla brindados por la empresa Ingeniería Civil en Desarrollo (ICD), se obtuvo un compendio de valores de RQD y resistencia a la compresión uniaxial. A continuación, se presentan las tablas con los resultados obtenidos de los diferentes sitios estudiados.

SPT	Área de la salud BUAP				Área de la salud BUAP 2	Cerca de CAPU.	
	2		3		2	1	2
Profundidad (m)	3.0 - 3.3	4.4 - 4.7	5.1 - 5.7	5.7 - 6.3	1.5 - 2.1	4.0 - 5.4	3.6 - 4.2
Tipo de roca	Travertino	Travertino	Travertino	Travertino	Travertino	Travertino	Travertino
Estado físico	Regular	Malo	Bueno	Malo	Muy bueno	Regular	Regular
RQD (%)	15	40	58	50	65	25	30
Resistencia a compresión simple (Kg/cm ²)	70.88	58.61	416.84	151	275	32.65	28.42

Tabla 10 Resistencia a compresión simple en roca superficial de travertino del Valle de Puebla (ICD).

SPT	Área de la salud BUAP		Área de la salud BUAP 2			Cerca de CAPU		
	1		1			2	3	4
Profundidad (m)	7.2 - 8.1	9.0 - 9.7	7.0 - 7.8	14.0 - 14.6	14.0 - 14.6	9.0 - 10.0	7.0 - 7.6	7.93 - 8.93
Tipo de roca	Travertino	Travertino	Travertino	Travertino	Travertino	Travertino	Travertino	Travertino
Estado físico	Malo	Bueno	Bueno	Regular	Regular	Regular	Regular	Bueno
RQD (%)	56	92	42	31	35	41	18	48
Resistencia a compresión simple (Kg/cm ²)	52.95	91.82	60.11	25.91	31.19	95.73	22.63	65.48

Tabla 11 Resistencia a compresión simple en roca profunda de travertino del Valle de Puebla (ICD).

5.2.1 Correlación y regresión lineal simple en roca de travertino superficial

Una vez procesados los datos de las muestras presentadas en la tabla 10 en la cual se indican las características y parámetros de cada núcleo ensayado, se realizó un análisis estadístico.

La figura 21 muestra la relación que existe entre el valor RQD y la resistencia a la compresión simple de los datos presentados en la tabla 10. En esta se observa la dispersión de los datos, adicionalmente se obtuvieron los coeficientes de correlación (R) y de determinación (R^2) con valores de 0.80 y 64% respectivamente. El análisis estadístico de los valores ha permitido obtener la ecuación que describe la variación de la resistencia a la compresión simple de la roca de travertino superficial según los diferentes índices de calidad de la roca.

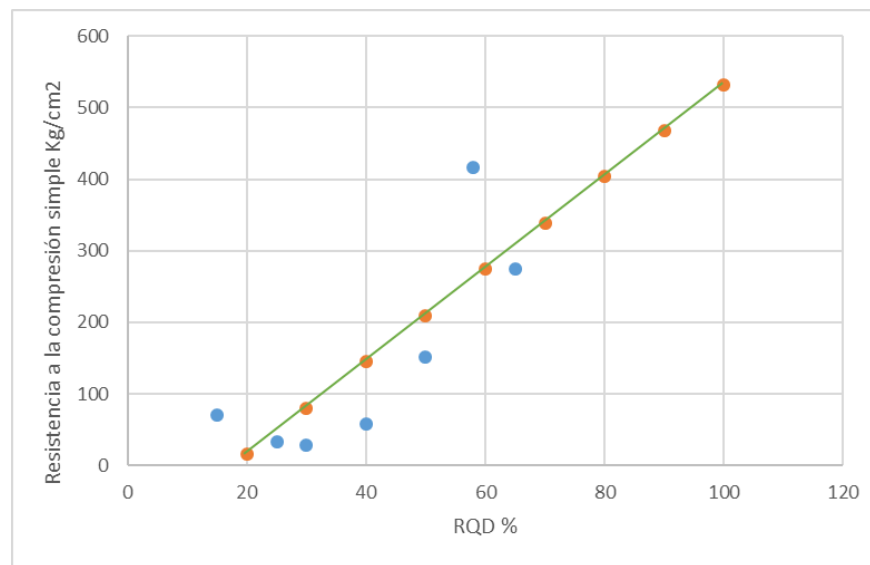


Figura 21 Variación de la resistencia a compresión simple en roca travertino superficial según el RQD (Fuente propia)

$$q = -113.419 + 6.457 RQD \quad (\text{Ec. 27})$$

Donde

q (kg/cm²), resistencia a la compresión simple
 RQD (%), índice de calidad de roca

