

**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO**

**FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
ACATLÁN**

**DESCRIPCIÓN DE LA METODOLOGÍA UTILIZADA PARA LA
DETERMINACIÓN DEL MÓDULO DE DEFORMABILIDAD DE
MACIZOS ROCOSOS EN MÉXICO**

TESIS

**QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
I N G E N I E R O C I V I L**

**P R E S E N T A N
ALEJANDRO RAMÍREZ MIRANDA
CHRISTIAN MORENO LUNA**

ASESOR: DR. JOSÉ MARÍA CHÁVEZ AGUIRRE

OCTUBRE 2006



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

Agradecimientos

...Cerca está de agradecido quien se conoce deudor.
(Calderón, *El gran teatro del mundo*)

Nuestro más amplio agradecimiento para el Ingeniero Valentín Castellanos Pedroza, Jefe de la Oficina de Mecánica de Rocas de la CFE, GEIC, de quien surgió la idea de realizar esta tesis en forma conjunta y cuyo generoso apoyo e interés hicieron posible la realización y conclusión de la misma, después de haber realizado nuestro servicio social en el Laboratorio de Mecánica de Rocas.

Agradecemos al Doctor José María Chávez Aguirre, director de esta tesis, por sus valiosas revisiones y recomendaciones ante nuestras dudas, y por su paciencia para ayudarnos a resolver los problemas que surgieron hasta el término de ésta.

Asimismo deseamos agradecer al Ingeniero J. Antonio Bahena, quien nos proporcionó la ayuda necesaria para obtener información en el Laboratorio de Rocas y la biblioteca de la GEIC. También al Sr. Guillermo Anaya y al Ingeniero José I. Ibarra por su amistad, consejos y sugerencias brindadas en la realización de esta tesis.

Queremos dar las gracias a las personas que revisaron con paciencia este trabajo y aportaron sus comentarios y sugerencias, a los sinodales: Ing. Celso Barrera, Ing. Alejandro Ortega, Mtro. Iván Lugo y Mtro. Ricardo Enrique Ortiz.

Finalmente, quisiéramos expresar nuestro agradecimiento a todos aquellos que de alguna manera contribuyeron en la realización y término de este trabajo, a las instituciones que nos aportaron información y a nuestra Alma Mater, la Universidad Nacional Autónoma de México; a todos ellos nuestro mayor reconocimiento.

Los Autores

En primer lugar quiero agradecer a Dios por permitirme llegar hasta donde he llegado.

Desde luego, llego al final de este proyecto gracias al apoyo y paciencia de mis Padres y hermanos, que han estado conmigo en todo momento alentándome. Agradezco a todos mis familiares que de alguna manera me dieron su apoyo para continuar en momentos difíciles.

Sin lugar a duda este trabajo no pudo haberse realizado sin la formación académica que recibí en la Facultad de Estudios Superiores Acatlán (U.N.A.M.). Gracias a todos los profesores que contribuyeron realmente en mi formación, por todos sus consejos, sus inolvidables clases, su paciencia y su amistad.

Quiero agradecer a todos mis amigos de la Licenciatura de Ingeniería Civil por los buenos momentos que me hicieron pasar, en especial a mi compañero de tesis Christian Moreno, ya que sin sus ideas y puntos de vista no habría sido posible la realización de esta tesis; y a su Familia, quienes siempre me trataron de gran forma.

Finalmente quiero agradecer a todas aquellas personas que de alguna manera hicieron posible la terminación de este trabajo, gracias a todos.

Alejandro Ramírez

Deseo agradecer profundamente que la vida me ha puesto en un hogar maravilloso al nacer. Sin el apoyo en todo sentido de mis padres y tíos, el placer cotidiano de vivir sería simple monotonía. Es difícil imaginar cómo sería el andar cotidiano sin recordar su comprensión, su apoyo inmenso y su amor. Gracias a mis padres, hermana, familiares y amigos por compartir y dedicar gran parte de sus vidas conmigo y por darme aliento para la ardua tarea de caminar hacia la perspectiva de un nuevo día.

No cabe duda que este trabajo no pudo llegar a su fin sin la formación que recibí durante este tiempo en la Facultad de Estudios Superiores Acatlán. Gracias a todos los maestros que contribuyeron en mi andar académico, por sus formidables clases, su paciencia y su amistad.

Quiero agradecer a todos mis amigos de la Licenciatura de Ingeniería Civil por su amistad y compañerismo en tantos buenos momentos que compartí con ellos y en especial a mi amigo y compañero de tesis Alejandro Ramírez, que con sus ideas y entusiasmo fue posible la realización de esta tesis.

Christian Moreno

ÍNDICE

	Pág.
INTRODUCCIÓN	viii
1. ASPECTOS GEOLÓGICOS QUE INFLUYEN EN LA DEFORMACIÓN DE LOS MACIZOS ROCOSOS	1
1.1 GENERALIDADES.....	1
1.2 GRADO DE FISURACIÓN	2
1.3 ALTERACIÓN Y ALTERABILIDAD.....	3
1.4 CONTENIDO DE AGUA.....	3
1.5 DISCONTINUIDADES.....	4
1.5.1 TIPOS DE DISCONTINUIDADES.....	4
1.5.2 CARACTERÍSTICAS DE LAS DISCONTINUIDADES.....	6
1.6 ANISOTROPÍA.....	10
2. MÉTODOS PARA DETERMINAR LA DEFORMABILIDAD DE LA ROCA EN LABORATORIO	11
2.1 MÉTODO DE COMPRESIÓN SIMPLE CON MÓDULO ELÁSTICO.....	11
2.1.1 RESUMEN DEL MÉTODO.....	11
2.1.2 APARATOS.....	12
2.1.3 ESPECÍMENES DE PRUEBA.....	14
2.1.4 PROCEDIMIENTO.....	15
2.1.5 CÁLCULO.....	15
2.2 MÉTODOS SUGERIDOS PARA DETERMINAR LA VELOCIDAD SÓNICA.....	18
2.2.1 RESUMEN DEL MÉTODO.....	18
2.2.2 APARATOS.....	18
2.2.2.1 PRIMER MÉTODO.....	19
2.2.2.2 SEGUNDO MÉTODO.....	21
2.2.2.3 TERCER MÉTODO.....	21
2.2.3 PROCEDIMIENTO.....	22
2.2.3.1 PRIMER MÉTODO.....	22
2.2.3.2 SEGUNDO MÉTODO.....	25
2.2.3.3 TERCER MÉTODO.....	26
2.2.4 CÁLCULO.....	26
2.2.4.1 PRIMER Y SEGUNDO MÉTODOS.....	26
2.2.4.2 TERCER MÉTODO.....	27
2.2.5 REPORTE DE RESULTADOS.....	27
2.2.6 CÁLCULO DEL MÓDULO DE DEFORMABILIDAD.....	28
2.3 MÉTODO ESTÁNDAR PARA LA DETERMINACIÓN EN LABORATORIO DE VELOCIDADES DE IMPULSOS Y CONSTANTES ELÁSTICAS ULTRASÓNICAS DE ROCAS.....	28
2.3.1 RESUMEN DEL MÉTODO.....	29
2.3.2 APARATOS.....	29
2.3.3 ESPECÍMENES DE PRUEBA.....	32
2.3.4 PROCEDIMIENTO.....	34
2.3.5 CÁLCULO DE CONSTANTES ULTRASÓNICAS.....	35

3. MÉTODOS PARA DETERMINAR LA DEFORMABILIDAD DEL MACIZO ROCOSO <i>IN SITU</i>	37
3.1 MÉTODOS DIRECTOS.....	38
3.1.1 PRUEBA DE PLACA.....	38
3.1.1.1 PRUEBA DE PLACA FLEXIBLE.....	40
3.1.1.2 PRUEBA DE PLACA RÍGIDA.....	42
3.1.2 PRUEBA DE GATO PLANO.....	46
3.1.3 PRUEBA CON DILATÓMETRO.....	49
3.2 MÉTODOS INDIRECTOS.....	52
3.2.1 MÉTODOS GEOFÍSICOS.....	52
3.2.1.1 DEFINICIONES PARA LOS MÉTODOS GEOFÍSICOS.....	53
3.2.1.2 TENDIDO DE REFRACCIÓN SÍSMICA.....	54
3.2.1.3 TENDIDO SÍSMICO CORTO “PETITE SISMO”.....	57
3.2.1.3.1 CARACTERÍSTICAS DEL MÉTODO Y EQUIPO DE CAMPO.....	57
3.2.1.3.2 PROCEDIMIENTO.....	58
3.2.1.4 CROSS HOLE.....	59
4. MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS PARA DETERMINAR LA DEFORMABILIDAD DE LOS MACIZOS ROCOSOS	62
4.1 ÍNDICE DE CALIDAD DE TÚNELES (NGI).....	62
4.2 CLASIFICACIÓN CSIR DE LOS MACIZOS ROCOSOS.....	64
4.3 CORRELACIÓN ENTRE LOS SISTEMAS CSIR Y NGI.....	65
4.4 ÍNDICE DEL MACIZO ROCOSO (RMi).....	68
4.4.1 ECUACIÓN PARA EVALUAR EL MÓDULO DE DEFORMABILIDAD.....	71
4.5 CRITERIO DE RAMAMURTHY.....	71
4.5.1 ECUACIÓN PARA EVALUAR EL MÓDULO DE DEFORMABILIDAD.....	72
4.6 ÍNDICE DE RESISTENCIA GEOLÓGICA (GSI).....	72
4.6.1 ECUACIÓN PARA EVALUAR EL MÓDULO DE DEFORMABILIDAD.....	73
5. APLICACIONES: DEFORMABILIDAD DE MACIZOS ROCOSOS DE PROYECTOS HIDROELÉCTRICOS	76
5.1 C. H. AGUAMILPA.....	76
5.1.1 GEOLOGÍA GENERAL.....	76
5.1.1.1 ESTRATIGRAFÍA DE LA UNIDAD AGUAMILPA (Tua).....	76
5.1.1.2 DIQUES DIABÁSICOS (T-Qdd).....	77
5.1.1.3 SISTEMA DE FALLAS COLORINES.....	77
5.1.2 GEOLOGÍA ESTRUCTURAL DEL SOCAVÓN 8-C.....	77
5.1.3 ENSAYES DE DEFORMABILIDAD EN CAMPO.....	78
5.1.3.1 ANTECEDENTES.....	78
5.1.3.2 PRUEBAS DE PLACA FLEXIBLE.....	79
5.1.4 MÓDULO ELÁSTICO OBTENIDO EN LABORATORIO.....	81
5.1.5 CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA RMR.....	81
5.2 C. H. ZIMAPÁN.....	85
5.2.1 ANTECEDENTES.....	85
5.2.2 GEOLOGÍA GENERAL DE LA BOQUILLA.....	86
5.2.2.1 FORMACIÓN EL DOCTOR (Kd).....	86

5.2.2.2 FORMACIÓN SOYATAL-MÉNDEZ (Ks).....	86
5.2.3 GEOLOGÍA ESTRUCTURAL.....	86
5.2.3.1 FALLA EL DOCTOR-DAXHI.....	86
5.2.3.2 FALLA TULA Y CAJÓN.....	87
5.2.3.3 CARSTICIDAD.....	87
5.2.4 PRUEBAS DE CAMPO EN LA BOQUILLA.....	88
5.2.4.1 PRUEBAS DE PLACA FLEXIBLE.....	89
5.2.5 MÓDULO ELÁSTICO OBTENIDO EN LABORATORIO.....	89
5.2.6 DETERMINACIÓN DE MÓDULOS DE DEFORMABILIDAD DINÁMICOS.....	90
5.2.7 CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA RMR.....	91
5.3 P. H. EL CAJÓN.....	93
5.3.1 GEOLOGÍA DEL SITIO.....	94
5.3.1.1 GEOLOGÍA ESTRUCTURAL.....	94
5.3.2 ENSAYES DE DEFORMABILIDAD DEL MACIZO ROCOSO EN CAMPO.....	95
5.3.3 ENSAYES DE LABORATORIO EN NÚCLEOS DE ROCA.....	96
5.3.4 DETERMINACIÓN DE MÓDULOS DE DEFORMABILIDAD DINÁMICOS.....	98
5.3.5 CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA RMR.....	99
5.4 CORRELACIONES EMPÍRICAS.....	101
5.5 DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	107
CONCLUSIONES.....	110
GLOSARIO.....	112
BIBLIOGRAFÍA.....	114

INTRODUCCIÓN

Desde el punto de vista de la ingeniería civil, la gran magnitud de las obras y la gran responsabilidad que las mismas conllevan, por ejemplo, la construcción de presas, obras subterráneas, túneles y minas, hacen necesario recabar una gran cantidad de información. Dentro de esta información, la mecánica de rocas resulta fundamental ya que como disciplina nos permite analizar los fenómenos de deformabilidad de las rocas y masas rocosas, del plegamiento y fallas de la corteza terrestre y del origen y propagación de los terremotos.

La mecánica de rocas estudia el comportamiento de los macizos rocosos y los parámetros que lo rigen son:

1. Resistencia.
2. Deformabilidad.
3. Permeabilidad.
4. Resistencia al esfuerzo cortante de sus discontinuidades.

Al interactuar la roca con las obras ingenieriles, estas últimas aplican cargas a la masa rocosa provocándole deformaciones. La deformabilidad del macizo rocoso se expresa mediante el módulo elástico, que es la relación del esfuerzo aplicado y su correspondiente deformación unitaria.

En este trabajo se abordará el tema relacionado a la metodología necesaria para determinar el módulo elástico de la roca en laboratorio, *in situ* y por correlaciones empíricas de tres proyectos hidroeléctricos que construyó la Comisión Federal de Electricidad, estos proyectos son: C. H. Aguamilpa, C. H. Zimapán y P. H. El Cajón. La anterior recopilación tiene como fin realizar una comparación con las correlaciones existentes en la literatura universal.

Para entender las metodologías empleadas, primero se describirá brevemente la geología estructural y las discontinuidades de los macizos rocosos, puesto que los planos de debilidad preexistentes controlan los procesos de deformación superficialmente en las masas de roca, donde se realizan la gran mayoría de las obras civiles.

Los ensayos de laboratorio permiten cuantificar las propiedades físicas y mecánicas de la masa rocosa que definen su comportamiento mecánico. Los métodos experimentales para determinar la deformabilidad de las rocas son independientes del criterio de falla adoptado en cada caso; su finalidad es establecer las relaciones entre los esfuerzos y las deformaciones durante el proceso de carga y falla. Estos métodos son las pruebas de compresión simple y de velocidad sónica, en el primero se obtienen curvas de esfuerzo-deformación, mientras que en el segundo se obtienen velocidades de corte y de compresión y al analizar ambos métodos se llegan a caracterizar las propiedades deformacionales de la roca.

El método más eficaz para estimar el efecto de las discontinuidades del macizo rocoso es el realizar un ensayo de carga a escala real suficiente para ser representativo del módulo de deformación. Las pruebas de campo, al involucrar mayor volumen de roca y en consecuencia mayor número de discontinuidades, dan como resultado valores más reales de la deformabilidad del macizo rocoso que los obtenidos mediante pruebas de laboratorio.

Las pruebas de deformabilidad en campo pueden ser estáticas o dinámicas, según el tiempo de aplicación de la carga y/o descarga y pueden efectuarse en la superficie o a profundidad. La problemática principal de estas pruebas es el costo de los ensayos, el tiempo necesario para realizarlos y el equipo empleado. Para ello es posible utilizar algunas correlaciones en las que a partir de otros parámetros del macizo rocoso se puede obtener el módulo estático.

Varios autores han propuesto correlaciones empíricas para la evaluación del módulo de deformación en masas de roca a partir de la geología estructural, velocidades sísmicas, etc., aunque hasta la actualidad estas relaciones no están suficientemente corroboradas. Los valores así obtenidos representan un valor orientativo del módulo de elasticidad y en su aplicación debe ser considerado el carácter anisótropo de la deformabilidad de los macizos rocosos.

Finalmente se presentan algunas correlaciones con los datos obtenidos de los proyectos mencionados, que sirven para obtener el módulo de deformabilidad estático y que confirman la utilidad de este tipo de estudios, tanto en laboratorio como en campo.

1. ASPECTOS GEOLÓGICOS QUE INFLUYEN EN LA DEFORMACIÓN DE LOS MACIZOS ROCOSOS

1.1 GENERALIDADES

“La Mecánica de Rocas es la ciencia teórica y aplicada que trata del comportamiento mecánico de las rocas; es la rama de la Mecánica que estudia la reacción de las rocas a los campos de fuerza de su entorno físico.”⁰¹

La deformabilidad es uno de los parámetros más importantes que rigen el comportamiento de los macizos rocosos. Ésta se expresa como un módulo que correlaciona el esfuerzo aplicado al terreno y la deformación resultante.

“Un macizo rocoso, en general, está formado por rocas de distinto origen geológico, con diferentes condiciones de fragmentación, grado de alteración variable y, a menudo, se encuentra discontinuado por fallas tectónicas o cavernas.”²

Los macizos rocosos que por lo regular están fracturados, no se comportan en forma elástica ante la acción de un esfuerzo. Por lo general se producen deformaciones no recuperables o permanentes, debido a esto el término elástico no es aplicable para describir su comportamiento y se ha optado por el módulo de deformación.³ Por otra parte, los constantes movimientos de la corteza terrestre introducen esfuerzos naturales y variables en magnitud, dirección y sentido, que influyen en forma considerable en las propiedades mecánicas de las rocas.⁴

Un aspecto importante para la selección de un sitio con superficie rocosa en donde se construirá una obra civil es el realizar una correcta exploración a detalle de dicho lugar y para esto se mencionan a continuación algunos aspectos relevantes para este propósito:⁵

1. Que tipo de rocas existen, incluyendo la secuencia de estratos, la naturaleza y presencia de intrusiones ígneas.
2. La distribución de las rocas en la superficie y subsuperficie; es decir, su estructura.
3. La frecuencia y orientación de las juntas en los diversos cuerpos de roca y localización de cualquier falla.
4. La presencia y grado de alteración en las rocas y particularmente la existencia de rocas solubles como las calizas.

⁰ Definición del Comité de Mecánica de Rocas de la Academia Nacional de Ciencias en <<Rock- Mechanics Research>>, Natl. Acad. Sci.-Natl. Res. Council, Washington, D. C., 1966

¹ Zienkiewicz, *Mecánica de Rocas en la Ingeniería Práctica*, P. 15

² Gaziev, *Mecánica de Rocas en la Ingeniería Civil*, P. 3

³ IMTA, *Geotecnia en Ingeniería de Presas*, P. 254

⁴ Gaziev, *ibidem*

⁵ McLean, *Geology for Engineers*, P. 177

5. La existencia de agua subterránea, conociendo la posición del nivel de agua y si ésta contiene agentes nocivos como los sulfatos que llegan a afectar los cementantes de algunas rocas.
6. Presencia de minas en el sitio.
7. Las propiedades de las rocas, especialmente en donde se realizarán excavaciones o cimentaciones.

Después de realizar la selección del sitio se debe hacer una exploración geológica más a detalle que consiste en una exploración sistemática del lugar que incluye en primera instancia una investigación preliminar empleando información existente o algunos otros datos del sitio, después se hace un estudio geológico detallado del sitio (se puede realizar con un estudio fotogeológico), se harán estudios geofísicos para conocer la geología de subsuperficie, enseguida se realizarán perforaciones y excavaciones para la confirmación de los resultados anteriores en caso de que existan dudas y para tener conocimiento en detalle de los puntos críticos del sitio y por último hacer pruebas *in situ* y en laboratorio de la roca para la determinación de sus características mecánicas.⁶

1.2 GRADO DE FISURACIÓN

Todo macizo rocoso se encuentra dividido en bloques irregulares, resultantes de fisuras originadas por esfuerzos tectónicos o por planos de estratificación, como ocurre en rocas sedimentarias y metamórficas, o por enfriamiento de masas ígneas. La separación entre fisuras permite estimar el tamaño de los bloques.

El fisuramiento es una de las características de la fragmentación natural que debe conocerse en detalle para estimar el funcionamiento de un macizo rocoso en cualquier obra de ingeniería. Al analizar un macizo rocoso se observan familias de grietas o fisuras que, debido a su separación, posición, relleno, etc., impiden considerar al macizo rocoso como un cuerpo homogéneo o isótropo con fisuración uniformemente distribuida. La localización de estas fisuras permite determinar la estabilidad de la roca *in situ* y hacer una estimación de su resistencia y deformabilidad.⁷

Un parámetro que se relaciona con el grado de fisuración en un macizo rocoso es el índice de calidad de la roca o conocido por sus siglas en inglés como RQD, para estimar este parámetro sólo se consideran los fragmentos o trozos de material que no presenten un grado de alteración importante. La medición del RQD se hará para cada sondeo o en cada cambio litológico, recomendándose que la perforación no exceda la longitud de 1.5 m, el diámetro mínimo de las muestras es de 48 mm. Considerando lo anterior se tiene la siguiente expresión para medir el índice RQD.⁸

$$RQD = \frac{\sum \text{longitud de los trozos de testigo} > 10}{\text{longitud total}} \times 100$$

⁶ McLean, *op. cit.*, P. 181

⁷ Gaziev, *op. cit.*, P. 5

⁸ González, *Ingeniería Geológica*, P. 326

En la tabla 1.1 se relaciona el RQD con la calidad de la roca⁹ para tener una referencia del macizo rocoso.