De la ecuación 27 se puede observar que el aumento del RQD genera un considerable incremento en la resistencia a la compresión simple de la roca, el coeficiente de correlación R es de 0.80, lo que indica que hay una correlación positiva media, el estadístico R^2 indica que en el modelo el 64% de la variabilidad de la resistencia a compresión simple se ve explicada por la variación del valor RQD.

5.2.2 Correlación y regresión lineal simple en roca de travertino profunda

Se procesaron los datos de las muestras presentadas en la tabla 11 en la cual se indican las características y parámetros de cada núcleo ensayado, posteriormente se realizó un análisis estadístico.

Como se puede observar en la figura 22 se graficó la relación que existe entre el valor RQD y la resistencia a la compresión simple de los datos presentados en la tabla 11. En esta se presenta la dispersión de los datos, se obtuvieron los coeficientes de correlación (R) y de determinación (R^2) con valores de 0.70 y 50% respectivamente. El análisis estadístico de los valores ha permitido obtener la ecuación que describe la variación de la resistencia a la compresión simple de la roca de travertino superficial según los diferentes índices de calidad de la roca.

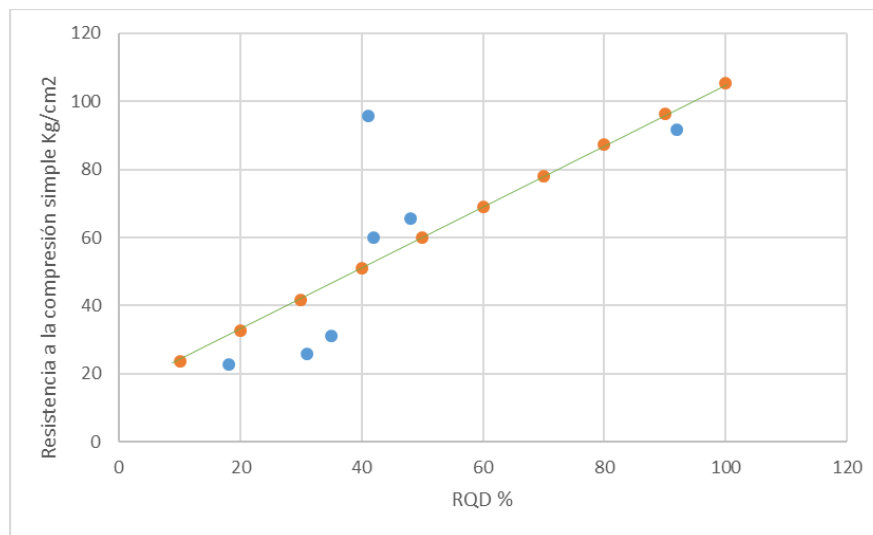


Figura 22 Variación de la resistencia a compresión simple en roca travertino profunda según el RQD (Fuente propia)

$$q = 14.498 + 0.908 RQD \quad (\text{Ec. 28})$$

Donde

q (kg/cm^2), resistencia a compresión simple
 RQD (%), índice de calidad de roca

Podemos definir que en la ecuación 28 el aumento del RQD genera un considerable incremento en la resistencia a la compresión simple de la roca, el coeficiente de correlación R es de 0.70, lo que indica que hay una correlación positiva media, el estadístico R^2 indica que en el modelo el 50% de la variabilidad de la resistencia a compresión simple se ve explicada por la variación del valor RQD.

5.3 Correlación entre la capacidad de carga admisible con la resistencia a compresión simple y el valor RQD

El principal objetivo del presente estudio es analizar el efecto que tiene la resistencia a compresión simple y el valor RQD de la roca sobre su capacidad de carga admisible, se vuelven a utilizar los datos presentados en la tablas 10 y 11. Se realizara un análisis de regresión múltiple para obtener esta relación, se vuelve a dividir el análisis en roca de travertino superficial y profunda.

5.3.1 Correlación y regresión lineal múltiple en roca de travertino superficial

Utilizando los valores que describen las propiedades de roca de travertino superficial encontrados en la tabla 10 se procedió a calcular el valor de la capacidad de carga admisible mediante el método del Manual de la Sociedad Canadiense de Geotecnia, en el que se presentan las ecuaciones 18 y 19 para el cálculo de la capacidad de carga admisible en cimentaciones superficiales.

Los parámetros considerados para el cálculo de q_a y de K_{sp} (coeficiente empírico que incluye un factor de seguridad de 3) se presentan en la tabla 12, dichos valores se tomaron bajo un criterio conservador para el cálculo de todas las muestras.

$c=$	30	cm
$B=$	100	cm
$d=$	0.2	cm
$K_{sp}=$	0.191	

Tabla 12 Valores considerados para el cálculo de q_a en cimentaciones superficiales.

A continuación, se calculó el valor de q_a para los diferentes valores de RQD y resistencia compresión uniaxial utilizando la ecuación 18, esto valores se muestran en la siguiente tabla.

RQD	$q(\text{kg/cm}^2)$	$q_a(\text{kg/cm}^2)$
15	70.880	13.504
40	58.610	11.167
58	416.840	79.419
50	151.000	28.769
65	275.000	52.395
25	32.650	6.221
30	28.420	5.415

Tabla 13 Valores obtenidos de capacidad de carga admisible mediante el método para cimentaciones superficiales del Manual de la Sociedad Canadiense de Geotecnia con un factor de seguridad de 3.

Con ayuda de la tabla 13 se realizó el análisis estadístico por medio de la regresión lineal múltiple con el fin de correlacionar el valor dependiente q_a con los valores independientes RQD y q , a continuación, se muestra la figura 23 donde se graficó la relación que existe entre estos valores.

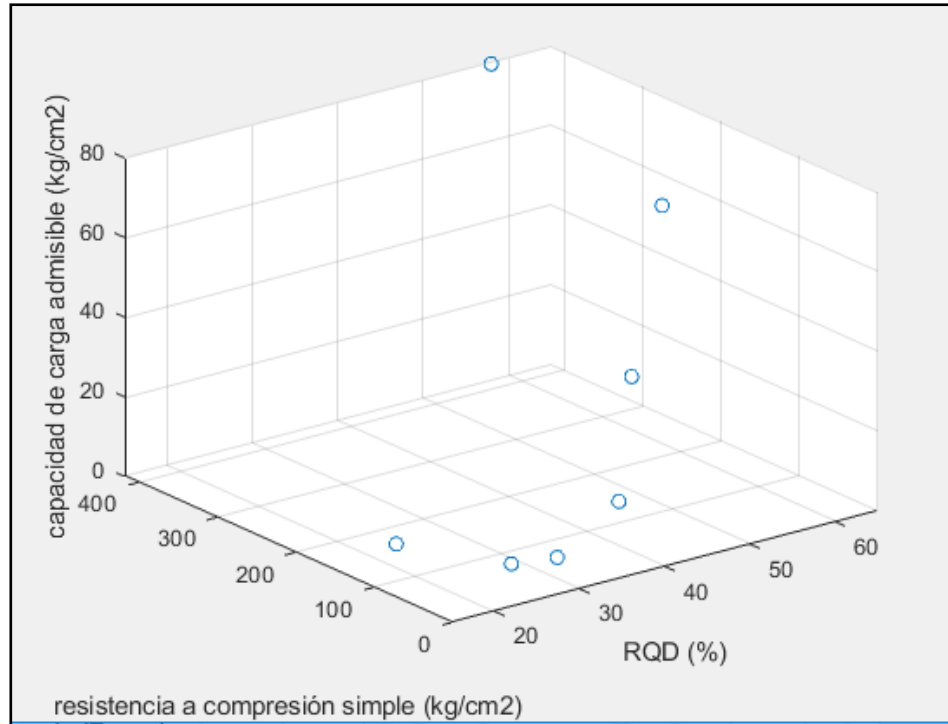


Figura 23 Efecto de la resistencia a compresión simple y el valor RQD en la capacidad de carga admisible en roca superficial de travertino (Fuente propia).