Tabla 1.1. Índice RQD^α

Índice de calidad (RQD) %	Calidad
0 – 25	Muy mala
25 – 50	Mala
50 – 75	Regular
75 – 90	Buena
90 – 100	Excelente

1.3 ALTERACIÓN Y ALTERABILIDAD

Las rocas, al ser sometidas a la acción del ambiente, sufren modificaciones en su estructura y composición mineralógica o, en otras palabras, se alteran. Con relación a este fenómeno, se estudian dos características de la roca: su alteración y su alterabilidad.

“El grado de alteración de una roca es un parámetro con el que se trata de definir el estado presente de la roca; la alterabilidad es la capacidad de una roca para alterarse en el futuro, bajo las condiciones ambientales reinantes en el sitio.”¹⁰

$$i = \frac{P_2 - P_1}{P_2} \times 100$$

Donde:

i es el grado de alteración en porcentaje

P₂ es el peso de la muestra al finalizar la prueba de absorción

P₁ es el peso de la muestra secada en horno a 105° C^β

1.4 CONTENIDO DE AGUA

“El contenido de agua se define como la relación entre el peso del agua en una roca y su peso seco, expresado en porcentaje.”^δ

El contenido de agua está asociado con la porosidad de la roca y ambos producen una reducción en la resistencia mecánica de la misma. Probablemente debido a los efectos físico-químicos que produce el agua en determinados minerales; algunas rocas,

⁹ Zienkiewicz, *op. cit.*, P. 30

^α D. U. Deere, A. J. Hendron Jr., F. D. Patton and E. J. Cording, in <<Design of surface and near-surface construction in rock>>, Symp. Rock Mech., 8th, Minnesota, 1966 (AIME, 1967)

¹⁰ Marsal y Reséndiz, *Presas de Tierra y Enrocamiento*, P. 272

^β Formula propuesta por Hamrol (1962). Estos parámetros son medidos en laboratorio sobre probetas de roca

^δ El contenido de agua solo se emplea en muestras de roca ensayadas en laboratorio, ya que para macizos rocosos se emplea el criterio de permeabilidad, existiendo distintos tipos de métodos para medir dicho parámetro

cuando se someten a ciclos de saturación y secado, se ven afectadas en sus propiedades debido a la expansión y contracción que sufren.

“Se define la porosidad de una roca como la relación entre el volumen de vacíos y el volumen de la muestra.” Los vacíos, poros y fracturas en la roca intacta, tienen también un efecto considerable en la conducción de calor, gas y agua y en el comportamiento mecánico relacionado con su contenido de agua.

La presencia de estos efectos disminuye significativamente las propiedades mecánicas, ya que un porcentaje pequeño de porosidad en la roca tiene una gran influencia en la deformación.¹¹

El contenido de agua en una muestra de roca resulta importante, ya que al aumentar éste, disminuye la resistencia a la compresión simple. Esta reducción de resistencia puede ser notoria, ya sea por la disminución de los esfuerzos efectivos o por efectos de cambios estructurales, principalmente en materiales ligeramente cementados y que no se han sometido previamente a saturación.

La cohesión de la roca disminuye por la presencia de agua en las fisuras ó en los poros de la roca, y en consecuencia, al saturarse la muestra, su deformabilidad aumenta y su resistencia a la compresión simple disminuye.¹²

1.5 DISCONTINUIDADES

“Una discontinuidad es cualquier plano de origen mecánico o sedimentario que independiza o separa los bloques de matriz rocosa en un macizo rocoso.”¹³

Las discontinuidades son fracturas y planos de debilidad en el macizo rocoso e incluyen juntas, fisuras, fallas y estratos. Las juntas frecuentemente aparecen como un grupo paralelo de planos de juntas y puede existir más de un plano en el macizo rocoso. Por otro lado una sola falla puede ser encontrada en el macizo rocoso, sin embargo rara vez se puede tener más de una discontinuidad de este tipo.¹⁴

1.5.1 TIPOS DE DISCONTINUIDADES

Las discontinuidades pueden tener una amplia variedad de orígenes y formas, pero tienden a agruparse en dos tipos básicos: las que se presentan en familias o sistemas, como son las fracturas de origen tectónico, las juntas de enfriamiento en rocas ígneas extrusivas, la foliación de las rocas metamórficas, la estratificación y otros que son susceptibles de analizarse estadísticamente; y las que se presentan en forma individual, como son las fallas que, por su extensión, afectan a un sitio de forma importante y que deben estudiarse en forma particular.¹⁵

¹¹ IMTA, *op. cit.*, P. 239

¹² Marsal y Reséndiz, *op. cit.*, P. 271

¹³ González, *op. cit.*, P. 123

¹⁴ McLean, *op. cit.*, P. 300

¹⁵ IMTA, *op. cit.*, P. 192

a) Juntas

Son los planos de discontinuidad más comunes en los macizos rocosos y con superficie de fracturación en donde no existe desplazamiento o ha sido muy pequeño, afectando a cualquier tipo de roca. Dependiendo de la génesis de la roca se observan varios tipos de juntas:¹⁶

- De origen tectónico asociadas a plegamientos y fallas.
- En rocas ígneas formadas por contracción durante o después del emplazamiento del cuerpo ígneo.
- Juntas de relajación debidas a una reducción de la carga litostática.

Un grupo de juntas paralelas es llamado familia y una familia de juntas que se intersecan forma un sistema de juntas, estas pueden estar abiertas o rellenas de algún otro material y frecuentemente se forman paralelas a los planos de estratificación, foliación y división, por eso son llamadas frecuentemente juntas de estratificación, de foliación y de división.¹⁷

La clasificación de las juntas que se presenta en la tabla 1.2¹⁸ se realiza para unificar criterios entre los especialistas que intervienen en un problema de Mecánica de Rocas.

Tabla 1.2. Clasificación de juntas

Término descriptivo	Separación entre juntas
Bastante próximas	Menos de 5 cm
Muy próximas	5 cm – 30 cm
Próximas	30 cm – 1 m
Separadas	1 m – 3 m
Muy separadas	Mayor de 3 m

b) Planos de Estratificación

Son discontinuidades sistemáticas con una continuidad en el macizo rocoso y su espesor oscila entre pocos centímetros a varios metros. Este tipo de discontinuidades sólo se presenta en rocas sedimentarias.

c) Superficies de Laminación

Son discontinuidades sistemáticas, presentándose en rocas sedimentarias y corresponden a planos que limitan las láminas de las secuencias sedimentarias; tienen

¹⁶ González, *op. cit.*, P. 178

¹⁷ ISRM, *Rock Characterization Testing and Monitoring*, P. 5

¹⁸ Zienkiewicz, *op. cit.*, P. 27

mayor relevancia en rocas de grano fino y su espaciado es bastante reducido, de orden milimétrico o centimétrico.

d) Planos de Esquistosidad

Se observan en rocas que han sufrido una deformación importante, disponiéndose perpendicular a la dirección compresiva del máximo acortamiento de los pliegues en el macizo rocoso. Son discontinuidades sistemáticas que se desarrollan mejor en cuanto el grano de la roca sea más pequeño.

e) Superficies de Contacto Litológico

Son las separaciones entre diferentes litologías de un macizo rocoso. En las rocas sedimentarias no influye de manera importante en el comportamiento del macizo rocoso; pero en las rocas ígneas cobra relevancia por la presencia de diques.¹⁹

f) Fallas

Son discontinuidades singulares que se presentan como planos de rotura o fracturación con un desplazamiento entre bloques de roca, su extensión puede variar de algunos metros a centenares de kilómetros y generalmente se asocian con planos de debilidad llamados también zonas de falla,²⁰ en las cuales ha sido reconocible un desplazamiento en el que las paredes presentan estrías y a menudo están pulidas como resultado del desplazamiento de corte y frecuentemente la roca en ambos lados de la falla está despedazada y alterada o intemperizada, resultando en rellenos tales como las brechas.²¹

Los siguientes aspectos pueden ser registrados para cada discontinuidad, ya sea un grupo de juntas o un solo plano de falla.²²

- Existe persistencia o no.
- El espaciamiento de la discontinuidad en una dimensión.
- Naturaleza de las discontinuidades, particularmente si es abierta o cerrada y el tipo de superficie.
- Postura de la discontinuidad (horizontal, vertical o inclinada).

1.5.2 CARACTERÍSTICAS DE LAS DISCONTINUIDADES

Se deben representar cuidadosamente las discontinuidades existentes en el macizo rocoso, indicando su emplazamiento, orientación y separación, incluyendo las características físicas. Se emplearán términos de abierto y cerrado para describir el grado de apertura; plano, curvo o irregular refiriéndose a la homogeneidad del perfil; y pulida,

¹⁹ González, *op. cit.*, P. 178, 179

²⁰ *Ibidem*, P. 179, 180

²¹ ISRM, *op. cit.*, P. 5

²² McLean, *op. cit.*, P. 300

lisa o rugosa para indicar la textura, y si es posible obtener valores numéricos. Para que la descripción sea representativa se deben realizar pozos a cielo abierto, galerías y sondeos.²³

La condición general para cualquier discontinuidad mecánica en un macizo rocoso es que tiene muy baja o nula resistencia a la tensión. Esta es la condición colectiva para la mayoría de los tipos de juntas, planos de debilidad, planos de esquistosidad, zonas de fragilidad y fallas. Los diez parámetros más importantes para describir las discontinuidades y los macizos rocosos son los siguientes:²⁴

- Orientación.
- Espaciamiento.
- Persistencia.
- Rugosidad.
- Resistencia en las paredes.
- Apertura.
- Relleno.
- Filtración.
- Número de familias.
- Tamaño del bloque.

De los parámetros antes mencionados solo algunos influyen en la deformabilidad del macizo rocoso y son los siguientes.

a) Orientación

La orientación se refiere a la posición que tienen las discontinuidades en el espacio, dada por la inclinación de la línea de mayor declive medida desde la horizontal y por la dirección de la inclinación medida en el sentido de las manecillas del reloj.

La orientación de discontinuidades relativas a una estructura ingenieril regula en gran medida la posibilidad de condiciones inestables o la ocurrencia de deformaciones excesivas. La importancia de la orientación crece cuando otras condiciones de deformación están presentes, tal como baja resistencia al corte y un gran número de discontinuidades o familias de juntas que propicien un deslizamiento. La mutua orientación de las discontinuidades determinará la forma de los bloques individuales o estratos que conforman el macizo rocoso.²⁵

²³ Zienkiewicz, *op. cit.*, P. 26

²⁴ ISRM, *op.cit.*, P. 5

²⁵ *Ibidem*, P. 5, 6

b) Tamaño del bloque

El tamaño del bloque es un indicador extremadamente importante del comportamiento del macizo rocoso. Sus dimensiones son resultado del espaciamiento, de la discontinuidad, del número de familias y de la persistencia de las discontinuidades, las cuales dan forma a los potenciales bloques. El número de familias y la orientación determina la forma de los bloques resultantes, los cuales pueden tomar la forma aproximada de cubos, romboedros, tetraedros, láminas, etc.

Las propiedades combinadas del tamaño del bloque y la resistencia al corte entre bloques determina el comportamiento mecánico del macizo rocoso bajo condiciones de esfuerzo dadas.²⁶

c) Resistencia en las paredes

“Es la resistencia a la compresión de las paredes de roca adyacentes de una discontinuidad. Puede ser menor que la resistencia del bloque de roca debido a la intemperización o alteración de las paredes. Es un componente importante de resistencia al corte si las paredes de roca están en contacto.”²⁷

La resistencia a la compresión de la roca que comprende las paredes de una discontinuidad es un componente muy importante de resistencia al corte y deformabilidad, especialmente si las paredes están en contacto directo roca con roca como en el caso de juntas sin relleno.

Los macizos rocosos están frecuentemente intemperizados cerca de la superficie y algunas veces son alterados por procesos hidrotermales. El intemperismo afecta las paredes de las discontinuidades en mayor grado que al interior de los bloques de roca, esto hace que la resistencia en las paredes sea una fracción de la que sería en roca intacta.

La relativamente delgada “capa” de la pared de roca que afecta la resistencia al corte y la deformabilidad puede ser examinada por medio de simples pruebas índice. La resistencia a la compresión uniaxial aparente puede ser estimada por medio de pruebas de martillo Schmidt y por pruebas de martillo geológico y de rayado.²⁸

d) Relleno

“Material que separa las paredes de roca adyacentes de una discontinuidad y que es usualmente más débil que la roca madre. Los típicos materiales de relleno son arena, arcilla, brecha, milonita, entre otros.”²⁹

Relleno es el término para el material que separa las paredes de la roca adyacente de las discontinuidades y debido a la enorme variedad de casos, el relleno de

²⁶ ISRM, *op.cit.*, P. 6, 44, 45

²⁷ *Ibidem*, P. 5

²⁸ *Ibidem*, P. 5, 30

²⁹ *Ibidem*, P. 6, 36

discontinuidades muestra un amplio rango de comportamiento físico, en particular en lo que respecta a su resistencia al corte, deformabilidad y permeabilidad.

Factores importantes que influyen en el comportamiento físico de un relleno:

- Mineralogía del material de relleno.
- Tamaño de grano o partícula.
- Proporción de sobre consolidación.
- Contenido de agua y permeabilidad.
- Desplazamiento de corte previo.
- Rugosidad de las paredes.
- Ancho.
- Fracturamiento o aplastamiento de la pared de roca.

d) Apertura

La apertura no debe ser confundida con el espesor de relleno de las discontinuidades, las aperturas grandes pueden ser resultado del deslizamiento a lo largo de éstas con gran rugosidad y ondulación.

En la mayoría de los macizos rocosos, por debajo de la superficie del terreno, las aperturas en las discontinuidades son pequeñas, sobre todo si éstas son lisas y planas. En la tabla 1.3 se da una descripción de la apertura de discontinuidades.³⁰

Tabla 1.3. Descripción de aperturas de discontinuidades

Apertura	Descripción	
Menor de 0.1 mm 0.1 – 0.25 mm 0.25 – 0.5 mm	Muy estrecha Estrecha Parcialmente abierta	Cerrada
0.5 – 2.5 mm 2.5 – 10 mm 10 mm	Abierta Moderadamente abierta Amplia	Entreabierta
1 – 10 cm 10 – 100 cm Mayor de 100 cm	Muy amplia Extremadamente amplia Caverna	Abierta

³⁰ IMTA, *op. cit.*, P. 197

1.6 ANISOTROPÍA

La anisotropía en un macizo rocoso implica los planos de debilidad existentes en éste, y del como al tener orientaciones diferentes tales planos, se tienen propiedades diferentes y un comportamiento mecánico asociado a la dirección de estos planos.^{ε31}

La mecánica de rocas es la mecánica de una discontinuidad.

La resistencia de un macizo rocoso se considera una resistencia residual, la cual, junto con su anisotropía, está regida por el enlace de las unidades de bloques que representan la masa de roca. La deformabilidad de un macizo rocoso, su anisotropía, su módulo de elasticidad y relación de Poisson son causa predominante de los desplazamientos internos de las unidades de bloques dentro de la estructura del propio macizo rocoso.³²

Las rocas metamórficas a menudo presentan textura foliada en la cual los minerales laminares, como mica y clorita, están alineados paralelamente unos con otros (por ejemplo, gneis, pizarras y esquistos). Se supone que en estos casos el comportamiento de las rocas es anisotrópico.

La anisotropía en el comportamiento^φ puede deberse a otra causa: una fisuración según direcciones privilegiadas, preexistente o inducida durante la prueba de esfuerzos aplicados.³³

^ε Se refiere a planos de debilidad, debidos a la estratificación, laminación y familias de juntas tectónicas

³¹ González, *op. cit.*, P. 123

³² Jaeger, *Rock Mechanics and Engineering*, P. 29

^φ Se refiere a las muestras de roca ensayadas en laboratorio en compresión simple

³³ Marsal y Reséndiz, *op. cit.*, P. 276, 277

2. MÉTODOS PARA DETERMINAR LA DEFORMABILIDAD DE LA ROCA EN LABORATORIO

Las pruebas de laboratorio son necesarias para conocer las propiedades de las rocas y constituyen uno de los puntos importantes en la mecánica de rocas; el número de pruebas que se requieren se relaciona con el tipo de proyecto, magnitud y los datos que se desean conocer. Estas pruebas representan a escala las propiedades del macizo rocoso y son importantes ya que aportan valores correlacionables con las características fundamentales del macizo.

Su ventaja es que se puede hacer un gran número de pruebas a un bajo costo en comparación con las de campo. Un aspecto importante es la interpretación de los resultados.¹

2.1 MÉTODO DE COMPRESIÓN SIMPLE CON MÓDULO ELÁSTICO

La prueba de laboratorio nos ayuda a conocer la resistencia uniaxial no confinada de la roca y las constantes elásticas que son: el módulo de elasticidad (E) y el coeficiente de Poisson (ν); por tanto nos sirve para clasificar a la roca por su resistencia y conocer su deformabilidad.²

“El módulo de elasticidad o de Young es la relación del esfuerzo y su correspondiente deformación unitaria de un material debajo de su límite de proporcionalidad.”

“El módulo de deformación es la relación del esfuerzo y su correspondiente deformación unitaria durante la aplicación de una carga sobre un macizo rocoso, incluyendo su comportamiento elástico o inelástico.”³

2.1.1 RESUMEN DEL MÉTODO

Este método determina el módulo elástico de especímenes de roca intacta en compresión uniaxial y la obtención de las curvas esfuerzo-deformación axial y esfuerzo-deformación lateral, así como el módulo de Young, E y la relación de Poisson, ν .

Para un material isotrópico, la relación entre el módulo de elasticidad a cortante y el módulo de elasticidad de volumen, así como el módulo de Young y la relación de Poisson están dadas por:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

¹ González, *op. cit.*, P. 175-176

² *Ibidem*, P. 165

³ IMTA, *op. cit.*, P. 254-255

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)}$$

donde:

G = Módulo de elasticidad a cortante

K = Módulo de elasticidad de volumen

E = Módulo de Young

ν = Relación de Poisson

La aplicación ingenieril de estas ecuaciones disminuye si la roca es anisótropa. Cuando sea posible, se deben realizar las pruebas en el plano de la foliación, bandeamiento, etc., y en ángulos rectos para determinar el grado de anisotropía. Es importante señalar que las ecuaciones antes mencionadas se desarrollaron para materiales isótropos, por lo que los resultados calculados pueden ser aproximados si la diferencia en el módulo elástico en cualquier dirección es mayor que 10% para un nivel de esfuerzo dado.

El método de prueba dado para determinar las constantes elásticas no aplica a materiales que sufren desplazamientos inelásticos durante la prueba, como la potasa. Debe determinarse el módulo elástico para tales rocas con ciclos de carga-descarga, que no se cubre en este método de prueba.

El método de prueba consiste en tener una muestra del núcleo de roca cortada a la longitud establecida, y los extremos se mantienen paralelos entre sí y perpendiculares al eje axial de la muestra, el espécimen se pone en un marco de carga y si requiere, éste puede ser calentado a la temperatura deseada, la carga axial se incrementa continuamente y la deformación se mantiene como la función de la carga.

La importancia de este método radica en la obtención de las constantes elásticas que son usadas para calcular el esfuerzo y deformación en las estructuras de la roca.

Normalmente la deformación y el esfuerzo de los núcleos de roca medidos en el laboratorio no reflejan con gran precisión las propiedades de la roca *in situ*, porque tienen una gran influencia factores como: las juntas, fallas, planos de debilidad, etc. Por consiguiente, los valores de laboratorio para los especímenes intactos deben emplearse con el juicio apropiado en las aplicaciones ingenieriles.

2.1.2 APARATOS

El dispositivo de carga (figura 2.1) deberá tener la capacidad suficiente para aplicar la carga conforme a los estándares requeridos y se verificará a intervalos de tiempo convenientes de acuerdo con la prueba. Este dispositivo puede equiparse con transductores de desplazamiento que pueden usarse para adelantar el pistón de carga sobre un rango especificado.

Se usan dos placas de acero para transmitir la carga axial a los extremos del espécimen. Ellas tendrán una dureza no menor de 58 HRC. Una de las placas debe ser esféricamente asentada y la otra sobre una placa rígida. Las caras de soporte no saldrán

de un plano por más de 0.015 mm en caso de que las platinas sean nuevas y se mantendrán dentro de una variación permisible de 0.025 mm. El diámetro del asiento esférico será al menos tan grande como el del espécimen de prueba pero no excederá dos veces el diámetro de éste. El centro del asiento esférico coincidirá con el de la cara de soporte del espécimen. El asiento esférico será propiamente lubricado para asegurar el movimiento libre. La parte movable de la placa será sujeta en el asiento esférico, pero la cara de soporte podrá rotarse e inclinarse en ángulos pequeños en cualquier dirección. El diámetro de la placa será por lo menos como el diámetro del espécimen pero no deberá exceder éste por más de 1.50 mm.