El análisis estadístico de los valores ha permitido obtener la ecuación que describe la variación de la capacidad de carga admisible de la roca de travertino superficial según los diferentes valores de RQD y q .

$$q_a = -1.33 \times 10^{-15} RQD + 0.19q + 4.2 \times 10^{-14} \quad (\text{Ec. 29})$$

Se define que en la ecuación 29 la variable que tiene mayor asociación con el valor calculado de capacidad de carga admisible es el parámetro de resistencia a compresión simple. Por otro lado, el parámetro de RQD influye en menor medida.

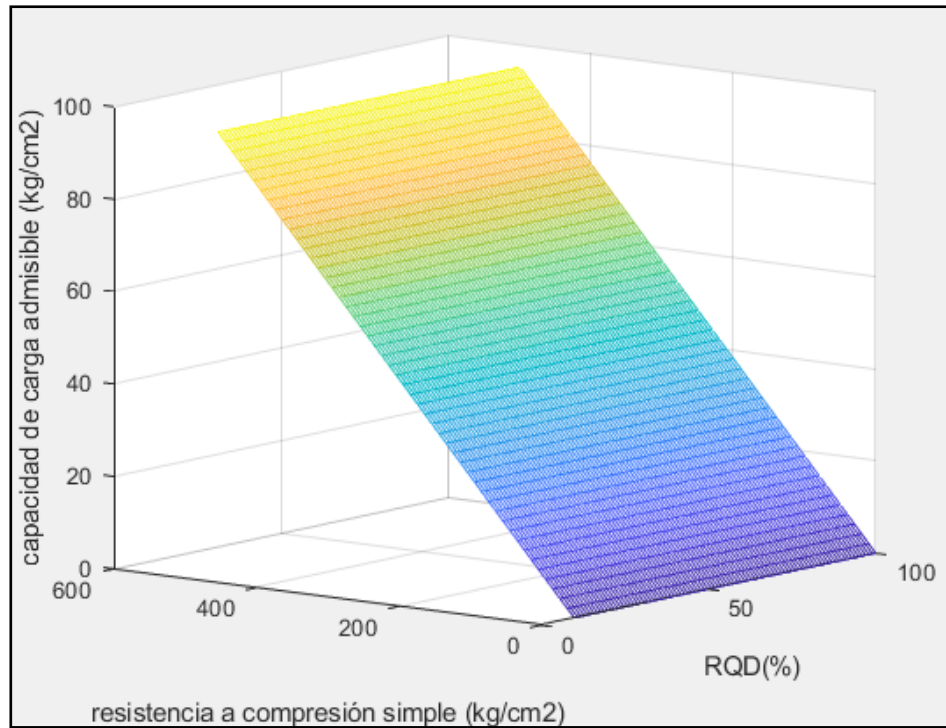


Figura 24 Modelo de regresión lineal múltiple, q_a vs q y RQD para cimentaciones superficiales (Fuente propia).

Como se puede observar en la figura 24, se aprecia la tendencia del modelo de regresión lineal múltiple, en el cual se observa la mayor influencia que tiene la resistencia a compresión simple sobre la capacidad de carga admisible.

5.3.2 Correlación y regresión lineal múltiple en roca de travertino profunda

Con los valores que describen las propiedades de roca de travertino profunda encontrados en la tabla 11 se realizó el mismo procedimiento que en roca superficial de travertino y se procedió a calcular el valor de la capacidad de carga admisible mediante el método del Manual de la Sociedad Canadiense de Geotecnia para cimentaciones profundas. Utilizando las ecuaciones 19 y 21 se elaboró la tabla 14, en esta tabla se encuentran los parámetros utilizados para el cálculo de q_a , K_{sp} (coeficiente empírico que incluye un factor de seguridad de 3) y d , dichos valores se consideraron para el cálculo de todas las muestras.

c=	30	cm
B=Bs=	100	cm
d=	0.2	cm
Ls=	500	cm
Ksp=	0.191	
d=	3	

Tabla 14 Valores tomados para el cálculo de q_a en cimentaciones profundas.

Posteriormente se calculó el valor de q_a para los diferentes valores de RQD y resistencia compresión uniaxial utilizando la ecuación 20, estos valores se muestran en la siguiente tabla.