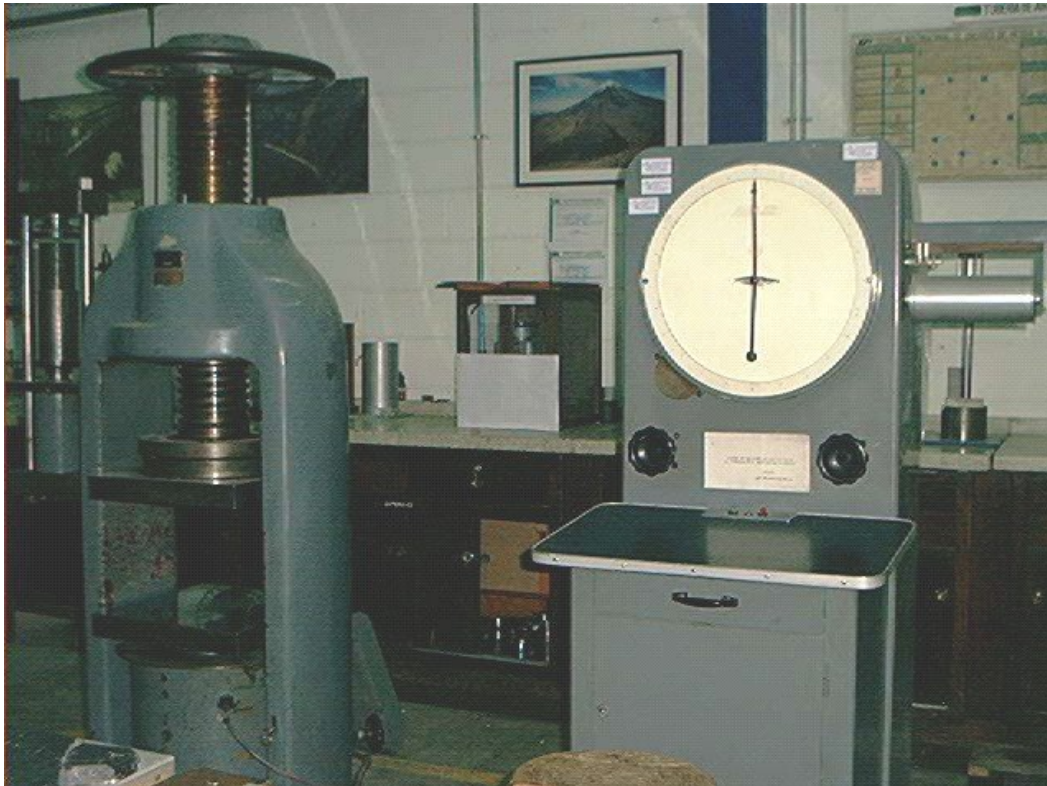


Figura 2.1. Dispositivo de carga para la prueba de compresión uniaxial¹⁰

Las deformaciones o esfuerzos axiales pueden ser determinados de datos obtenidos por dispositivos de esfuerzo de resistencias eléctricas, compresómetros, transformadores diferenciales de variación lineal (LVDTs), u otros medios convenientes. El diseño del dispositivo de medición será tal que el promedio de al menos dos mediciones de esfuerzo axial pueda ser determinado. Las posiciones de medida estarán igualmente espaciadas alrededor de la circunferencia del espécimen muy cerca de su media altura. El medidor de longitud sobre el que los esfuerzos axiales son determinados será al menos de 10 diámetros de grano en magnitud.

Las deformaciones o esfuerzos laterales pueden ser obtenidas por cualquiera de los métodos mencionados arriba. Pueden ser medidas cualquiera de las deformaciones (o

¹⁰ CFE, GEIC, Laboratorio de Mecánica de Rocas

esfuerzos) de circunferencia o diámetro. Un transductor sencillo que se coloque alrededor del espécimen puede ser usado para medir el cambio de circunferencia. Si se miden deformaciones diametrales serán usados al menos dos sensores de deformación diametral (figura 2.2). Estos sensores estarán igualmente espaciados alrededor de la circunferencia del espécimen, muy cerca de la media altura. Será registrada la deformación promedio (o esfuerzo) de los sensores diametrales.



Figura 2.2. Micrómetros colocados sobre probeta en prueba de compresión simple con módulo de elasticidad¹¹

2.1.3 ESPECÍMENES DE PRUEBA

El espécimen será seleccionado de los corazones de roca para representar un promedio del tipo de roca a probar. Esto puede ser llevado a cabo mediante observaciones visuales del mineral constituyente, tamaños de grano y forma, separaciones y defectos tales como poros y fisuras, o mediante otros métodos como el sistema de velocidad ultrasónica.

La condición de humedad del espécimen al momento de la prueba puede tener un efecto significativo sobre la deformación de la roca. La buena práctica generalmente dictamina que las pruebas de laboratorio sean hechas sobre especímenes representativos de las condiciones de campo. De esta manera, se deduce que la condición de humedad de campo del espécimen debe ser preservada hasta el momento de la prueba. Por otro lado, puede haber razones para probar especímenes a otros contenidos de humedad, incluyendo cero. En cualquier caso, el contenido de humedad del ejemplar de prueba debe ser adaptado al problema a la mano y reportado.

¹¹ CFE, GEIC, Laboratorio de Mecánica de Rocas

Si el contenido de humedad va a ser mantenido, y no se cuenta con un cuarto húmedo, sellar el espécimen usando una membrana flexible, o aplicar un preservativo de plástico o silicón cubriendo la muestra.

2.1.4 PROCEDIMIENTO DE PRUEBA

1. Revisar que el asiento esférico pueda rotar libremente antes de cada prueba.
2. Colocar la placa inferior sobre la base o barra impulsora del dispositivo de carga. Limpiar las caras de soporte de las placas superior e inferior y del espécimen de prueba, y colocar éste sobre la placa inferior. Colocar la placa superior sobre el espécimen y alinearla apropiadamente. Una pequeña carga axial, aproximadamente 100 N, puede ser aplicada al ejemplar por medio del dispositivo de carga para sentar adecuadamente las partes de soporte del aparato.
3. Cuando sea apropiado, colocar transductores de deformación para los aparatos y sensores usados.
4. Aplicar la carga axial continuamente y sin sobresaltos mientras la carga se vuelve constante, se reduce, o se logra una cantidad predeterminada de esfuerzo. Aplicar la carga de tal manera que produzca una velocidad de deformación o una velocidad de esfuerzo tan constantes como sea factible durante toda la prueba. No permitir que la velocidad de deformación o de esfuerzo en cualquier momento se desvíe por más del 10% de la seleccionada. La velocidad de deformación o velocidad de esfuerzo seleccionada debe ser tal que produzca la falla de un espécimen de prueba similar en compresión no confinada en un tiempo de prueba entre 2 y 15 min. La velocidad de deformación o la velocidad de esfuerzo para un tipo de roca dada será adjuntada para todas las pruebas. Observar y registrar las lecturas de deformación para un mínimo de 10 niveles de carga que estén igualmente espaciados sobre la extensión de la carga. Está permitido registrar datos continuamente con tal de que el sistema de registro reúna los requerimientos de precisión y exactitud.

2.1.5 CÁLCULOS

La deformación axial, ϵ_a , y la deformación lateral, ϵ_l , pueden ser obtenidas directamente del equipo indicador de esfuerzo, o pueden ser calculadas de las lecturas de deformación, dependiendo del tipo de aparato o instrumentación empleada.

Calcular la deformación axial, ϵ_a , como sigue:

$$\epsilon_a = \frac{\Delta L}{L}$$

Donde:

L = longitud original del medidor axial no deformado, y

ΔL = cambio en medida de longitud axial (negativa para una disminución de longitud)

Calcular la deformación lateral, ϵ_l , como sigue:

$$\epsilon_l = \frac{\Delta D}{D}$$

Donde:

D = diámetro original no deformado, y

ΔD = cambio de diámetro (positivo para incremento de diámetro)

Calcular el esfuerzo a compresión en la probeta de la carga compresiva sobre el espécimen y el área inicial de la sección transversal registrada como sigue:

$$\sigma = \frac{P}{A}$$

Donde:

σ = esfuerzo,

P = carga, y

A = área

Trazar la curva de esfuerzo-deformación para la dirección axial y lateral. La curva completa da la mejor descripción del comportamiento de deformación de rocas que tienen relaciones esfuerzo-deformación no lineales a bajos y altos niveles de esfuerzo.

El módulo de Young axial, E, puede ser calculado usando cualquiera de los distintos métodos empleados en la práctica de la ingeniería. Los métodos más comunes, descritos en la figura 2.3, son los siguientes:

- (a) Módulo tangente a un nivel de esfuerzo que es fijo a algún porcentaje (usualmente 50%) de la resistencia máxima.
- (b) Módulo promedio de una porción de línea de la curva esfuerzo-deformación. La inclinación promedio puede ser calculada por la división del cambio en deformación entre el cambio en esfuerzo ó hacer pequeñas líneas en escuadra ajustadas a los datos esfuerzo-deformación en la porción de línea recta de la curva.
- (c) Módulo secante, usualmente desde el esfuerzo igual a cero hasta algún porcentaje fijo de resistencia máxima.

El valor de la relación de Poisson, ν , se ve afectado por no linealidades a niveles de esfuerzos bajos en las curvas esfuerzo-deformación axial y lateral. Se sugiere que la relación de Poisson sea calculada de la ecuación:

$$\nu = \frac{\textit{inclinación de la curva axial}}{\textit{inclinación de la curva lateral}} = \frac{E}{\textit{inclinación de la curva lateral}}$$

Donde la inclinación de la curva lateral es determinada de la misma manera como se hizo para el módulo de Young, E.

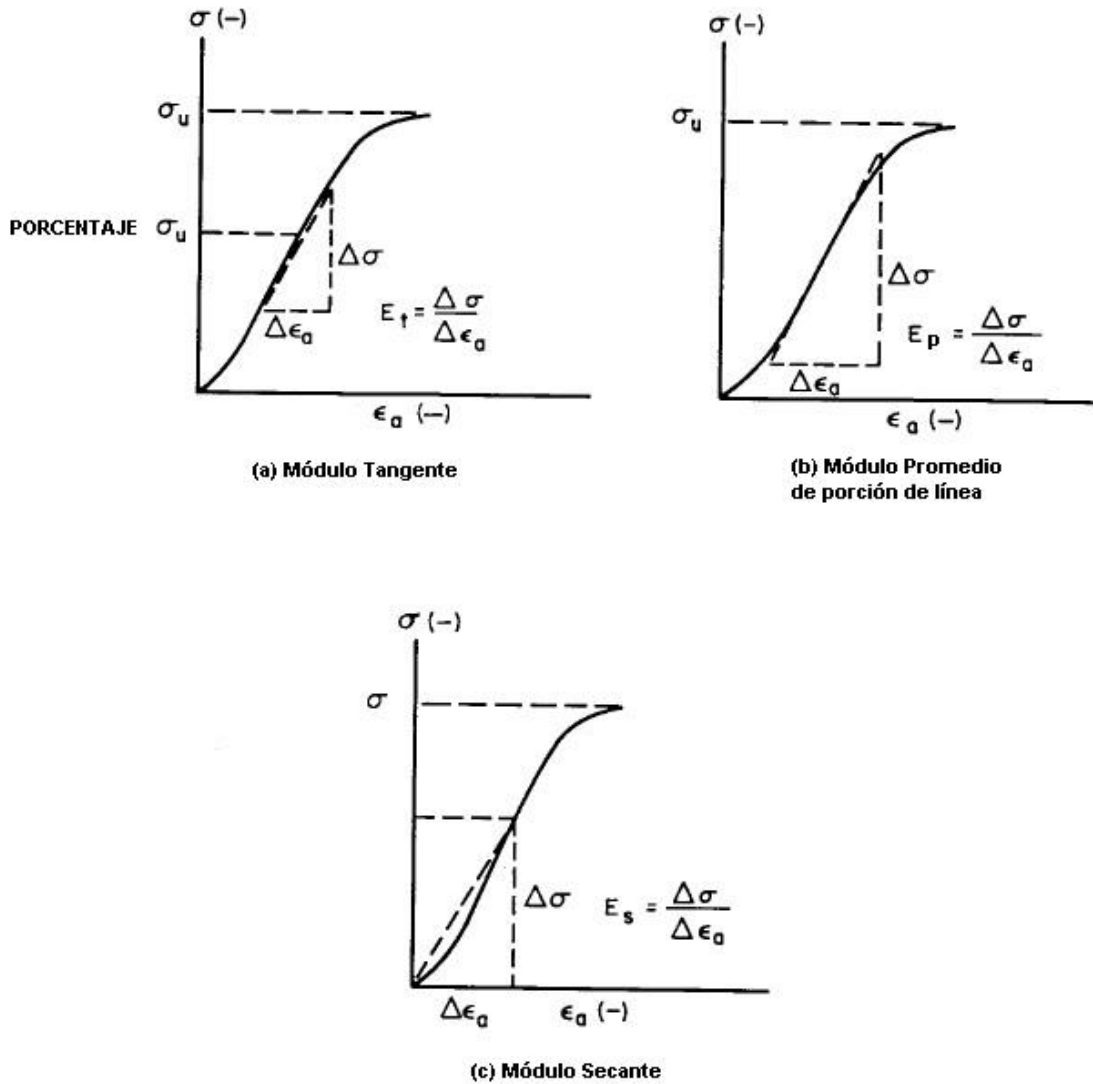


Figura. 2.3. Métodos para calcular el módulo de Young de la curva esfuerzo-deformación axial

El reporte incluirá lo siguiente:

- Origen de la muestra, incluyendo nombre del proyecto y localización (a menudo la localización se especifica en términos del número de perforación y profundidad del espécimen desde el collar de la perforación).
- Descripción litológica de la roca, nombre de la formación y dirección de la carga con respecto a la litología.
- Condición de humedad del espécimen antes de la prueba.
- Diámetro y altura del espécimen, conforme a los requerimientos dimensionales.
- Velocidad de carga o deformación.
- Trazo de las curvas esfuerzo contra deformación.
- Módulo de Young, E, método de determinación, y a qué nivel o niveles de esfuerzo se determinó.
- Relación de Poisson, ν , método de determinación, y a qué nivel o niveles de esfuerzo se determinó.
- Una descripción de apariencia física del espécimen después de la prueba, incluyendo efectos en los extremos visibles tales como grietas, fracturamiento, o corte en las interfaces espécimen-placa.
- Si el equipo o procedimiento actual ha variado de los requerimientos contenidos en este método de prueba, cada variación y las razones de ella serán discutidas.⁴

2.2 MÉTODOS SUGERIDOS PARA DETERMINAR LA VELOCIDAD SÓNICA

2.2.1 RESUMEN DEL MÉTODO

Este método es propuesto para determinar la velocidad de propagación de ondas elásticas en pruebas de laboratorio sobre rocas. Con base en la medición de estas velocidades y conociendo el parámetro de densidad, es posible determinar el módulo de deformabilidad. Se tienen tres variaciones del método: técnica de pulso ultrasónico de alta frecuencia, de pulso ultrasónico de baja frecuencia y el método de resonancia.

2.2.2 APARATOS

Aunque hay tres diferentes métodos, los componentes electrónicos deben, en lo posible, ser seleccionados para que sean aplicables a los tres. El mismo tipo de roca o aun la misma muestra puede ser utilizada para los tres métodos. Los componentes

⁴ *Annual Book of ASTM Standards 2005*, Vol. 14.08, Designation: D 3148-02

electrónicos deben ser compatibles y tener conductores aislados para asegurar una eficiente transferencia de energía. Para prevenir daños al sistema, no debe ser excedido el voltaje permisible de entrada.

2.2.2.1 PRIMER MÉTODO

a) Aparato generador de pulsos:

Tipo de pulso: de onda senoidal, convencional y de escalón;

Duración del pulso: 1-10 s;

Rango de frecuencia: 100 kHz - 2 MHz;

Frecuencia de repetición: 10-10³ repeticiones por segundo;

Voltaje de pulso: será compatible con el transductor utilizado y tan alto como éste lo permita.

El generador de pulsos debe tener un pulso-detonador de salida hacia el osciloscopio (señal de detonación).

b) Transductores:

transmisor: que convierta los pulsos eléctricos a pulsos mecánicos;

receptor: que convierta los pulsos mecánicos a pulsos eléctricos;

frecuencia de respuesta: fija de 100 kHz a 2 MHz, si es posible.

Las condiciones ambientales como la temperatura, la humedad y sus efectos, deben ser consideradas en la selección del elemento transductor.

Se recomienda utilizar cerámicas piezoeléctricas en los tipos de placas, discos, barras, anillos o esferas para generar pulsos en el rango de frecuencia 100 kHz a 2 MHz. Usualmente es necesario utilizar diferentes transductores piezoeléctricos para transmisión y recepción de ondas de compresión y cortante.

c) Banda transmisora adecuada para las frecuencias antes mencionadas.

d) Pre-amplificador de banda ancha y baja interferencia.

e) Generador con marcas de tiempo para controlar la repetición de pulsos y dar señales de tiempo al ORC.

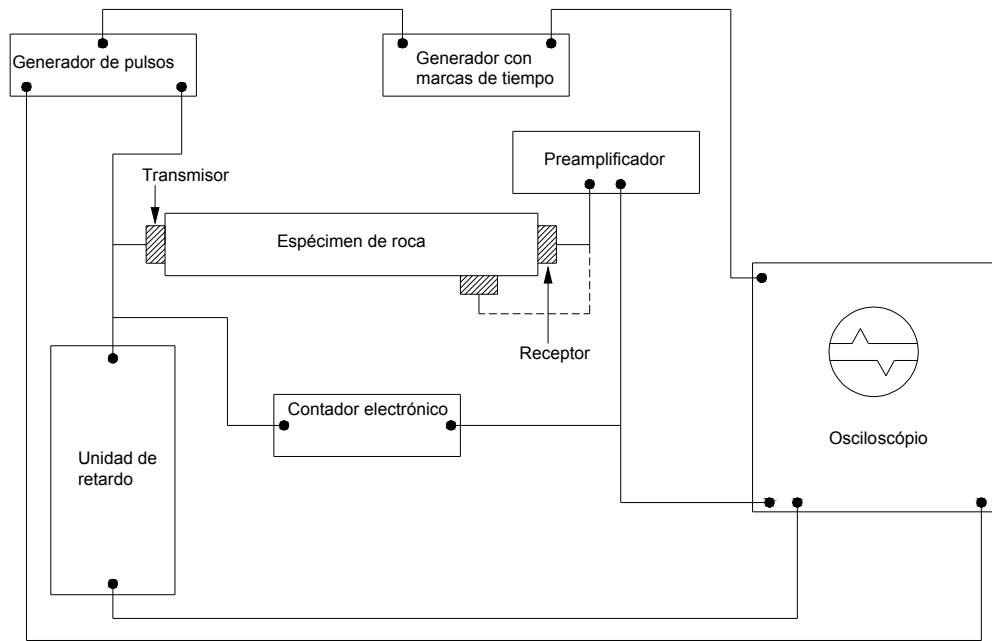
f) Osciloscopio de Rayos Catódicos (ORC):

se recomienda uno de doble emisión;

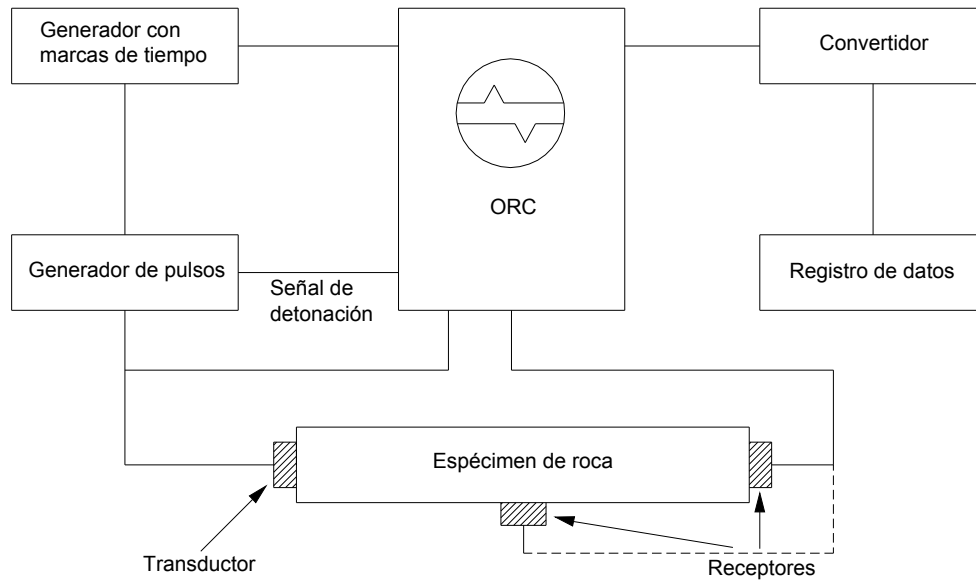
ancho de banda: debe tener respuesta fija de 5 MHz o mayor.

g) Es deseable tener un contador electrónico adecuado para medir intervalos de tiempo.

Dos posibles arreglos de los componentes electrónicos se muestran en la figura 2.4.



Arreglo (a)



Arreglo (b)

Figura. 2.4. Dos posibles arreglos de los componentes electrónicos para el primer método

2.2.2.2 SEGUNDO MÉTODO

Técnica de pulso ultrasónico de baja frecuencia para especímenes con una dimensión lateral máxima hasta de 10 cm.

a) Aparato generador de pulsos:

rango de frecuencia: 2-30 kHz (si el generador mencionado en el primer método tiene un rango de frecuencia más bajo, obviamente puede ser utilizado aquí);

frecuencia de repetición: 10-100 repeticiones por segundo;

voltaje de pulso: el mismo que para el primer método.

b) Transductores:

I. *Transmisor:* cerámicas piezoeléctricas o elementos magnéticos capaces de generar pulsos de alta amplitud (dependiendo del tipo de roca y dimensiones del espécimen) en el rango de frecuencia de 2-30 kHz.

II. *Receptores:* cerámicas piezoeléctricas con frecuencia fija de respuesta en el rango de 2-30 kHz, ó elementos magnéticos.

c) Filtros, amplificadores: ORC y medidor de tiempo similares a los del primer método, con la consideración del bajo rango de frecuencia.

2.2.2.3 TERCER MÉTODO

a) Generador de onda con un rango de frecuencia de 1-100 kHz y pulso de voltaje como en el primero y segundo métodos.

b) Transductores:

I. *Transmisor:* cerámicas piezoeléctricas ó elementos magnéticos con frecuencia fija de respuesta en el rango de 1-100 kHz.

II. *Receptor:* cerámicas piezoeléctricas (similares al transmisor) ó capacitor con frecuencia fija de respuesta de 1-100 kHz.

c) ORC y amplificadores.

El arreglo de los componentes electrónicos se muestra en la figura. 2.5.

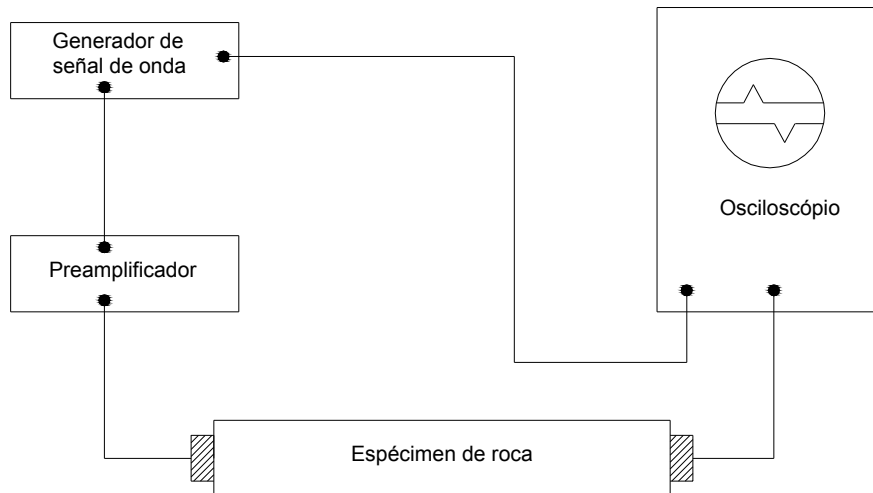


Figura. 2.5. Arreglo de los componentes para el tercer método

2.2.3 PROCEDIMIENTO

Se debe tener precaución en los procedimientos de barrenado, manejo, corte y pulido del espécimen de prueba para minimizar el daño mecánico. El área bajo cada transductor será suficientemente plana para proporcionar un buen acoplamiento.

El secado de especímenes debe ser llevado a cabo utilizando un desecador. Los especímenes saturados permanecerán sumergidos en agua hasta el momento de la prueba. Si la velocidad será determinada para las condiciones *in situ*, se debe tener precaución durante el procedimiento de preparación. También se sugiere que, tanto el espécimen como la muestra de donde se obtuvo éste, sean almacenados en bolsas resistentes a la humedad. Pueden ser empleados los procesos para preparación de superficies secas.

2.2.3.1 PRIMER MÉTODO

Este método sirve para determinar velocidades de ondas compresionales (dilatacional, longitudinal) y de cortante (rotacional, transversal) en especímenes de roca de longitud infinita en comparación con la longitud de onda del impulso usado. La condición de longitud infinita se satisface si el promedio del tamaño de grano $<$ la longitud de onda del impulso $<$ la dimensión mínima del espécimen.

a) Se recomienda utilizar como especímenes bloques rectangulares, núcleos cilíndricos o aun esferas (para la determinación de la simetría elástica de rocas anisotrópicas). La dimensión lateral mínima (normal a la dirección de propagación de ondas) se recomienda no sea menor que 10 veces la longitud de onda.* La distancia de propagación del pulso a través de la roca será de al menos 10 veces el promedio del tamaño de grano.

* La recomendación ASTM D 2845-69 estipula cinco veces la longitud de onda

b) El transmisor está presionado al centro de un plano normal a la dirección de propagación de ondas por un esfuerzo de aproximadamente 10 N/cm^2 . La transmisión de energía entre los transductores y el espécimen de prueba puede ser mejorada al:

I. Lijar las superficies de los planos extremos para hacerlos más suaves y lisos;

II. Acoplar los elementos transductores a los planos extremos con una película delgada de grasa, vaselina, glicerina o aceite.

III. Acoplar fuertemente con una cinta adhesiva epóxica o con silicato de fenilo.

c) Hay dos posibilidades para colocar los receptores:

I. Técnica de transmisión de pulso: el receptor es colocado en un plano opuesto al del transmisor (figura 2.6a).

Las velocidades de ambas ondas (v_p , v_s) son calculadas de la distancia entre el transmisor y el receptor entre el tiempo de propagación medido.

II. Técnica de perfil "sísmico": El receptor es colocado en un lado del espécimen (figura. 2.6b). Para la variación de la distancia d entre el receptor y el transmisor es posible obtener curvas de tiempo de propagación contra distancia d para ambas ondas (de compresión y cortante). Las velocidades son calculadas de estas curvas.

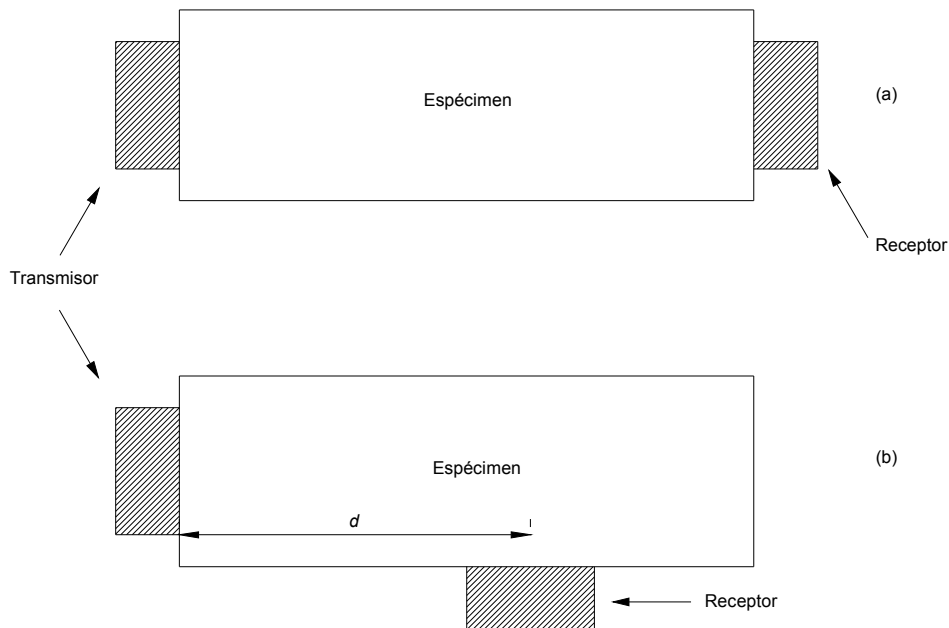


Figura. 2.6. Posiciones del transmisor y receptor en el espécimen (primer método)

d) Incrementar el voltaje de salida del generador de pulsos, la ganancia del amplificador y la sensibilidad del osciloscopio y del contador a un nivel óptimo, dando un pulso alto para permitir mediciones de tiempo más exactas.

Medir el tiempo de propagación a una precisión de 1/100 para ondas de compresión y de 1/150 para ondas de cortante utilizando los circuitos de retardo en conjunto con el osciloscopio o colocando el contador en su mayor nivel de precisión.

e) El osciloscopio es utilizado con el circuito de retardo para mostrar el pulso directo y el primer arribo del pulso transmitido, y para medir el tiempo de propagación.

Normalmente el primer arribo mostrado por el osciloscopio consiste en una transición curva desde el voltaje cero en la horizontal, seguido de una pendiente más o menos lineal. Seleccionar la primera interrupción de forma coherente tanto para la medición de la prueba como para la determinación del tiempo cero.

f) El contador es iniciado por el pulso directo aplicado al transmisor y detenido por el primer arribo del pulso que llega al receptor. Para hacer mediciones de intervalos de tiempo lo más exactas posible, incrementar el funcionamiento del contador a una sensibilidad óptima sin causar mal funcionamiento por interferencia eléctrica externa.

g) Determinar el tiempo cero del circuito, incluyendo transductores y el aparato medidor del tiempo de propagación, y aplicar una corrección a los tiempos de propagación medidos.

Este factor permanecerá constante para una roca dada y nivel de esfuerzo si las características del circuito no cambian. Determinar el tiempo cero para detectar cualquier cambio. Determinarlo para:

I. Colocar los transductores en contacto uno con otro y medir el retraso directamente; ó

II. Medir el tiempo de propagación aparente de algún material uniforme (tal como acero) en función de la longitud y entonces utilizar los puntos de datos de la intersección de la línea recta de la longitud cero como el factor de corrección. (Este método es recomendado particularmente para ondas de corte).

h) Ya que el primer arribo transmitido es el de la onda de compresión, su detección es relativamente fácil. El arribo de la onda de cortante, sin embargo, puede ser opacado por vibraciones debidas a la resonancia de los transductores y a las reflexiones de la onda de compresión. La amplitud de la onda de cortante se puede incrementar en relación a la onda de compresión y determinar su tiempo de arribo más exactamente por medio de elementos anchos para el transductor de cortante. Este tipo de elementos genera una energía de compresión, de manera que puedan ser detectadas ambas ondas. La transmisión de energía entre el espécimen y cada transductor puede ser mejorada usando una delgada capa de un medio de acople tal como silicato de fenilo, grasa o resina, y presionando el transductor contra el espécimen con una carga pequeña.

i) En especímenes sujetos a campos de esfuerzo uniaxial, se definen bien los primeros arribos de las ondas de compresión. Sin embargo, se complica la determinación

exacta de los primeros arribos de la onda de cortante para especímenes bajo estos esfuerzos, por el modo de conversión en la interfaz entre las placas y la superficie libre.

j) El tiempo de arribo de la onda de cortante puede ser determinado más fácilmente en especímenes cuya longitud es adecuada. Por ejemplo, es preferible una relación largo/ancho de 2:1 es un espécimen que una relación de 1:1.

2.2.3.2 SEGUNDO MÉTODO

Este método se utiliza para la determinación de la velocidad de ondas de dilatación y torsionales en especímenes de roca cilíndricos y alargados (ondas de propagación unidimensional). Este método es adecuado para especímenes largos en comparación a su diámetro (relación longitud / diámetro > 3) y la longitud de onda del pulso debe ser mayor en comparación al diámetro (relación longitud de onda / diámetro > 5).

a) Las dimensiones deben ser como las establecidas anteriormente. Para la técnica de transmisión de pulso y la técnica de frecuencia resonante, ambos extremos del espécimen deben estar lisos y paralelos con una tolerancia 0.005 mm por cada mm de la dimensión lateral.

b) Los núcleos de roca son colocados en el sujetador de muestras de un banco acústico. Los núcleos tendrán al menos una relación de longitud / diámetro mayor de 3. El transmisor, el cual genera una onda de amplitud > 5 veces el diámetro del núcleo, es sujetado en un extremo (normal al eje del núcleo) por un esfuerzo de 10 N/cm^2 aproximadamente, para la medición de v_p . Para medir la v_s se recomienda colocar el transmisor de acuerdo a la figura. 2.7.

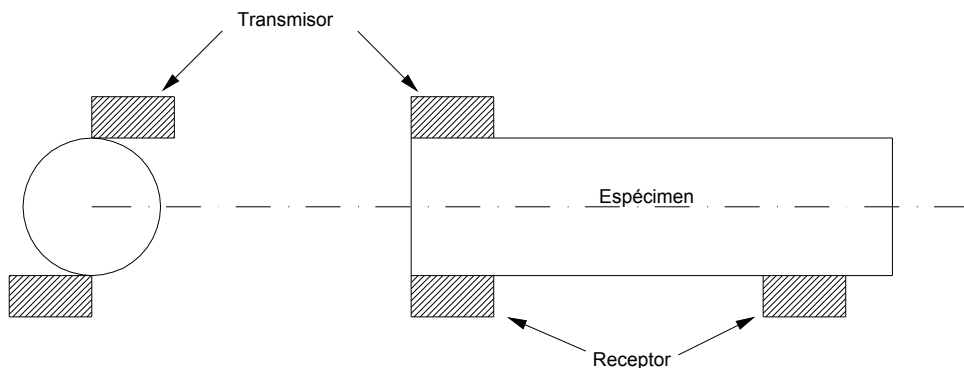


Figura. 2.7. Posiciones de los transmisores y receptor para el segundo método

c) Hay dos posibilidades para colocar el receptor (tal como en el inciso (c) del primer método):

I. Transmisión de pulsación: el receptor es colocado en el plano opuesto al núcleo.

II. Perfil sísmico: el receptor es movido a lo largo de la superficie del núcleo paralela al eje del mismo.

d) El resto del procedimiento es el mismo que para el primer método.

2.2.3.3 TERCER MÉTODO

Mediante la determinación de la frecuencia de resonancia de vibraciones dilatacionales y torcionales de especímenes cilíndricos de roca con relaciones de longitud/diámetro > 3 (relación longitud de onda / diámetro > 6), puede calcularse la velocidad de ondas dilatacionales y torsionales (propagación de onda unidimensional, como en el segundo método).

a) Las dimensiones deben ser como las antes mencionadas. Para ambas técnicas, la de transmisión de pulso y la de frecuencia resonante, los planos o superficies de los extremos del espécimen deben ser lisos y paralelos con una tolerancia de 0.005 mm por cada mm de la dimensión lateral.

b) Los núcleos de roca se colocan en el sujetador de muestras de un banco acústico. Ambas superficies de los extremos son pulidas con un desnivel dentro de 10^{-3} mm y paralelas a menos de un grado.

c) Para determinar la frecuencia de resonancia longitudinal, tanto el transmisor como el receptor se sujetan al centro de ambas superficies extremas por medio de resortes suaves (carga máxima: 10 N) para asegurar el grado de libertad del espécimen (para este propósito se recomiendan receptores capacitivos).

d) La frecuencia del transmisor debe variar para ocasionar las lecturas máximas en el ORC. Se registran al menos los tres primeros modos de frecuencia.

e) Para la determinación de la frecuencia de resonancia torsional, el transmisor debe ser colocado a fin de que introduzca vibraciones torcionales.

2.2.4 CÁLCULO

2.2.4.1 PRIMER Y SEGUNDO MÉTODOS

a) Las velocidades son calculadas con los tiempos de propagación medidos y la distancia d entre el transmisor y el receptor utilizando las siguientes ecuaciones:

$$v_p = dt_p^{-1}$$

$$v_s = dt_s^{-1}$$

Donde v_p es la velocidad de la onda longitudinal, v_s es la velocidad de la onda de cortante, t_p y t_s son los tiempos que toman en recorrer la distancia d las ondas de compresión y de cortante, respectivamente.

b) Si se utiliza la técnica de perfil sísmico, las velocidades están dadas por la pendiente de la curva: tiempo de propagación contra distancia d .

2.2.4.2 TERCER MÉTODO

Las velocidades de onda de propagación unidimensional son calculadas así:

$$v_0 = 2lf_0$$

Donde l es la longitud de onda y f_0 es la resonancia del modo cero de cualquier vibración, torcional ó dilatacional.

2.2.5 REPORTE DE RESULTADOS

El reporte debe incluir la siguiente información:

- Tipo de roca, origen exacto (por ejemplo: país, área, formación geológica, excavación, profundidad de los barrenos, características geológicas o estructurales de donde fue extraída).
- Dimensiones y geometría del espécimen.
- Método empleado para obtener el material de roca (por ejemplo: con explosivos o por barrenación).
- Descripción petrográfica y distribución de micro-fracturas.
- Preparación de la muestra (calidad de los núcleos, de las superficies de los extremos, número de núcleos tomados de un bloque mayor, orientación de los núcleos con relación a los rasgos geológicos principales).
- Descripción del método de prueba experimental: datos de la fuente del pulso eléctrico; de los transductores (es recomendable un cuadro de amplitud-frecuencia); acople de los transductores al espécimen.
- Campo de esfuerzos aplicados al espécimen.
- Todas las propiedades físicas disponibles de la roca (particularmente densidad, porosidad y permeabilidad).
- Información de velocidad en condiciones normales (temperatura del lugar, presión atmosférica y temperatura del lugar de secado).
- Variaciones de velocidad entre muestras con parámetros de prueba constantes; velocidades promedio, error medio y desviaciones máximas.
- En el caso de perfil sísmico: curvas de tiempo de propagación contra distancia.
- Velocidad de las ondas de compresión y de cortante, v_p y v_s en m/s.

- Velocidad de las ondas unidimensionales: dilatacional $v_{d,d}$ y torsional $v_{d,t}$ en m/s.
- Densidad, en kg/m^3 .
- Esfuerzo, en Pa.
- Dimensiones geométricas, en mm.⁵

2.2.6 CÁLCULO DEL MÓDULO DE DEFORMABILIDAD

Por medio de la medición de las velocidades sónicas v_p y v_s de la roca anteriormente calculadas, se puede obtener el módulo de deformabilidad dinámico mediante la siguiente expresión:

$$E_d = 2\rho v_s^2(1 + v_p)$$

Donde:

v_s es la velocidad de la onda de compresión;

v_p es la velocidad de la onda de cortante;

ρ es la densidad de la roca.⁶

2.3 MÉTODO ESTÁNDAR PARA LA DETERMINACIÓN EN LABORATORIO DE VELOCIDADES DE PULSOS Y CONSTANTES ELÁSTICAS ULTRASÓNICAS DE ROCAS⁷

Este método describe el equipo y los procedimientos para mediciones en laboratorio de velocidades de pulsos de ondas de compresión y cortante en rocas; y la determinación de constantes elásticas ultrasónicas de rocas isotrópicas o con un escaso grado de anisotropía.^π

Este método es válido para las mediciones de velocidad de onda en rocas isotrópicas y anisotrópicas, aunque las velocidades obtenidas en rocas totalmente anisotrópicas pueden ser influenciadas por factores como dirección, distancia de propagación y el diámetro de los transductores.

Las constantes elásticas ultrasónicas son calculadas a partir de las velocidades de onda medidas y la densidad de volumen de la muestra.

⁵ ISRM, *Suggested Methods for Determining Sound Velocity*, P. 107-110

⁶ IMTA, *op. cit.*, P. 245

⁷ ASTM Designation: D 2845 – 00

^π Es posible que las constantes elásticas ultrasónicas puedan diferir de aquellas determinadas por medio de otros métodos dinámicos

2.3.1 RESUMEN DEL MÉTODO DE PRUEBA

Se detallan los procedimientos esenciales para la determinación de la velocidad ultrasónica medida en términos del tiempo de propagación, y la distancia de ondas de compresión y de cortante en especímenes de roca, incluyendo requerimientos de instrumentación, tipos de transductores sugeridos, métodos de preparación y efectos de la geometría y tamaño de grano del espécimen. Las constantes elásticas pueden ser calculadas para rocas isotrópicas o con un escaso grado de anisotropía, aunque ésta se describe en términos de la variación de la velocidad de onda con respecto a la dirección de foliación de la roca.

Las principales ventajas de la prueba ultrasónica son que ésta produce velocidades de onda de compresión y cortante, y valores ultrasónicos para las constantes elásticas de especímenes de roca intacta homogénea e isotrópica. Las constantes elásticas no serán calculadas para rocas con anisotropía pronunciada mediante los procesos descritos en este método. A menudo los valores de las constantes elásticas no coinciden con aquellos determinados mediante métodos estáticos de laboratorio ó *in situ*. Por lo tanto las velocidades de onda medidas pueden no coincidir con velocidades sísmicas, pero ofrecen buenas aproximaciones. La evaluación ultrasónica de propiedades de rocas es útil para tener una predicción preliminar de las propiedades estáticas.

El método de prueba es útil para evaluar los efectos del esfuerzo uniaxial y la saturación con agua sobre la velocidad del pulso. Estas propiedades son de utilidad para el diseño en ingeniería.

Aunque las velocidades de pulso pueden ser empleadas para determinar las constantes elásticas de materiales que tienen un alto grado de anisotropía, esos procedimientos no se describen en este método.

2.3.2 APARATOS

El aparato de prueba (figura 2.8) debe ser compatible con los componentes electrónicos y tener conductores aislados para asegurar una eficiente transferencia de energía. Para evitar daños al aparato, el voltaje permisible de entrada no debe ser excedido. En la figura 2.9 se muestra un diagrama de los aparatos típicos empleados.

Unidad Generadora de Pulso

Esta unidad consistirá de un generador de pulso electrónico y amplificadores de voltaje externos si es necesario. Es adecuado un voltaje de salida en forma de onda de pulso rectangular o senoidal. El generador tendrá un voltaje de salida con un valor máximo después de la amplificación de al menos 50 V dentro de una carga de 50 Ω .

Es deseable un ancho de pulso variable, con un rango de 1 a 10 μ s. El índice de repetición de pulso puede ser fijo a 60 repeticiones por segundo o menos, aunque se recomienda un rango de 20 a 100 repeticiones por segundo. El generador de pulso tendrá también un pulso-detonador de salida para activar el osciloscopio.