RQD	$q(\text{kg/cm}^2)$	$q_a(\text{kg/cm}^2)$
56	52.950	30.265
92	91.820	52.482
42	60.110	34.357
31	25.910	14.810
35	31.190	17.827
41	95.730	54.717
18	22.630	12.935
48	65.480	37.427

Tabla 15 Valores obtenidos de capacidad de carga admisible mediante el método para cimentaciones profundas del Manual de la Sociedad Canadiense de Geotecnia con un factor de seguridad de 3.

Utilizando los valores obtenidos en la tabla 15 se realizó el análisis estadístico por medio de la regresión lineal múltiple con el fin de correlacionar el valor dependiente q_a con los valores independientes RQD y q , como se muestra en la figura 25 donde se observa la relación que existe entre estos valores.

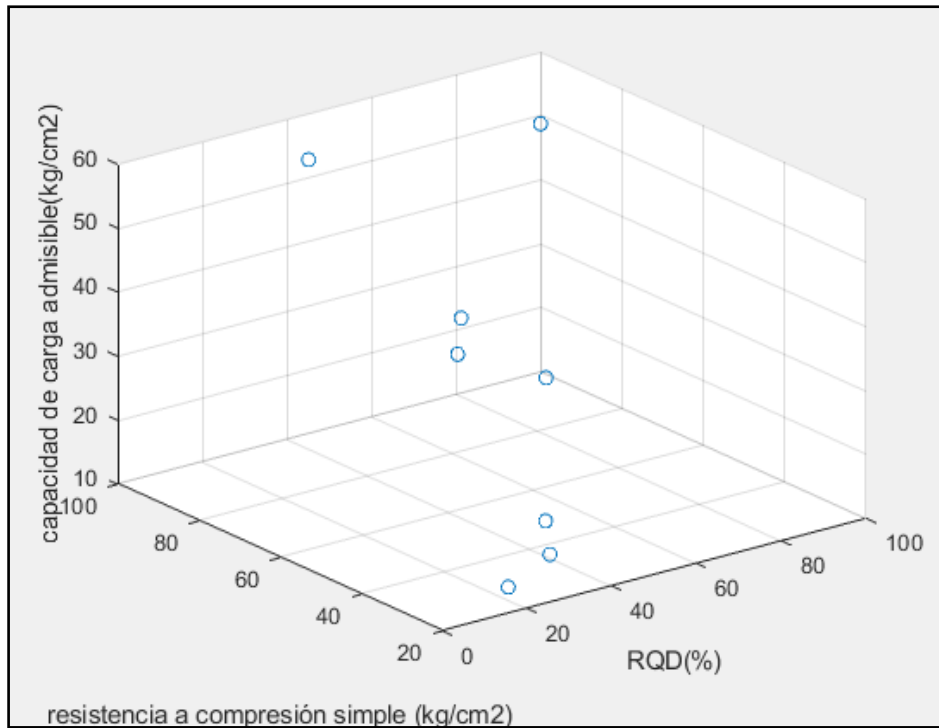


Figura 25 Efecto de la resistencia a compresión simple y el valor RQD en la capacidad de carga admisible en roca profunda de travertino (Fuente propia).

El análisis estadístico de los valores ha permitido obtener la ecuación que describe la variación de la capacidad de carga admisible de la roca de travertino profunda según los diferentes valores de RQD y q.

$$q_a = -7.1 \times 10^{-15} RQD + 0.57q + 4.54 \times 10^{-13} \quad (\text{Ec. 30})$$

Se define que en la ecuación 30 la variable que presenta mayor asociación con el valor calculado de capacidad de carga admisible es el parámetro de resistencia a compresión simple. Por otro lado, el parámetro de RQD influye en menor medida al igual que en el caso de las cimentaciones superficiales.

En la figura 26 se aprecia la tendencia del modelo de regresión lineal múltiple para cimentaciones profundas en roca de travertino, en el cual se observa la mayor

influencia que tiene la resistencia a compresión simple sobre la capacidad de carga admisible.