Figura 2.8. Aparatos de prueba de velocidad sónica^θ

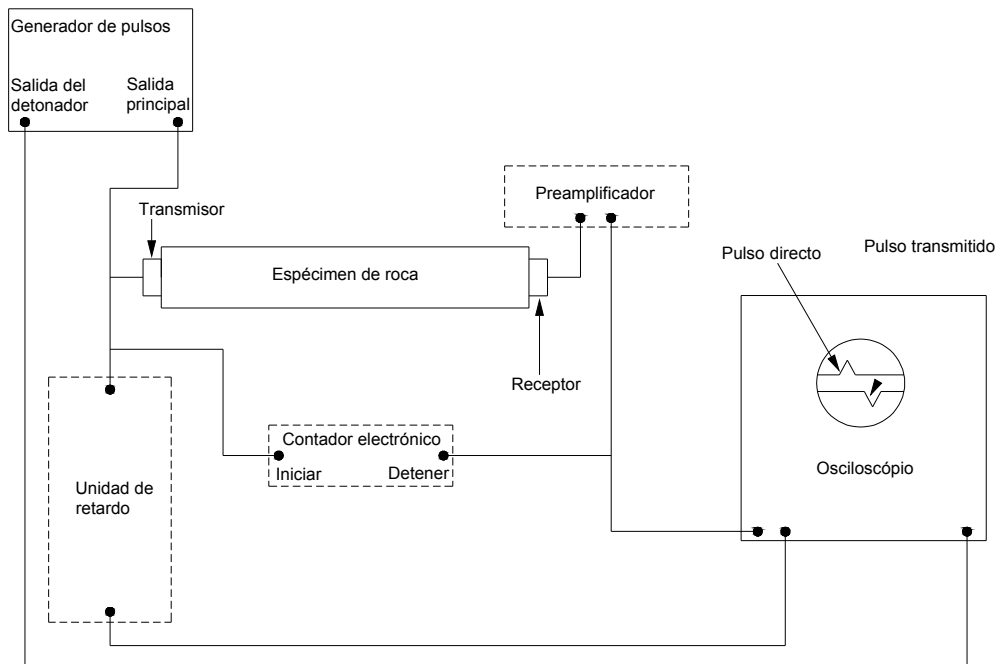


Figura 2.9. Diagrama esquemático de los aparatos típicos^θ

^θ CFE, GEIC, Laboratorio de Mecánica de Rocas

^θ Los componentes mostrados en líneas punteadas son opcionales, dependiendo del método de medición del tiempo de propagación y de la sensibilidad de voltaje del osciloscopio

Transductores

Los transductores consistirán de un transmisor que convierta pulsos eléctricos a pulsos mecánicos y un receptor que convierta pulsos mecánicos a pulsos eléctricos. Las condiciones ambientales tal como la temperatura, la humedad y sus efectos deben ser consideradas en la selección del elemento transductor. Los elementos piezoeléctricos son los más usualmente recomendados. Para reducir la dispersión y la baja definición de los primeros arribos de ondas en el receptor, el transmisor será diseñado para generar longitudes de onda al menos 3 veces el promedio del tamaño de grano de la roca.^κ

Para las pruebas en laboratorio puede ser conveniente utilizar elementos transductores descubiertos, pero si el voltaje de salida del receptor es bajo, el elemento debe ser cubierto con algún metal para reducir la dispersión electromagnética. Las principales características de la protección de un elemento transductor se ilustran en la figura 2.10

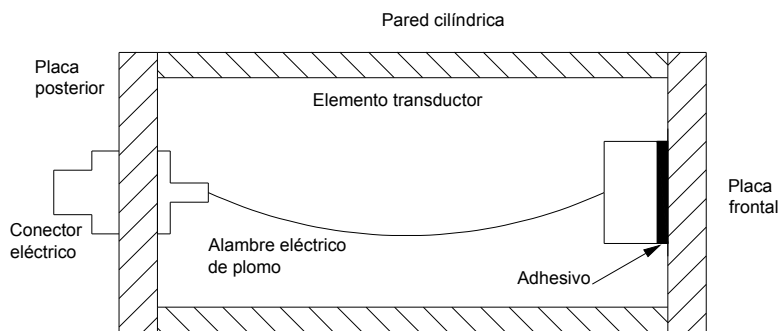


Figura. 2.10. Características básicas de la protección de un transmisor o receptor

La transmisión de energía entre elemento transductor y el espécimen de prueba puede ser mejorada al: 1) pulir las superficies de las placas para hacerlas suaves, lisas y paralelas, 2) preparar la placa frontal con un metal como el magnesio cuyas características son parecidas a las de los tipos más comunes de rocas, 3) hacer la placa frontal tan delgada como sea práctico, y 4) acoplar el elemento transductor a la placa frontal con una capa delgada de un conductor eléctrico adhesivo; se sugiere cinta epóxica.

Las velocidades de pulso pueden ser determinadas también para especímenes sujetos a estados de esfuerzo uniaxial. Los transductores con protección servirán en este caso también como placas de carga y deben ser acomodados con placas frontales gruesas para garantizar una carga uniforme sobre los extremos del espécimen.^λ

^κ La longitud de onda es la velocidad de la onda en el espécimen de roca dividido entre la frecuencia de resonancia del transductor. Comúnmente el rango de frecuencias utilizado es de 75 kHz a 3 MHz

^λ En muchos tipos de rocas el estado de esfuerzos tiene un marcado efecto sobre las velocidades de onda

Pre-amplificador

Se requiere un pre-amplificador si el voltaje de salida del transductor receptor es relativamente bajo ó si las unidades de regulación de tiempo y de representación visual son relativamente insensibles. Para mantener aumentos de tiempo rápidos, la frecuencia de respuesta del pre-amplificador no disminuirá más de 2 dB sobre un rango de frecuencia de 5 kHz hasta 4 veces la frecuencia de resonancia del receptor.

Unidades de Regulación de Tiempo y Representación Visual

El pulso aplicado al transductor transmisor y el voltaje de salida del transductor receptor serán mostrados en un osciloscopio de rayos catódicos para observación visual de las formas de ondas. El osciloscopio tendrá una respuesta fija entre una frecuencia de 5 kHz y 4 veces la frecuencia de resonancia de los transductores. Será de doble emisión o doble señal para que las dos formas de onda puedan ser mostradas simultáneamente y controlar sus amplitudes separadamente. El osciloscopio será activado por un pulso-detonador desde el generador de pulso. La unidad reguladora de tiempo será capaz de medir intervalos entre 2 μ s y 5 ms con una precisión de 1/100. Se sugieren dos tipos de unidades reguladoras de tiempo como alternativas; las respectivas posiciones de cada una se muestran en líneas punteadas en el diagrama de la figura 2.9: 1) un contador electrónico con equipos para medición de intervalos de tiempo, o 2) un circuito de retardo. El circuito medidor del tiempo de propagación será calibrado periódicamente con respecto a su precisión y linealidad. Se recomienda la calibración del circuito al menos una vez al mes ó después de un impacto severo que el instrumento pudiera recibir.

2.3.3 ESPECÍMENES DE PRUEBA

Se debe tener cuidado en la perforación, manejo y corte del espécimen de prueba para minimizar el daño en sus propiedades mecánicas. Se recomienda que los líquidos con excepción del agua estén fuera de contacto con el espécimen, excepto cuando es necesario como medio para acoplarlo al transductor durante la prueba. En ambas superficies en donde serán colocados los transductores deberán tener una relación de 0.1 mm por cada 20 mm de la dimensión lateral (figura. 2.11). El contenido de agua del espécimen de prueba puede afectar las velocidades medidas del pulso, las cuales se pueden determinar en el espécimen de prueba para rocas en el estado seco (secado en el horno saturación del 0%), en una condición saturada (saturación 100%), o en cualquier estado intermedio. Si se van a tomar las velocidades del pulso en la roca en la condición de humedad de campo, se debe tener cuidado durante la preparación del espécimen de modo que el contenido de agua no cambie. En este caso se sugiere que la muestra y el espécimen de prueba estén almacenados en bolsos a prueba de humedad o cubiertos con cera. Si los resultados se desean para los especímenes en la condición "secada en el horno", la temperatura del horno no excederá 150° F (66° C). Cuando los resultados se requieren para el estado saturado, el espécimen seguirá sumergido en agua hasta que la prueba se efectúe.

Existen limitaciones en la dimensión de las probetas y se recomienda que la proporción de distancia de recorrido del pulso no exceda 5 veces la dimensión mínima lateral. Una velocidad de pulso confiable no debe exceder dicha proporción. La distancia de recorrido del pulso a través de la roca debe ser por lo menos 10 veces el tamaño

promedio de grano de la roca, así un promedio exacto de velocidad de propagación puede ser determinado.

El tamaño de grano de la muestra de roca, la frecuencia natural de resonancia de los transductores y la dimensión lateral mínima del espécimen son factores interrelacionados que afectan los resultados de la prueba. La longitud de onda correspondiente a la frecuencia dominante del movimiento del pulso en la roca es relacionado (aproximadamente) a la frecuencia natural de resonancia de los transductores y la velocidad de propagación del pulso (compresión o corte) y esta relación se representa como sigue:

$$\Lambda = \frac{V}{f} \quad (2.1)$$

Donde:

Λ = longitud de onda dominante del movimiento del pulso, m

v = velocidad de propagación del pulso (compresión o corte), m/s

f = frecuencia natural de resonancia de los transductores, Hz

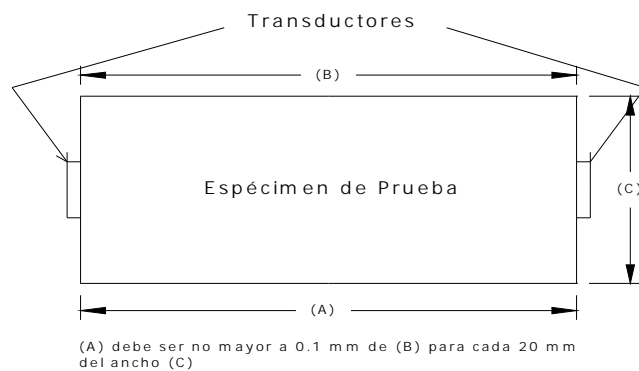


Figura 2.11. Especificaciones de Paralelismo

La dimensión lateral mínima del espécimen de prueba debe ser por lo menos 5 veces la longitud de onda de compresión, así que la velocidad real de dilatación es medida de la siguiente manera.

$$D \geq 5\Lambda \quad (2.2)$$

Donde:

D = dimensión mínima lateral del espécimen de prueba, m

La longitud de onda debe ser por lo menos 3 veces el tamaño promedio de grano, entonces se tiene que:

$$\Lambda \geq 3d \quad (2.3)$$

Donde:

d = tamaño promedio de grano, m

Las ecuaciones (2.1), (2.2) y (2.3) pueden ser combinadas para obtener la relación para las ondas compresivas, quedando de la siguiente manera:

$$D \geq 5(V_p/f) \geq 11d \quad (2.4)$$

Donde:

V_p = velocidad de propagación de pulso (compresión), m/s

Ya que V_p y d son propiedades inherentes del material, f y D deben ser seleccionados para satisfacer la ecuación (2.4) para cada espécimen de prueba. Para cualquier valor particular de V_p/f los valores permisibles del diámetro del espécimen D están ubicados arriba de la línea diagonal en la figura 2.12, mientras que los valores permisibles de tamaño de grano d están ubicados por debajo de la línea diagonal. Para un diámetro particular, los valores permisibles para la longitud de espécimen L están ubicados a la izquierda de la línea diagonal.

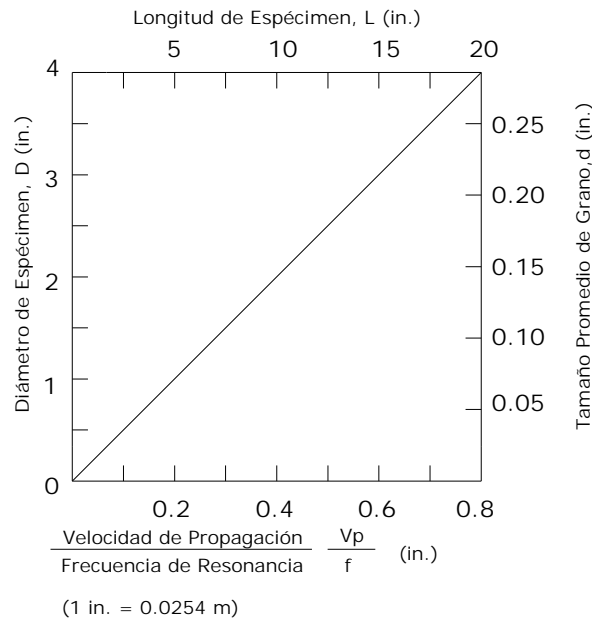


Figura 2.12. Valores permisibles de Diámetro de Espécimen y Tamaño de Grano contra la Relación de Velocidad de Propagación de la Frecuencia de Resonancia

2.3.4 PROCEDIMIENTO

Se debe determinar la distancia de recorrido del pulso y la densidad del espécimen. Para obtener la distancia de recorrido se marca con una línea la posición de los transductores sobre el espécimen de modo que la línea conecte los centros de las áreas de contacto de los transductores (los transductores no se inclinarán más de 2°). Después, medir la distancia de recorrido del pulso de centro a centro de las áreas de contacto de los transductores.

La densidad del espécimen de prueba es requerida en el cálculo de las constantes elásticas ultrasónicas. Se determina la densidad del espécimen de prueba de su masa y su volumen calculado de sus dimensiones externas promedio.

$$\rho = \frac{m}{V}$$

Donde:

ρ = densidad, kg/m³

m = masa del espécimen de prueba, kg

V = Volumen del espécimen de prueba, m³

La condición de humedad del espécimen debe ser anotada y reportada.

Otro punto importante es la determinación del tiempo de recorrido del pulso⁶ el cual se registra y las velocidades correspondientes se calculan a partir de dichos tiempos. En un extremo de la probeta se fija el generador de pulso y en el otro se sitúa el receptor que mide el tiempo en que tardan las ondas en atravesar el espécimen de prueba, este receptor se puede colocar de forma lateral sobre el espécimen y así ir variando la distancia de recorrido del pulso.⁸

2.3.5 CÁLCULO DE CONSTANTES ULTRASÓNICAS

El cálculo de las velocidades de propagación de las ondas de compresión y corte, V_p y V_s respectivamente, es como sigue:

$$V_p = \frac{L_p}{T_p}$$

$$V_s = \frac{L_s}{T_s}$$

Donde:

V = velocidad de propagación del pulso, m/s

L = distancia de recorrido del pulso

T = tiempo efectivo de recorrido del pulso, segundos

Calcular las constantes ultrasónicas como sigue:

⁶ D 2845-00 Standard Test Method for Laboratory Determination of Pulse Velocities and Ultrasonic Elastic Constants of Rock

⁸ González, *op. cit.*, P. 175

$$E = \frac{\rho V_s^2 (3V_p^2 - 4V_s^2)}{V_p^2 - V_s^2}$$

Donde:

E = Modulo de Young de elasticidad, Pa

ρ = densidad, kg/m³

$$\nu = \frac{V_p^2 - 2V_s^2}{2(V_p^2 - V_s^2)}$$

Donde:

ν = relación de Poisson

3. MÉTODOS PARA DETERMINAR LA DEFORMABILIDAD DEL MACIZO ROCOSO *IN SITU*

Las investigaciones *in situ* son una parte importante de los estudios geotécnicos que se requieren para una obra de ingeniería. De ellas se obtienen las propiedades que definen las condiciones del terreno en donde se realizará algún proyecto. La finalidad de dichas investigaciones son: determinación de condiciones geológicas en la zona, obtener datos y parámetros para el diseño de la obra, conocer los problemas geológicos que puedan afectar la construcción y aportar criterios para el diseño.

Su objetivo general es conocer y cuantificar las condiciones del terreno que lleguen a afectar la viabilidad, diseño y construcción de una obra, dichas investigaciones están en función de la dimensión y naturaleza del proyecto.¹

La deformabilidad de un macizo rocoso está dada por las relaciones entre los esfuerzos aplicados y deformaciones producidas, que se representan por su módulo de deformación. La deformabilidad presenta un carácter anisótropo y discontinuo, teniendo una determinación compleja y resulta en mecánica de rocas uno de los problemas que no se han resuelto del todo.

Los métodos más adecuados para la determinación de dicho parámetro son los ensayos *in situ*, pero estas pruebas tienen una serie de inconvenientes como la representatividad y extrapolación de resultados y el más importante de estos inconvenientes es el referido a la escala del ensayo. Existen dos métodos básicos para determinar la deformabilidad de los macizos rocosos: los estáticos y dinámicos. En los primeros se aplican cargas estáticas relativamente grandes sobre superficies seleccionadas del macizo rocoso y se miden las deformaciones resultantes. En los ensayos dinámicos se mide la velocidad de propagación de vibraciones a través de la masa rocosa.

Las principales pruebas estáticas para determinar la deformabilidad de una masa rocosa son las de placa de carga y gato plano; la primera se realiza en excavaciones o galerías y la segunda sobre paredes de galerías. Dentro de los ensayos estáticos el de dilatómetro se realiza en el interior de sondeos, éste es el único método para estimar dicho parámetro a profundidad.²

Aunque, ciertamente, la roca no es ni homogénea ni elástica, se acostumbra interpretar los resultados de ensayo a partir de la teoría de la elasticidad, asignando a la roca valores de constantes elásticas como el módulo de Young (E) y la relación de Poisson (ν). Lo anterior se justifica con el hecho de que, con cargas moderadas, las relaciones esfuerzo-deformación son aproximadamente lineales.³

¹ González, *op. cit.*, P. 304-305

² *Ibidem*, P. 200-201

³ Zienkiewicz, *op. cit.*, P. 126

3.1 MÉTODOS DIRECTOS

Los métodos usualmente empleados consisten en cargar un área dada, generalmente dentro de una galería, por medio de gatos y midiendo la deformación en el centro o en el perímetro del área cargada.

Los programas de pruebas incluyen usualmente ciclos de carga y descarga hasta un máximo valor, dos ciclos adicionales se realizan para el mismo valor. Cuando la máxima carga y la carga cero se alcanzan en cada ciclo, se mantienen por un periodo de 30 minutos o mientras que los indicadores no registren un incremento de deformación con respecto al tiempo. Pocos días después de realizados los ciclos de carga y descarga, se lleva a cabo otra prueba que consiste en mantener una carga máxima por 2 o 3 días y tomando lecturas de deformación contra tiempo.⁴

3.1.1 PRUEBA DE PLACA

Las primeras pruebas hechas en campo para determinar la deformabilidad del macizo rocoso son las pruebas de placa y siguen siendo las más utilizadas. El equipo consta de un dispositivo de carga (gato, columna y placa de apoyo), un gato plano Freyssinet y un dispositivo de medición de los desplazamientos superficiales (marco fijo y micrómetros).⁵ Los parámetros que se miden son la carga, los asentamientos o desplazamientos y el tiempo, lo que permite obtener el módulo de elasticidad E. El área cargada varía desde 0.09 m² hasta 1 m²; si el macizo rocoso presenta una elevada resistencia se recomienda utilizar una placa más pequeña.⁶

Generalmente se aplica una carga mediante un gato a través de un elemento de reparto. Se requiere una carga de varios cientos de toneladas para obtener deformaciones de superficies representativas que se puedan medir, siendo el problema principal conseguir una reacción suficientemente fuerte contra la cual apoyar los gatos. Debido a ello, estos ensayos se suelen realizar en galerías subterráneas excavadas para este fin como se muestra en la figura 3.1. El bloque o elemento de reparto determina el área de carga y sus características controlan en gran parte la distribución de presiones en la zona cargada.⁷

El objetivo fundamental de los ensayos *in situ* es afectar un volumen de roca suficientemente grande para que los resultados obtenidos sean representativos de esa región del macizo rocoso. Una gran parte del costo de este tipo de ensayos radica en la excavación de la galería de ensayo, cuyas dimensiones están íntimamente relacionadas con el tamaño de la superficie cargada.

En la práctica la superficie cargada rara vez es superior a 1 m², los resultados obtenidos en superficies menores a la indicada serán poco representativos, encontrándose más cerca de los que corresponden a muestras ensayadas en laboratorio.

⁴ Serafim, *Rock Mechanics considerations in the Design of Concrete Dams*, P. 11

⁵ Marsal, *op. cit.*, P. 287-288

⁶ González, *op. cit.*, P. 354

⁷ Zienkiewicz, *op. cit.*, P. 129

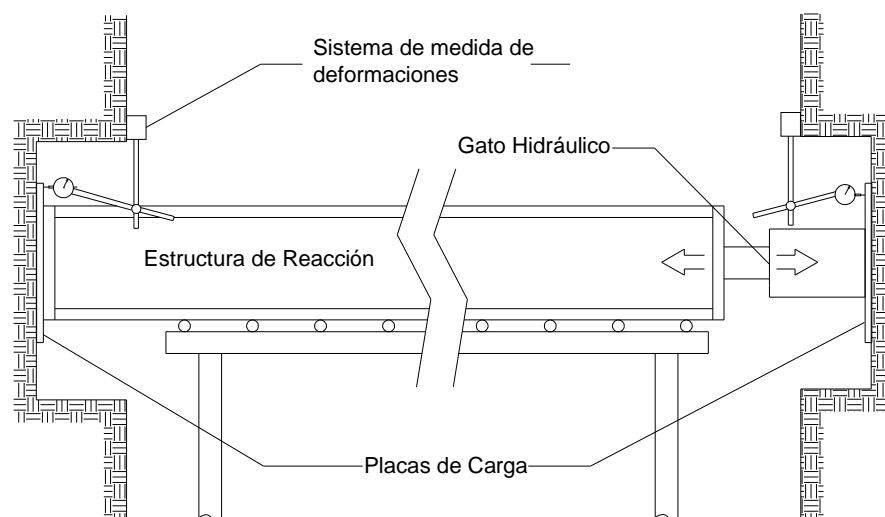


Figura 3.1. Dispositivo en galería de prueba de placa de carga

La magnitud de la carga aplicada depende en gran parte del tamaño de la superficie cargada; esta debe ser suficientemente grande para ocasionar deformaciones medibles con facilidad razonable. Se han utilizado como cargas típicas de 300 ton sobre una superficie de 1 m² y 720 ton sobre 1.2 m².

La carga se aplica generalmente a través de un bloque metálico o de concreto armado, esto resulta satisfactorio cuando se desea medir desplazamientos medios. En todo caso, la medida del desplazamiento máximo (en el centro) se dificulta debido a la colocación de dispositivos para conseguir una carga uniforme. El elemento de reparto suele ser circular o rectangular (generalmente cuadrado). Se suele colocar una capa de mortero entre el elemento y la superficie de la roca para conseguir un contacto uniforme.

Los desplazamientos a medir suelen ser del orden de 0.01 a 0.1 cm y pueden determinarse utilizando medidores graduados en milésimas de milímetro, con un recorrido de 1.5 cm. Los medidores deben sujetarse a una base firme, la cual suele adoptar la forma de un puente metálico apoyado fuera de la superficie de ensayo y fijo en la roca firme. Es necesario que este puente sea suficientemente rígido, dado el grado de precisión exigido en las mediciones. Los desplazamientos de la superficie de la roca pueden determinarse con medidores colocados entre el puente y pequeñas varillas adheridas con mortero a la roca. El desplazamiento medio de la superficie cargada se puede determinar mediante medidores colocados en diferentes puntos de la cara superior del bloque de reparto. Este desplazamiento se corrige para tener en cuenta la compresibilidad del propio bloque.

Las paredes de la galería de ensayo deben tener una zona plana de por lo menos 3 ó 4 veces el radio del elemento, en torno al mismo. La distancia entre las paredes debe ser suficiente para poder colocar los gatos y los elementos de reparto. La galería debe ser lo suficientemente profunda para evitar que la proximidad con la superficie influya en los ensayos. Generalmente se supone que la condición de profundidad sea del orden de diez

veces la altura de la galería. Normalmente se realizan varios ensayos a lo largo de cada galería.

El método general consiste en aplicar la carga por “escalones”, descargando después de cada uno de ellos. En el primer ciclo se aplica aproximadamente el 25% de la carga total, en el segundo ciclo el 50% y así sucesivamente.

Generalmente la roca cobra rigidez después de los primeros ciclos; probablemente debido a la compactación del material de relleno de las juntas y al aplastamiento de pequeñas protuberancias en fisuras. Suele ser frecuente la determinación de las propiedades elásticas a partir del módulo secante del segundo ciclo de carga.⁸

3.1.1.1 PRUEBA DE PLACA FLEXIBLE

Con esta prueba (figura 3.2) además de medir la deformación de la roca, se puede obtener el módulo elástico. Se realizan ciclos de carga y descarga hasta llegar a la presión máxima del ciclo, entre cada ciclo se dejan transcurrir 24 horas. Depende de las necesidades que se tengan se fijarán el número de ciclos, la presión máxima y los incrementos de cada uno.⁹

En la figura 3.2 la zona donde se colocarán las placas debe estar previamente preparada y será de 1.5 a 2 veces el diámetro del gato, el taladro tiene una profundidad aproximada de 6 diámetros del gato y en cada uno de estos se colocan por lo menos 5 extensómetros y por último la bomba hidráulica empleada es de 69 MPa de presión.

La prueba de placa flexible (figura 3.3) sólo permite aplicar presiones de contacto bajas, aunque involucra un volumen mayor de roca. Además, esta prueba permite medir los desplazamientos al centro de la placa, y da la oportunidad de conocer los valores máximos generados por la carga en la zona de influencia de los esfuerzos.

⁸ Zienkiewicz, *op. cit.*, P. 129-131

⁹ López, *Geología aplicada a la Ingeniería Civil*, P.465-466

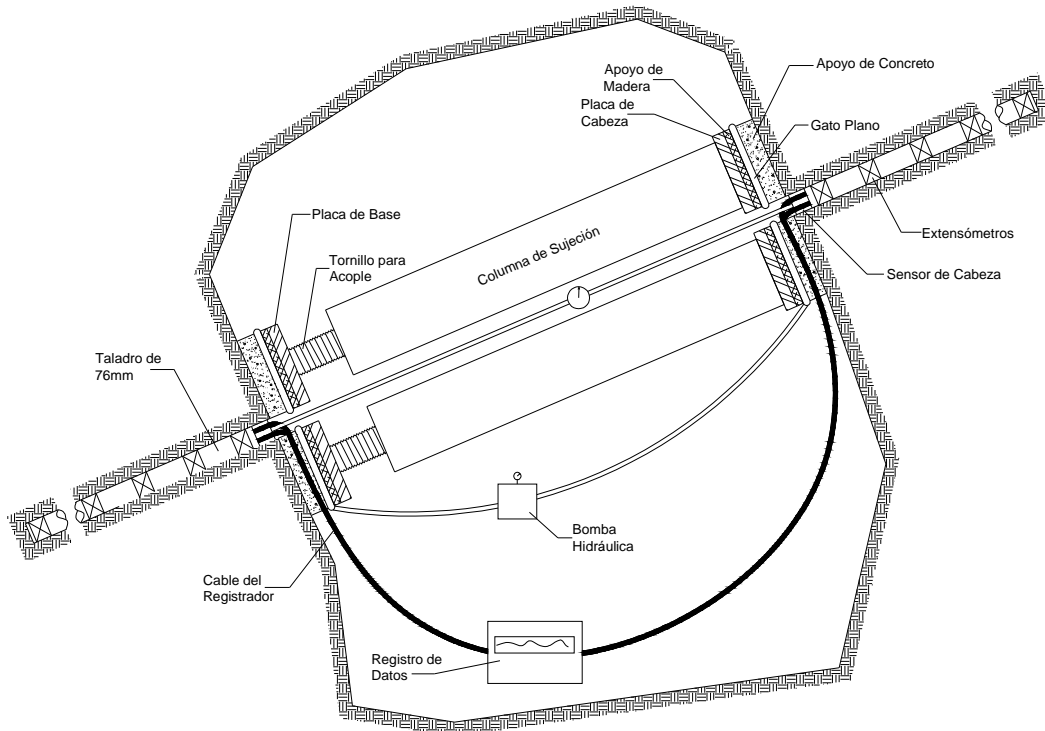


Figura 3.2. Esquema de prueba de Placa Flexible



Figura 3.3. Ensayo de placa flexible^α

^α CFE, GEIC, Laboratorio de Mecánica de Rocas

En la prueba se emplean micrómetros colocados al centro de la placa a una profundidad que varía desde la superficie hasta tres veces el diámetro de la placa.

El módulo de deformabilidad se calcula utilizando la siguiente ecuación:¹⁰

$$E_E = \frac{q}{\delta_z \pi (a_2^2 - a_1^2)} \left[\frac{(1+\nu)z^2}{\sqrt{a_1^2 + z^2} - \sqrt{a_2^2 + z^2}} + 2(1-\nu^2) \left(\sqrt{a_2^2 + z^2} - \sqrt{a_1^2 + z^2} \right) \right]$$

Donde:

q es la presión de la placa

a₁ es el radio interior de la placa

a₂ es el radio exterior de la placa

ν es la relación de Poisson

z es la profundidad del punto de medición

δ_z es el desplazamiento producto de la carga

3.1.1.2 PRUEBA DE PLACA RÍGIDA

En la prueba de placa rígida se emplea una placa de acero de aproximadamente 30 a 50 cm de diámetro, a la cual se aplica una carga mediante gatos hidráulicos para inducir deformaciones al terreno. Esta placa permite medir solo las deformaciones que se generen en la superficie de apoyo y también en la superficie del terreno lateralmente a la placa.

Para una placa infinitamente rígida y considerando al macizo rocoso homogéneo, isótropo y elástico, las ecuaciones que permiten calcular el módulo de deformabilidad estático son:

$$E_E = \frac{P(1-\nu^2)}{2\delta a}, \text{ para } r < a$$

$$E_E = \frac{P(1-\nu^2)}{\pi\delta a} \operatorname{arcsec}\left(\frac{a}{r}\right), \text{ para } r > a$$

Donde:

P es la carga aplicada

a es el radio de la placa

δ es el desplazamiento producido por la placa

ν es la relación de Poisson

r es la distancia al punto donde se mide el desplazamiento.

En las formulas anteriores aparece la relación de Poisson ν, la cual no se puede medir. Para determinar el módulo de deformabilidad E_E es necesario poner en las formulas una magnitud aproximada de ν (por ejemplo, obtenida mediante pruebas de

¹⁰ IMTA, *op. cit.*, P. 260-261

laboratorio). Cabe mencionar que la magnitud de ν influye de manera no significativa en la magnitud de E .

El reducido tamaño de la placa rígida permite aplicar grandes presiones al terreno, sin embargo el volumen afectado por los esfuerzos es muy reducido, por lo que los resultados son relativamente representativos del macizo rocoso.¹¹

La teoría básica para esta prueba es la ecuación modificada de la elasticidad de Boussinesq para la distribución de esfuerzos y deformaciones en un medio elástico semi-infinito sujeto a una superficie cargada N :¹²

$$w_0 = \frac{m(1-\nu^2)N}{E\sqrt{A}}$$

Donde:

w_0 = superficie desplazada de roca

m = Coeficiente de desplazamiento

A = Área de la placa de carga

N = Superficie total cargada normalmente

Los valores del coeficiente m están dados en la Tabla 3.1

Tabla 3.1. Valores de m

Forma de la placa de carga	Relación de aspecto a/b	Valores de m
Circular	-	0.96
Cuadrada	1:1	0.95
Rectangular	1:2	0.92
	1:5	0.82
	1:10	0.71
	1:100	0.37

Los desplazamientos deben ser medidos en distintos sitios de la superficie rocosa para así poder tomar en cuenta la anisotropía del sitio. Las deformaciones debajo de la placa pueden ser calculadas con la siguiente expresión:¹³

$$\Delta_z = \frac{1}{2} Q \frac{1-\nu^2}{r.E}$$

Y a una profundidad z en el eje de la placa:

$$\Delta_z = \frac{1}{\pi} \left[\frac{rz}{2(r^2 + z^2)(1-\nu)} + \arctan \frac{r}{z} \right] Q \frac{1-\nu^2}{rE}$$

¹¹ IMTA, *op. cit.*, P. 259-260

¹² Jumikis, *Rock Mechanics*, P. 228-230

¹³ López, *op cit*, P. 466-467

Donde:

Q = carga aplicada

E = módulo elástico

ν = coeficiente de Poisson

r = radio de la placa

z = profundidad a partir del centro de la placa

Usualmente se hacen de 3 a 6 pruebas (figura 3.4) para cada sitio y cada una de estas separadas por 5 diámetros de placa en las que se realizan varios ciclos de carga y descarga (figura 3.5) hasta que se alcanza la carga deseada, por ejemplo para el primer ciclo se aplica el 25% del total de la carga, el 50% en el segundo ciclo y así sucesivamente.

Dependiendo de la naturaleza del material rocoso probado, las fallas de la roca pueden ser reconocidas como una fractura definitiva, una fisura continua y gradual o como una ruptura repentina de la roca. La roca *in situ* puede romperse como resultado de:¹⁴

1. Un deslizamiento a lo largo de los planos de discontinuidad.
2. Carencia de cohesión.
3. Falla plástica.

Las constantes físicas usadas en estimar la carga bajo la cual una masa rocosa *in situ* puede fallar son.

1. Insuficiente ángulo de fricción.
2. Insuficiente cohesión.
3. El nivel de esfuerzo aplicado sobre la roca.

Los resultados de este ensayo se representan en curvas carga-deformación y el módulo elástico se obtiene utilizando la tangente de esa curva. Dicho parámetro se obtiene de la siguiente manera.¹⁵

$$E = f_0 \frac{\Delta p}{\Delta s} D$$

Donde:

f_0 = factor de forma de la placa (para circular $f_0 = 1$)

Δs = incremento o diferencia entre cargas sucesivas

Δp = incremento o diferencia de deformaciones correspondientes al intervalo de carga escogida

D = diámetro de la placa

¹⁴ Jumikis, *op cit*, P. 228-230

¹⁵ López, *op cit*, P. 467, 468

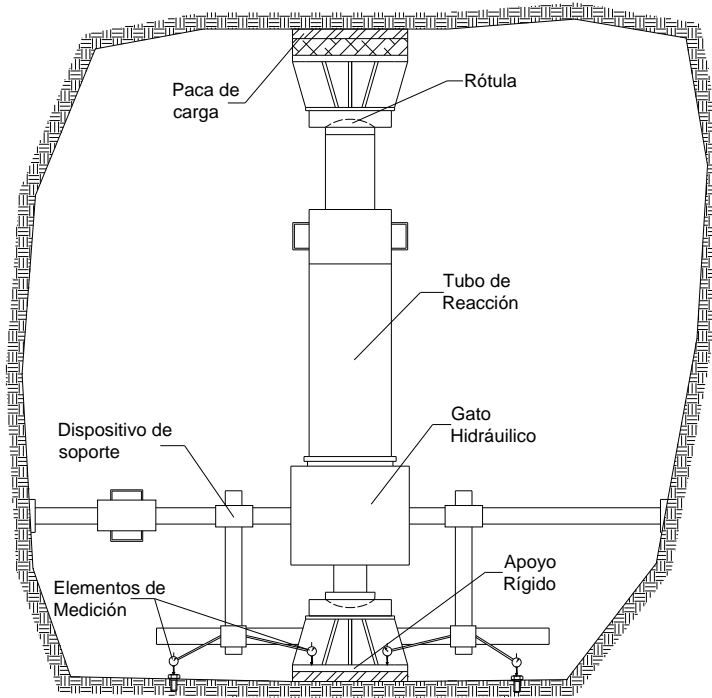


Figura 3.4. Esquema de prueba de placa rígida

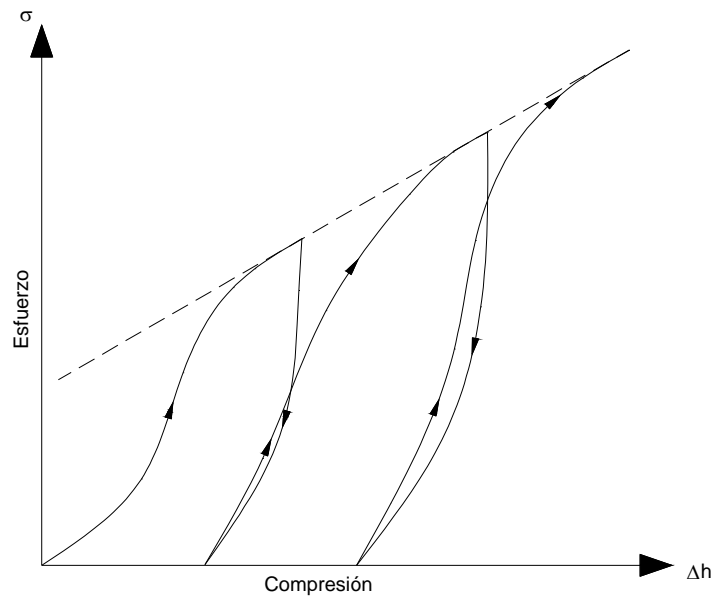


Figura 3.5. Diagrama de ciclos de carga y descarga

Para la realización de este ensayo se tienen las siguientes recomendaciones:¹⁶

1. Dependiendo del tipo de roca, la carga máxima aplicada deberá ser alcanzada en 4 o 5 ciclos, al menos con 5-10 minutos de duración.
2. La máxima carga (ciclo de carga) o el cero (ciclo de descarga) en cada ciclo deberá mantenerse hasta que el valor de la deformación sea menor que 0.025mm/hora, tomando lecturas a intervalos de 1 a 15 minutos dependiendo del valor de la deformación.
3. La influencia de la roca a la presión máxima deberá medirse manteniendo la presión constante por 2 o 3 días.
4. En rocas con agua la presión intersticial deberá ser controlada continuamente y el valor de la carga ajustado, con el fin de que la presión intersticial producida sea anulada.

3.1.2 PRUEBA DE GATO PLANO

Para este método (figura 3.6) no se requiere saber previamente el módulo de elasticidad E. La prueba consiste en descomprimir localmente la roca en una pared de galería. Se hace una ranura en la que se inserta el gato plano inyectándole aceite, hasta que las deformaciones que ha sufrido la roca se recuperen y en ese momento la presión aplicada sobre la roca es igual al esfuerzo normal que actuaba sobre el plano de la ranura.¹⁷

La ranura en la roca queda entre ciertos puntos de referencia, mediante la perforación de taladros, lo que provoca un acercamiento entre los puntos al tender a cerrarse la ranura por liberación de los esfuerzos existentes; se miden estas deformaciones inmediatamente después de realizar la hendidura y algún tiempo después, entre uno y tres días. Durante el ensayo se registran las presiones aplicadas y se miden las deformaciones producidas a partir de las cuales se obtiene el módulo elástico del macizo rocoso.¹⁸

Al hacer la perforación se produce una expansión de la roca dentro de la hendidura, la cual puede ser medida por medio de la convergencia que se encuentra a través de la ranura o la convergencia entre puntos situados en lados opuestos a esta. Un gato plano como el de la figura 3.7 o un gato Freysinnet es “ahogado” en la hendidura y la presión de dicho gato se incrementa hasta que los desplazamientos producidos por la ranura se cancelan. La presión de cancelación es esencialmente igual al esfuerzo normal de la roca antes de ser cortada. Los gatos planos son fabricados usualmente de placas delgadas de metal con un área de 0.09 m² soldada en su perímetro y provista con un tubo comunicante que permite que ingrese aceite entre estas. Los puntos de referencia para medir los desplazamientos a través de la hendidura se colocan a cada lado de ésta, preferiblemente a lo largo de la línea central normal al plano de la ranuración. Estos puntos se instalan antes de comenzar a perforar y deben sujetarse firmemente a la superficie rocosa, están

¹⁶ López, *op cit*, P. 469

¹⁷ Marsal, *op cit*, P. 286

¹⁸ González, *op cit*, P.356

generalmente espaciados de 2.5 a 30 cm de la hendidura. Los desplazamientos entre dichos puntos se miden con un deformímetro Huggenberg, micrómetros de precisión o algún otro aparato que mida deformaciones.¹⁹

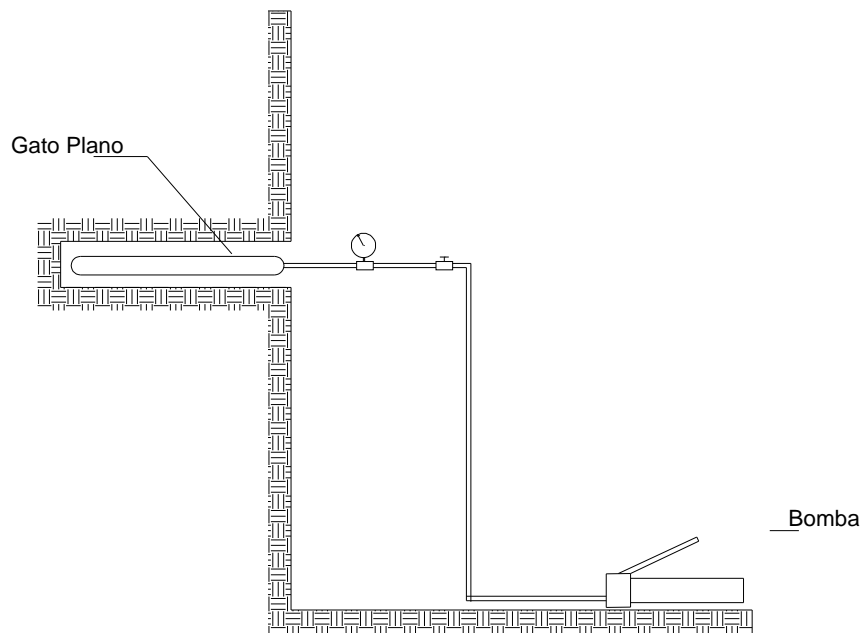


Figura 3.6. Esquema de ensayo de gato plano



Figura 3.7. Gato plano^β

¹⁹ Jaeger, *Fundamentals of Rock Mechanics*, P.385

^β CFE, GEIC, Laboratorio de Mecánica de Rocas

En la práctica se requiere una región (d) cercana al borde del gato plano (figura 3.8) y el ancho de este ($2c_j$) es menor que el de la hendidura ($2c$), y se tiene que para cada sistema la relación entre el esfuerzo normal original (σ_n) a lo largo de la ranura y la presión de cancelación del gato (p_c) puede ser aproximadamente:²⁰

$$\sigma_n = \frac{p_c(c_j - d)}{c}$$

En este método se tienen ciertas ventajas con respecto a otras pruebas, de las cuales se mencionan algunas a continuación:²¹

El método es muy simple y relativamente efectivo en macizos rocosos duros y continuos.

La perturbación del macizo rocoso es reducida al mínimo.

Se obtienen esfuerzos absolutos horizontales y verticales alrededor de una cara expuesta de roca.

Las ranuras en la roca pueden ser cortadas y las medidas de gato plano pueden ser hechas en cualquier ángulo con respecto a la horizontal (figura 3.9).