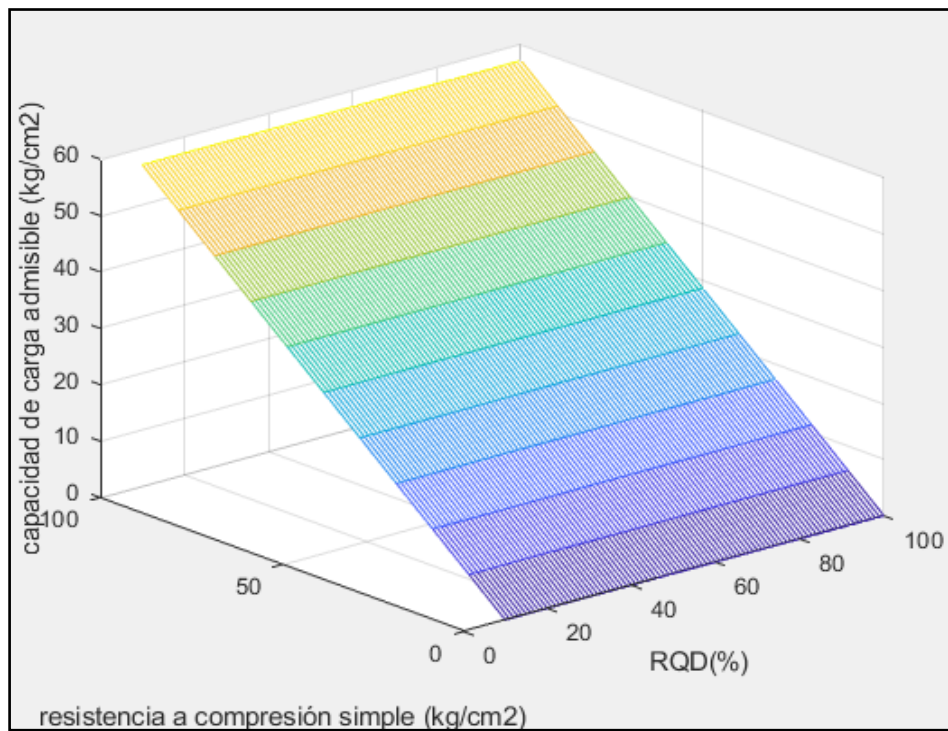


Figura 26 Modelo de regresión lineal múltiple, q_a vs q y RQD para cimentaciones profundas.
(Fuente propia)

CONCLUSIONES

El estudio de las cimentaciones en roca es un tema que en ocasiones no se analiza a profundidad ya que se toma en cuenta que el elemento sobre el que se diseña va a soportar fácilmente las cargas impuestas sobre él y en algunos casos esta afirmación es cierta; sin embargo, en otras ocasiones puede suceder que el macizo rocoso presente numerosas fracturas, o si estas tienen una considerable abertura, es necesario un estudio a detalle de la resistencia que este material puede ofrecer con la finalidad de prevenir problemas al construir una cimentación sobre él.

Las pruebas de resistencia y deformación en laboratorio sobre roca suelen tener precios muy altos que se pueden justificar si la obra es de una magnitud y presupuesto considerable, pero existen muchos proyectos en los que el alto costo ocasionado por realizar varias pruebas de laboratorio suele ser una limitante.

Como se observó en el presente trabajo es sumamente importante conocer el estado en que se encuentran los macizos rocosos, así como sus propiedades físicas y mecánicas, esto con la finalidad primordial de conocer el tipo de roca sobre el que se pretende trabajar. Con ayuda de las clasificaciones geomecánicas podemos tener un punto de partida y comenzar a identificar las condiciones en que se encuentra el material.

Incluso conociendo el estado en el que se encuentra la roca y sus propiedades, no es posible identificar con certeza cómo fallará este elemento, ya que el modo en que este cederá depende en mayor medida de la forma en la que se aplicarán las cargas sobre él. Pero es de gran ayuda el contar con una idea de cómo puede fallar el elemento para abordar el análisis de su resistencia desde ese punto.

En el caso de la falla por capacidad de carga que se analizó en el presente trabajo, se puede decir que la resistencia del macizo rocoso está gobernada por la orientación que presentan las juntas respecto a las cargas de diseño, así como del estado en que se encuentre el material (meteorizado o no meteorizado).

Existen diversos métodos para estimar la capacidad de carga en rocas, pero el cómo aplicarlos depende del estado en que se encuentre el material. Es de suma

importancia el practicar un buen criterio sobre cómo analizar la capacidad de carga en rocas, ya que no resulta lo mismo calcular la capacidad de carga de una roca basáltica sana con un alto valor RQD a una que puede tener un considerable proceso de meteorización y presentar un valor muy bajo. También se debe tomar con precaución el cálculo de la capacidad de carga por medio del valor de la resistencia a la compresión simple, ya que obtener un alto resultado de este parámetro no asegura que se tendrá un alto valor de capacidad de carga, esto solo sería cierto si se encuentra ante una roca sana y con pocas o nulas discontinuidades.