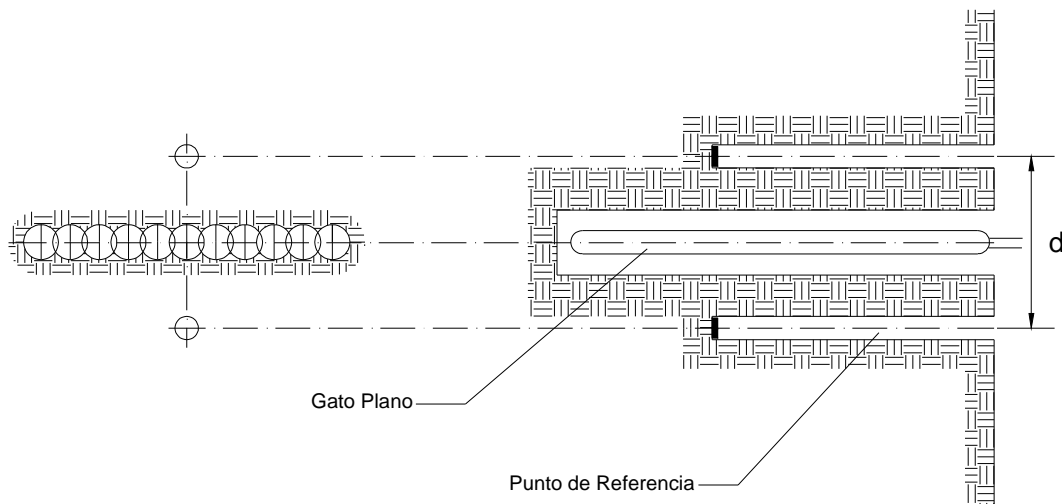


Figura 3.8. Procedimiento de perforación de la ranura e instalación de gato plano

²⁰ Jaeger, *op cit*, P. 386

²¹ Jumikis, *op cit*, P. 246



Figura 3.9. Ensayo de gato plano^x

Algunas de las desventajas de este método de prueba son:

El estado inicial de esfuerzos en la roca es cambiado por la excavación.

El método es limitado para lecturas de esfuerzos cercanos a la superficie expuesta de la pared rocosa.

Se complica el ensayo por el efecto de la profundidad de la roca probada durante el periodo de cortado de la ranura y la cancelación de esfuerzos.

3.1.3 PRUEBA CON DILATÓMETRO

La deformación de los macizos rocosos *in situ* también puede ser determinada en el interior de sondeos por medio de instrumentos llamados dilatómetros. Estos instrumentos, desarrollados en Portugal, proporcionan una presión uniforme a lo largo de una cierta longitud (profundidad) de un sondeo por medio de un líquido contenido entre un cilindro metálico y una funda de caucho muy deformable o una funda de acero. La funda es adaptada a la pared rocosa del sondeo.

Se puede obtener la deformación diametral Δd de la perforación como sigue:²²

$$\Delta d = 2 \frac{1+\nu}{E} r_i p$$

Despejando de la ecuación anterior tenemos:

^x CFE, GEIC, Laboratorio de Mecánica de Rocas

²² Jumikis, *op cit*, P. 244

$$E = 2 \frac{1+\nu}{\Delta d} r_i p$$

Donde:

ν = coeficiente de Poisson

r_i = radio interno de la perforación

p = presión del dilatómetro

La presión p se mide por medio de manómetros y la deformación diametral del sondeo es medida a lo largo de la cara externa del dilatómetro a través de transductores.

Comparado con las pruebas de carga, las medidas hechas por el dilatómetro tienen las siguientes ventajas:²³

Si es usado un taladro con punta de diamante, la masa rocosa queda casi intacta.

Debido al costo reducido y el tiempo requerido en realizar pruebas de dilatómetro, muchas pruebas pueden ser hechas, con esto es posible obtener datos estadísticos pertinentes acerca de la deformabilidad y de la anisotropía del macizo rocoso.

Las pruebas de dilatómetro pueden ser realizadas a grandes profundidades.

Tales pruebas pueden ser ensayadas bajo condiciones de sumersión.

Se pueden aplicar presiones más altas sobre la roca en comparación con las pruebas de carga.

Una desventaja muy importante de esta prueba es el pequeño volumen de roca involucrado en cada una de la pruebas.

A pesar de esto el dilatómetro es uno de los instrumentos más versátiles disponibles para determinar el módulo de deformación de la roca *in situ*. Se utiliza en barrenos de diferentes tamaños, de acuerdo al tipo de instrumento y a una profundidad que puede llegar a ser mayor de 100 metros. El principio en sí mismo es muy simple. Se aplica presión en la pared del barreno y se mide el desplazamiento de ésta.

Se ha propuesto un análisis sobre los principios de carga y los aparatos de medición comúnmente utilizados para realizar las pruebas, hecha por Gill y Leite (1995) *in Labrie*.

Entre sus múltiples aplicaciones previstas y muchas interpretaciones sugeridas, la más simple y popular es la determinación del módulo de deformación *in situ*. La interpretación está basada en la ecuación de Lamé.

Un modelo de la amplia variedad de dilatómetros es el PROBEX-1, diseñado y construido por Roctest; este dilatómetro es de alta presión con una membrana flexible y un aparato medidor del cambio de volumen (figura 3.10). La presión se aplica usando una bomba hidráulica manual conectada en el sondeo con tubo flexible. La presión y el cambio de volumen se miden electrónicamente por medio de dos transductores que vigilan la

²³ Jumikis, *op cit*, P.245

presión de la línea y el desplazamiento del pistón colocado en el sondeo para ensanchar la membrana. Se coloca un módulo de obtención de datos operado manualmente en la unidad de toma de lecturas.²⁴

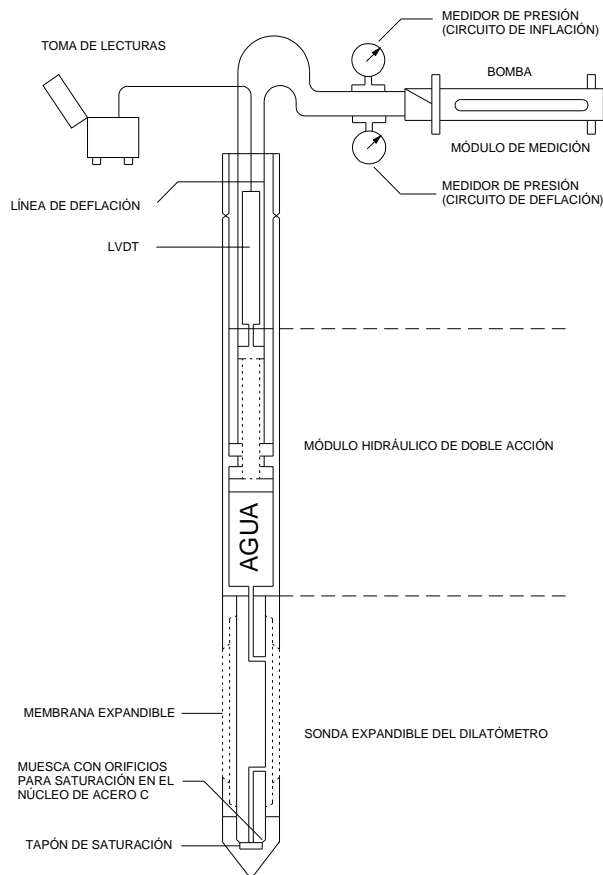


Figura 3.10. Dilatómetro modelo PROBEX-1

Un procedimiento de prueba estándar ha sido propuesto para este tipo de dilatómetro por la International Society for Rock Mechanics (ISRM, 1987). Este procedimiento ha sido adaptado por el constructor con relación a las características de su instrumento.

La interpretación de los resultados está basada en la ecuación original de Lamé (Goodman, 1989):

$$E = r(1+\nu)[\Delta p/\Delta r],$$

ó en términos de volumen con relación a las características del instrumento mencionado:

$$E = 2V(1+\nu)/[(\Delta V/\Delta p)-c]$$

²⁴ Labrie, *In-situ deformability of moderately to highly stressed mine structures in hard rock*; North American Rock Mechanics Symposium 1998, Cancún, México

Donde:

E = módulo de deformación *in situ*,

ν = relación de Poisson,

r = radio del barreno,

V = volumen de prueba promedio,

p = presión ejercida en la pared del barreno

c = constante de calibración del instrumento

Como resultado del ensayo se obtienen unas curvas presión-desplazamiento (figura 3.11) en las que se pueden distinguir las etapas de deformación, adaptación de la “camisa” de sondeo, deformación elástica, uno o varios ciclos de carga y descarga, deformación plástica y rotura. Esta prueba es muy útil en macizos rocosos muy fracturados, rocas blandas o deformables y en general en donde la obtención de muestras es difícil o imposible.²⁵

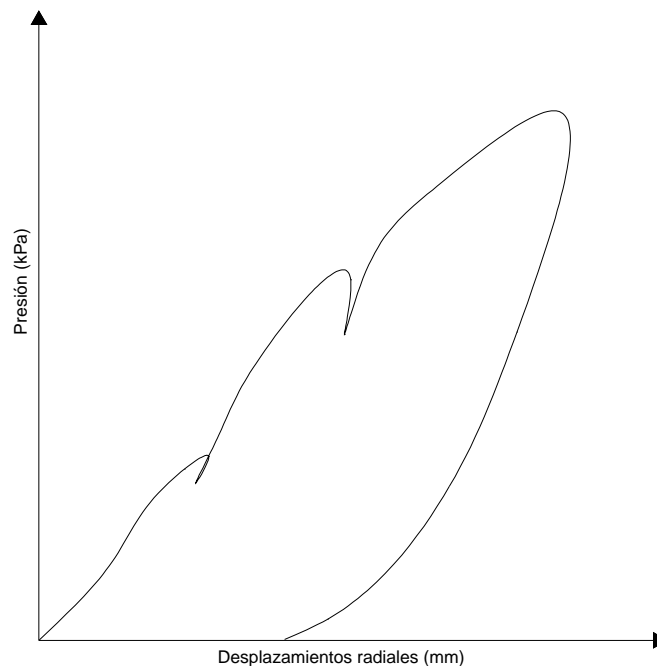


Figura 3.11. Curva de ensayo de dilatómetro

3.2 MÉTODOS INDIRECTOS

3.2.1 MÉTODOS GEOFÍSICOS

La velocidad de las ondas sísmicas (figura 3.12) se puede medir en muestras de roca en laboratorio y en campo. En este último, la velocidad de onda se puede medir al provocar una oscilación en el borde del macizo rocoso y observar el tiempo de propagación (normalmente en milisegundos) hacia un geófono fijo en la roca a una distancia de aproximadamente 50 m.

²⁵ González, op cit, P. 353

Para tales mediciones se utilizan sismógrafos portátiles, disponibles en varias marcas comerciales. Otro método consiste en registrar el tiempo de propagación de un impacto de oscilación entre puntos de un barreno separados 50 a 100 m de distancia. Al recibir el geófono la onda, se pueden determinar las velocidades de la onda de compresión v_p y la de cortante v_s .

Entonces, suponiendo que la roca es homogénea, isotrópica y elástica, se puede obtener el módulo de deformabilidad dinámico con las siguientes expresiones:²⁶

$$E = 2(1 + \nu) \rho v_s^2 \quad \text{ó}$$

$$E = \frac{(1 - 2\nu)(1 + \nu)}{(1 - \nu)} \rho v_p^2$$

donde:

ν = relación de Poisson,

v_s = velocidad de la onda de cortante,

v_p = velocidad de la onda de compresión

ρ = densidad de la roca

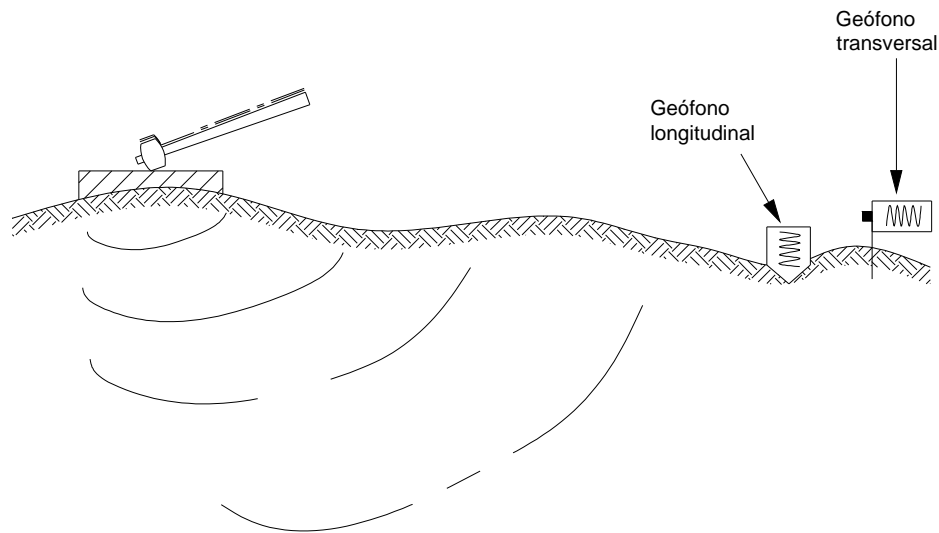


Figura. 3.12. Mediciones de velocidad sísmica en campo

3.2.1.1 DEFINICIONES PARA LOS MÉTODOS GEOFÍSICOS

Sismógrafo. Aparato que amplifica, muestrea, digitaliza, graba, presenta e imprime las señales eléctricas provenientes de los geófonos.

Geófono. Transductor de alta sensibilidad que transforma los movimientos sísmicos del terreno en señales eléctricas. Detector sísmico apropiado para estudios en tierra.

²⁶ Goodman, *Introduction to Rock Mechanics*, P. 193-195

Puntos de tiro. Puntos donde se ubica la fuente sísmica en un tendido.

Tendido. Arreglo geométrico que determina la posición relativa del geófono y los puntos de tiro a lo largo de una línea en el método de Tendido Sísmico Corto (TSC).

Fuente sísmica. Dispositivo capaz de producir ondas o perturbaciones elásticas en sincronía con el sistema de grabación del sismógrafo.

Sismograma. Registro en papel o disco extraíble, que presenta las señales sísmicas detectadas por los geófonos de un tendido a partir del disparo de la fuente sísmica.

Ondas P y S. La onda P, primera en aparecer en un sismograma, es una onda (elástica) de cuerpo caracterizada por producir movimiento de partícula en la misma dirección de su propagación. La onda S, generalmente la segunda en registrarse en un sismograma, es también una onda (elástica) de cuerpo, pero produce movimiento de partícula en alguna dirección perpendicular a la de su propagación.

Dromocrona. Gráfica tiempo-distancia formada por los tiempos de viaje de la primera y/o segunda onda en su posición relativa dentro de un TSC, tanto para tendido (sentido) directo como para el inverso.

Tendidos directo e inverso. En el método de TSC, el tendido directo es aquel cuyo geófono se encuentra más próximo al punto de tiro número 1, el cual corresponde a la primera traza del sismograma. El tendido inverso es, por el contrario, aquel cuyo geófono se encuentra más cerca del último punto de tiro, el cual corresponde a la última traza del registro sísmico.

Duración total. Tiempo transcurrido entre el arribo de la primera onda y el instante en que la amplitud de la segunda onda decae al 10% de su valor máximo, para cualquier traza de un sismograma.²⁷

3.2.1.2 TENDIDOS DE REFRACCIÓN SÍSMICA

El método para la determinación de las constantes elásticas dinámicas está basado en la medición de la velocidad de propagación de onda a través del medio rocoso.

La técnica experimental para pruebas *in situ* es muy simple. La figura. 3.13 muestra una forma típica para la medición de velocidades de ondas longitudinales o compresionales y de cortante.

²⁷ Gerencia de Estudios de Ingeniería Civil, CFE, *Estudios Geofísicos de Tendido Sísmico Corto*, P. 2-3

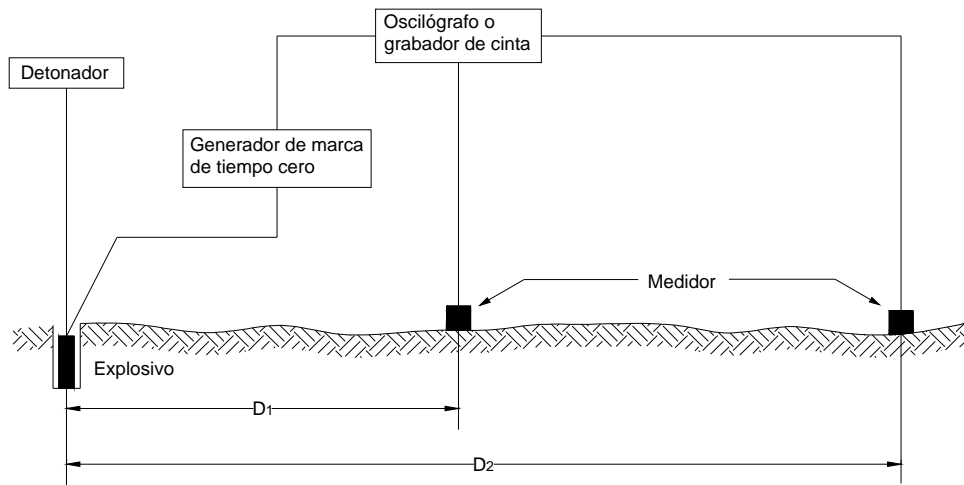


Figura. 3.13. Esquema experimental para mediciones de velocidades de compresión y cortante

Para medir velocidades de compresión y corte de ondas sísmicas en macizos rocosos expuestos en la superficie, se detona un explosivo en un barreno poco profundo. Los movimientos de onda generados en la superficie de la roca son medidos por acelerómetros a varias distancias desde el origen y registrados con un grabador de cinta, oscilógrafo o un osciloscopio. El tiempo cero del impacto se determina mediante la ionización de una sonda junto con la carga. Las velocidades son calculadas de los intervalos de tiempo entre la detonación del explosivo y la llegada de una onda de compresión o cortante a cada medidor. Los arribos de las ondas de corte son registradas frecuentemente por un medidor orientado transversalmente.

Las velocidades se calculan al dividir la distancia desde el impacto al medidor por el intervalo de tiempo entre la detonación de la carga y el arribo de la señal apropiada a la posición del medidor. Las velocidades también pueden ser calculadas de las curvas del tiempo de propagación como se observa en la figura. 3.14. En ella se muestran algunas velocidades de partículas típicas registradas y el cálculo de la velocidad de compresión o cortante de una curva de tiempo de propagación.²⁸

Utilizando la densidad de la roca y las velocidades determinadas en las pruebas, todas las constantes elásticas pueden ser calculadas de las ecuaciones elásticas estándar:²⁹

$$E = \frac{\rho v_s^2 (3v_p^2 - 4v_s^2)}{v_p^2 - v_s^2}$$

$$G = \rho v_s^2$$

²⁸ Lama, *Handbook on Mechanical Properties of Rocks vol. II*, P. 226-228

²⁹ *Ibidem*, P. 220

$$v = \frac{v_p^2 - 2v_s^2}{2(v_p^2 - v_s^2)}$$

Donde:

E = módulo de elasticidad, Pa,

G = módulo de rigidez, Pa,

ρ = densidad, kg/m³,

v_p = velocidad de compresión media, m/s y

v_s = velocidad de cortante, m/s

ν = relación de Poisson

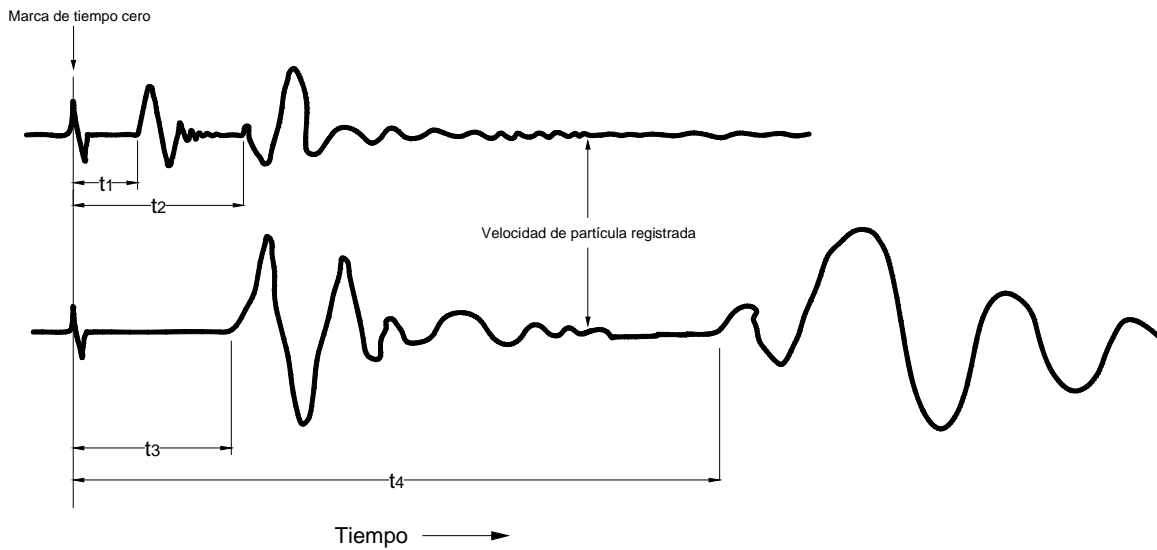


Fig. 3.14. Registro y cálculo de las velocidades de compresión y corte utilizando la gráfica de tiempo de propagación

3.2.1.3 TENDIDO SÍSMICO CORTO “PETITE SISMIQUE”

En los últimos años se ha practicado una técnica sísmica conocida como “petite sismique”, que ofrece la posibilidad de tener rápida y directamente estimaciones del módulo estático de Young y de la capacidad de carga del material. Dicho procedimiento es denominado tendido sísmico corto (TSC) y, al igual que otros métodos de exploración sísmica, constituye un complemento a las mediciones de mecánica de rocas porque involucra un mayor volumen del medio, lo cual le permite ser más representativo en muchos de los casos. Para ello se utiliza básicamente una correlación experimental entre el módulo estático de deformación y la frecuencia de la segunda onda o transversal.