El objetivo principal del presente estudio, es aportar ecuaciones con las cuales conocer la capacidad de carga admisible tomando en cuenta que no siempre es posible realizar un análisis detallado con pruebas que impliquen un alto costo en el anteproyecto, y así determinar una correlación entre dos de los parámetros más utilizados en el análisis de la capacidad de carga en rocas. Dicho análisis se realizó con datos brindados por la empresa ICD y abordan únicamente rocas de travertino encontradas en la ciudad de Puebla.

Los resultados obtenidos en esta investigación pueden brindar una aproximación práctica del valor de capacidad de carga admisible en roca de travertino en la ciudad de Puebla, pero también se puede tomar como un punto de partida para analizar diferentes tipos de roca en distintas ubicaciones de la República Mexicana. Se debe recordar que el tipo de modelo de regresión lineal presentado en este documento, es aplicable y representativo solo para rocas que gocen de características similares a las analizadas en el presente trabajo.

De las correlaciones se puede concluir que en el caso del valor RQD y la resistencia a compresión simple, existe una relación en la cual al aumentar el primer parámetro (presentar valores próximos a 100), el segundo crecerá linealmente. Para el caso de la relación entre la capacidad de carga admisible con los valores de RQD y resistencia a compresión simple, se concluye que el aumento en el valor de q_a , se debe en mayor medida al aumento del valor q y en menor porcentaje al valor del índice de calidad de la roca. Se debe efectuar con precaución y criterio la aplicación de las ecuaciones propuestas, ya que se consideran criterios distintos según la profundidad de la roca.

REFERENCIAS

- A. Galván, M. (2015). *Mecánica de Rocas. Correlaciones entre la Resistencia a Carga Puntual y la Resistencia a Compresión Simple*. Madrid: U. del Valle.
- Bowles, J. E. (1997). *Foundation Analysis And Design Fifth Edition*. McGraw-Hill.
- Canadian Geotechnical Society. (2006). *Canadian Foundation Engineering Manual 4 th Edition*. Canadian Geotechnical Society.
- Comisión Nacional de Agua. (2012). *Manual de mecánica de suelos*. Mexico.
- González de Vallejo, L. I., Ferrer, M., Ortuño, L., & Oteo, C. (2002). *Ingeniería Geologica*. Madrid: PEARSON EDUCACIÓN.
- González, L. (s.f.). Exploracion geotécnica. Santiago de Chile, Chile.
- González, L. (s.f.). Exploración geotecnica. Chile.
- Goodman, R. E. (1989). *Introduction to Rock Mechanics*. Canada: John Wiley & Sons.
- Hoek, E., & Brown, E. T. (1985). *Excavaciones subterranes en roca*. México: McGRAW-HILL.
- Juarez Badillo, E. (2014). *Mecanica de Suelos II: Teoria y Aplicaciones*. México: Limusa.
- Juarez Badillo, E. (2015). *Mecanica de Suelo I: Fundamentos de la Mecanica de Suelo*. Mexico: Limusa.
- Luis I. Gonzáles de Vallejo, M. F. (2002). *Ingeniería Geológica*. Madrid: Pearson Educación.
- M., B. D. (2007). *Principles of Foundation Engineering, SI Seventh Edition*. CENGAGE Learning.
- Peck, B. P., Hanson, W. E., & Thornburn, T. H. (s.f.). *Ingeniería de Cimentaciones*. México: LIMUSA.
- Pérez de Ágreda, E. A., & Álvarez de Toledo, M. A. (2009). *Mecánica de Rocas Aplicadas a Túneles. Paymacotas Ingeniería de Túneles*.
- Ramirez Oyanguren, P., & Alejano Monge, L. (2004). *Mecánica de Rocas: Fundamentos e Ingeniería de Taludes*. Madrid: Universidad Politecnica de Madrid.
- SMMS. (2001). *Manual de Cimentaciones Profundas*. México.
- Stagg, & Zienkiewicz. (1970). *Mecánica de Rocas en Ingeniería Practica*. BLUME.
- US Army Corps of Engineers. (1994). *Rock Foundations*. Washington: CED engineering.