El tendido sísmico corto es una variante de la técnica de refracción sísmica en el cual no interesa determinar estructura ni profundidad de interfases elásticas, sino sólo información sobre el estado geomecánico del material expuesto, a partir de la frecuencia dominante de la segunda onda y un tiempo de amortiguamiento de la señal de mayor amplitud en las trazas del sismograma. Los datos de campo se adquieren directamente de la roca fresca, ya sea en afloramientos, dentro de túneles y galerías, o en cortes a cielo abierto, aunque los TSC pueden ser aplicados también sobre presas y otras estructuras de concreto.

Las bases del método fueron propuestas por Schneider en 1967, pero apenas hace pocos años se ha venido utilizando más extensamente debido a las dificultades técnicas para generar, registrar e identificar la onda S y porque se trata de un procedimiento parcialmente empírico. Los estudios actuales de TSC se apoyan en investigaciones teóricas que explican cualitativa y cuantitativamente la relación entre los módulos estáticos y la frecuencia de las ondas sísmicas.

3.2.1.3.1 CARACTERÍSTICAS DEL MÉTODO Y EQUIPO DE CAMPO

Los tendidos de un estudio de TSC son similares a los de refracción sísmica; difieren de estos en la posición relativa de puntos de tiro y geófonos (en cada disparo participa un solo geófono), por lo cual la traza de cada punto de tiro es grabada una por una en el canal respectivo del sismógrafo. En este tipo de tendidos deben utilizarse 12 puntos de tiro, el mismo geófono para ambos sentidos del tendido, una fuente sísmica a base de impactos de marro, aplicados en forma perpendicular a la superficie de la roca y directamente sobre ella, así como una distancia de 2 m entre el detector y el punto de tiro mas cercano a éste, y separaciones de 2 a 3 m entre puntos de tiro consecutivos.

La experiencia en el método de TSC ha evidenciado que con el golpe perpendicular y directo sobre la roca es posible reconocer la segunda onda en los simogramas.

Los geófonos y puntos de tiro deben ubicarse en una superficie plana de roca (o concreto) a lo largo de una línea que este alejada cuando menos 1 m de la intersección de aquella con cualquier otra superficie similar.

Los datos de campo (sismogramas) se graban en disco flexible o duro y se imprimen en papel electrosensible, en el que debe anotarse: fecha, sitio, número y ubicación exacta del tendido, número y posición relativa del punto de tiro y ganancia utilizada (nivel de amplificación).

En cada tendido es recomendable hacer una grafica de barras con la distribución de f_s (frecuencia de la segunda onda) para obtener su valor dominante o representativo. El modulo de Young (estático) se estima mediante la correlación experimental de Schneider, ya sea en forma grafica (véase capítulo 5) o a través de la regresión equivalente en MPa:

$$E = 0.19f_s^{1.69}$$

Equipo de Campo

- Sismógrafo de memoria digital con pantalla, monitor de ruido, resolución de 0.1 ms, 12 canales y grabación en disco duro o flexible.
- Geófono de componente vertical.
- Cable de uso específico para conexión del geófono con el sismógrafo.
- Marro de 5 a 7 kg como fuente sísmica.
- Computadora portátil o integrada al sismógrafo.

3.2.1.3.2 PROCEDIMIENTO

Actividades preliminares

- a) Localizar en forma aproximada los TSC sobre un plano geológico del sitio.
- b) Comprobar que el equipo de campo esté en buenas condiciones de operación.

Trabajo de campo

- a) Hacer un reconocimiento de los sitios por estudiar.
- b) Realizar un levantamiento topográfico de los sitios.
- c) Instalar el sismógrafo en el sitio seleccionado para un TSC y marcar los lugares donde van a ubicarse los puntos de tiro del mismo.
- d) Fijar el geófono en uno de los extremos del tendido (sentido directo o inverso).
- e) En cada punto de tiro realizar los impactos y, simultáneamente, grabar cada señal en el sismógrafo.
- f) Al completar el tendido, grabar el conjunto de trazas en archivo digital e imprimirlo. Anotar la identificación del sismograma.
- g) Fijar el geófono en el otro extremo del tendido y repetir las operaciones de los dos incisos anteriores para el sentido contrario.
- h) En cada nuevo tendido del estudio, realizar las actividades descritas en los incisos c a g.
- i) Supervisar la obtención de datos de campo. En su caso, repetir la grabación, los puntos de tiro o los tendidos que el supervisor indique.

Análisis de datos y determinación de parámetros

- a) Marcar en las trazas los arribos de la primera y la segunda ondas; leer y anotar los tiempos de viaje correspondientes.
- b) Construir las dromocronas de cada tendido y calcular las velocidades de la primera y la segunda ondas.
- c) Calcular las propiedades dinámicas.
- d) Para todos los sismogramas, medir el periodo y determinar la frecuencia de la segunda onda en las trazas que sea posible.

- e) Mediante la correlación con la f_s dominante, estimar el modulo de Young (estático) para cada tendido.³⁰

3.2.1.4 CROSS-HOLE

Con este método de prueba se obtienen los módulos dinámicos del macizo rocoso, encontrando las velocidades de las ondas longitudinales (V_p) y las ondas transversales (V_s) entre dos o más puntos del terreno situados en el mismo plano horizontal. Este ensayo consiste en colocar una fuente de energía en un sondeo y geófonos en otros sondeos próximos (figura 3.15).

Los sondeos en donde se sitúan los geófonos se revisten con tubos metálicos o de P. V. C., cementándose el espacio que queda entre el tubo y la pared del sondeo. El diámetro de los sondeos es habitualmente de 130 mm. La distancia entre las perforaciones está en función del tipo de terreno a investigar, por lo que suele realizarse previamente algún ensayo sísmico superficial para conocer las velocidades de ondas y en función de ellas situar los sondeos del ensayo, generalmente la separación entre cada perforación es entre 3 y 6 m.³¹

En la figura 3.16 se muestra el equipo necesario para una prueba de cross-hole, el sistema de fijación puede ser neumático o mecánico. El geófono utilizado mide las ondas en tres direcciones, dos horizontales y una vertical.

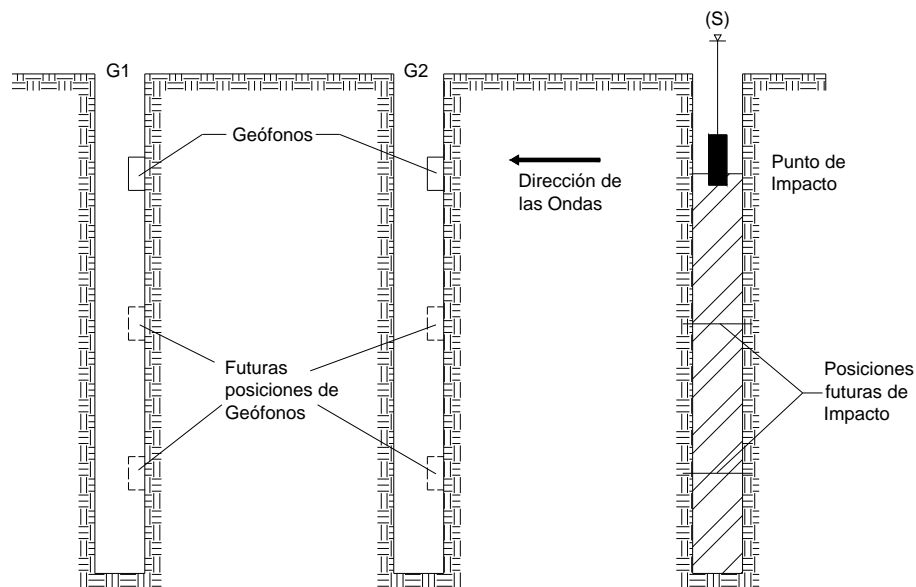


Figura 3.15. Esquema que muestra el método de prueba de cross-hole.

La emisión de las ondas se efectúa mediante una explosión, una vibración o un impacto mecánico. En la figura 3.17 se muestra un procedimiento para generar ese impacto con un toma muestras provisto de un geófono.

³⁰ Gerencia de Estudios de Ingeniería Civil, CFE, *op cit*, P. 1, 3-8

³¹ López, *op cit*, P. 449

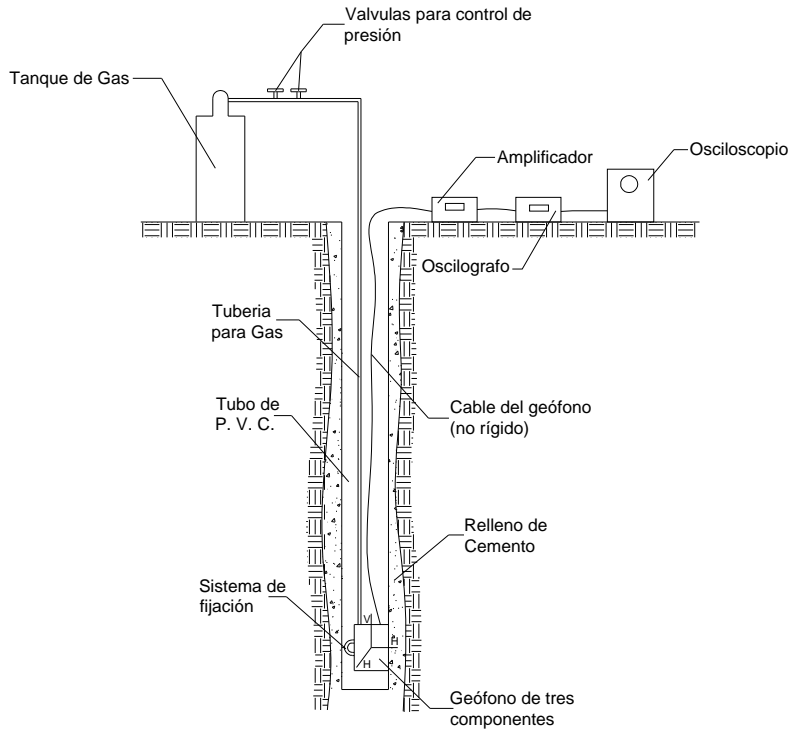


Figura 3.16. Esquema del equipo utilizado para un ensayo de cross-hole

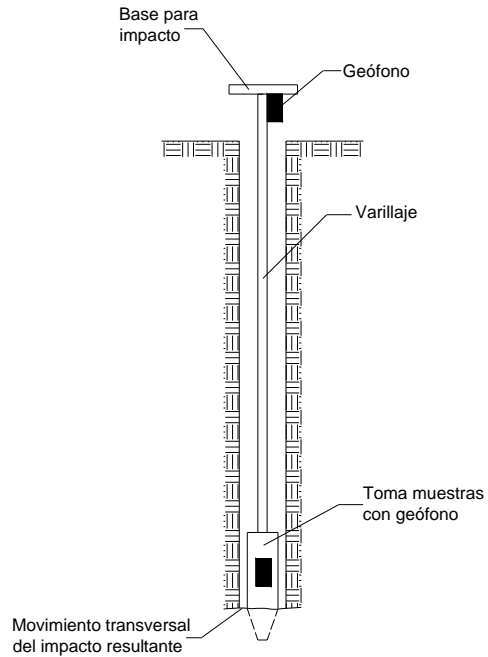


Figura 3.17. Procedimiento para crear un impacto mecánico con un toma muestras provisto de un geófono

Como el origen del impacto suele ser en la cabeza de la varilla se debe restar el tiempo en que tarda la onda en atravesar la varilla y el calibrado de este tiempo se hace situando un geófono en un extremo y golpeando en el lado opuesto. Un aspecto muy importante a tomar en cuenta es la verticalidad del sondeo mediante inclinómetros. En este método se debe tener un conocimiento detallado del terreno, por lo cual en las perforaciones se debe obtener muestras. Los resultados directamente conseguidos son las velocidades de las ondas longitudinales y transversales de cada capa, mediante las cuales puede llegarse al conocimiento de algunas características dinámicas aplicando las siguientes expresiones:³²

$$G = \rho (V_s)^2$$

$$E = 2G(1 \pm \nu)$$

$$\nu = \frac{\frac{(V_p)^2}{(V_s)^2} - 2}{\frac{(V_p)^2}{(V_s)^2} - 1}$$

Donde:

G = módulo de deformación tangencial dinámico

ρ = densidad del terreno

V_s = velocidad de la onda transversal

V_p = velocidad de la onda longitudinal

ν = coeficiente de Poisson dinámico

E = módulo de elasticidad dinámico

³² López, *op cit*, P.452

4. MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS PARA DETERMINAR LA DEFORMABILIDAD DE LOS MACIZOS ROCOSOS

4.1 ÍNDICE DE CALIDAD DE TÚNELES (NGI)

Este parámetro está basado principalmente en las observaciones hechas en una gran cantidad de casos tipo realizadas por Barton, Lien y Lunde del Norwegian Geotechnical Institute (NGI), ellos propusieron un índice Q para determinar la calidad de los macizos rocosos, el valor de dicho índice se encuentra por la siguiente expresión:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF}$$

Donde:

- RQD = índice de calidad de la roca[∞]
- J_n = número de sistemas de discontinuidades
- J_r = rugosidad de las discontinuidades
- J_a = relleno y alteraciones en la pared rocosa
- J_w = condiciones de humedad
- SRF = factor de reducción de esfuerzos

En la tabla 4.1 se dan los valores numéricos de cada uno de estos parámetros. La calidad Q de la roca para los túneles puede considerarse como una función de sólo tres parámetros que son medidas aproximadas de:¹

1. El tamaño de los bloques (RQD/J_n)
2. La resistencia al esfuerzo cortante entre bloques (J_r/J_a)
3. Los esfuerzos activos (J_w/SRF)

Tabla 4.1. Valores de los Parámetros en el sistema NGI^Ω

Número de sistemas de discontinuidades	J _n
Masivo, sin o con pocas discontinuidades	0.5
Un sistema	2.0
Dos sistemas	4.0
Tres sistemas	9.0
Cuatro o más sistemas	15.0
Roca triturada	20.0
Rugosidad de las discontinuidades	J _r *
Juntas sin continuidad	4.0

[∞] Ver capítulo 1

¹ Hoek, *Excavaciones subterráneas en roca*, P. 36, 37, 42

^Ω Tabla simplificada tomada de Goodman.

Tabla 4.1. Continuación

Rugosa, ondulada	3.0
Suave, ondulada	2.0
Rugosa, plana	1.5
Suave, plana	1.0
Lisa y plana	0.5
Discontinuidades "rellenas"	1.0
*Sumar 1.0 si el espaciado de las juntas excede los 3m	
Relleno y Alteraciones en la pared Rocosa	J_a
Sin relleno aparente	
Relleno soldado	0.75
Manchas superficiales; sin alteración	1.0
Recubrimientos limosos o arenosos	3.0
Recubrimientos arcillosos	4.0
Relleno	
Arena o roca triturada	4.0
Arcillosos < 5mm de espesor	6.0
Arcillosos blandos < 5mm de espesor	8.0
Arcillosos expansivos < 5mm de espesor	12.0
Arcillosos > 5mm de espesor	10.0
Arcillosos blandos > 5mm de espesor	15.0
Arcillosos expansivos > 5mm de espesor	20.0
Condiciones de humedad	J_w
Seca	1.0
Infiltración media	0.66
Gran infiltración en juntas sin relleno	0.5
Gran infiltración y lavado en los rellenos	0.33
Alta infiltración transitoria	0.2-0.1
Alta infiltración continua	0.1-0.05
Factor de reducción de esfuerzos	SRF*
Pérdida de roca con discontinuidades con rellenos arcillosos	10.0
Pérdida de roca con discontinuidades abiertas	5.0
Roca superficial (< 50m) con discontinuidades con rellenos arcillosos	2.5
Roca cerrada, con discontinuidades sin relleno bajo esfuerzos medios	1.0
*Barton define los valores de SRF correspondientes al grado de apertura, estrechamiento y afloramiento de la roca	

El índice Q obtenido de esta clasificación del macizo rocoso es un parámetro adecuado para resolver los problemas prácticos que se presentan en la ingeniería civil y su aplicación depende de las condiciones generales en la que se encuentra la roca.

4.2 CLASIFICACIÓN CSIR DE LOS MACIZOS ROCOSOS

No se tiene una clasificación sencilla que explique el comportamiento de un macizo rocoso, se deben de considerar varios factores como el RQD, los rellenos arcillosos y grado de alteración de la roca, Bieniawski del South African Council for Scientific and Industrial Research (CSIR), propuso una clasificación de este tipo.

Bieniawski señala que una clasificación de un macizo rocoso fisurado debe:

1. Dividir el macizo rocoso en grupos de comportamiento parecido
2. Proporcionar una buena base para la comprensión de las características del macizo
3. Facilitar la planeación y el diseño de estructuras en la roca al proporcionar datos cuantitativos que se necesitan para la solución de problemas de ingeniería, y
4. Proporcionar una base común de comunicación efectiva para todas las personas interesadas en un problema de geomecánica.

Lo anterior se logra si la clasificación:

1. Es sencilla y significativa en sus términos.
2. Se apoyó en parámetros medibles y establecidos en el campo de manera rápida y económica.

Bieniawski fijó cinco parámetros en su clasificación:

1. Resistencia de la roca inalterada (tabla 4.2).
2. RQD.
3. Espaciamiento de discontinuidades.
4. El estado de las discontinuidades.
5. Condiciones del agua subterránea.

En la tabla 4.3 se tiene la clasificación geomecánica para macizos rocosos fisurados (CSIR).²

La clasificación aporta una valuación total que aparece en la parte C de la tabla 4.3 conocido como Rock Mass Rating (RMR) que indica la calidad de la roca en un rango de 0 a 100.

² Hoek, *op. cit.*, P. 31-34

Tabla 4.2. Clasificación de la resistencia de roca inalterada^o

Descripción	Resistencia a la compresión simple		Ejemplos de roca característica
	Kg/cm ²	MPa	
Resistencia muy baja	10-250	1-25	Yeso, sal de roca
Resistencia baja	250-500	25-50	Carbón, limonita, esquisto
Resistencia media	500-1000	50-100	Arenisca, pizarra, lutita
Resistencia alta	1000-2000	100-200	Mármol, granito, gneiss
Resistencia muy alta	> 2000	> 200	Cuarcita, dolerita, gabro, basalto

4.3 CORRELACIÓN ENTRE LOS SISTEMAS CSIR Y NGI.

Ambos sistemas señalan que la orientación e inclinación estructural son de menor importancia y que con simplemente hacer la diferencia entre *favorable* y *desfavorable* es suficiente, dicha aseveración es aceptable para la mayoría de los casos prácticos, pero en ciertos materiales se tienen características estructurales que son definitivas en el comportamiento del macizo, en otros casos grandes bloques pueden quedar aislados por unas cuantas discontinuidades, dando como resultado problemas en lo que respecta a la estabilidad en las excavaciones. Para este tipo de casos los dos sistemas mencionados pueden resultar inadecuados y por lo tanto se tendrán que tener en cuenta la relación de la geometría del macizo y la excavación.³

Se han empleado ambos sistemas (CSIR y NGI) en el campo y se ha comprobado que los dos son fáciles de usar y prácticos. En la mayoría de los casos se utilizan las dos clasificaciones, la valuación del macizo (RMR) y la calidad para túneles (Q). Aunque las clasificaciones RMR y Q utilizan diferentes parámetros que no estrictamente están correlacionados, Bieniawski propuso una expresión que relaciona dichas clasificaciones, basada en un gran número de casos históricos, la ecuación propuesta es:⁴

$$RMR = 9 \ln Q + 44$$

Bieniawski propuso una aplicación adicional de las clasificaciones de los macizos rocosos, que es el saber aproximadamente la deformación de la roca *in situ*. En la figura 4.1 se tienen la relación entre la deformabilidad *in situ* y las clasificaciones del macizo rocoso.

Bieniawski sugirió la siguiente expresión para obtener el módulo de deformación para rocas con un RMR mayor a 55:

$$E = 2RMR - 100$$

^o Clasificación propuesta por Deere y Miller.

³ Hoek, *op. cit.*, P. 45

⁴ Goodman, *Introduction to Rock Mechanics*, P. 47

Tabla 4.3. Clasificación geomecánica CSIR de macizos rocosos fisurados.

A. Clasificación de los parámetros y su evaluación

PARÁMETROS			ESCALA DE VALORES						
1	Resistencia de la roca inalterada	Índice de la carga de punta	> 8MPa	4 - 8MPa	2 - 4MPa	1 - 2MPa	Para esta escala tan baja se prefiere la prueba de la resistencia a la compresión simple		
		Resistencia a compresión simple	> 200MPa	100 - 200MPa	50 - 100MPa	25 - 50MPa	10 - 25MPa	3 - 10MPa	1 - 3MPa
	Valuación		15	12	7	4	2	1	0
2	RQD		90 - 100%	75 - 90%	50 - 75%	25 - 50%	< 25%		
	Valuación		20	17	13	8	3		
3	Espaciamiento de juntas		> 3m	1 - 3m	0.3 - 1m	50 - 300mm	< 50mm		
	Valuación		30	25	20	10	5		
4	Estado de las fisuras		Superficies muy rugosas, sin continuidad, sin separación. Paredes de roca dura	Superficies algo rugosas, separación 1mm. Paredes de roca dura	Superficies algo rugosas. Separación < 1mm. Paredes de roca suave	Superficies pulidas o relleno < 5mm espaciamiento o fisuras abiertas 1 - 5mm fisuras continuas	Relleno blando < 5mm o fisuras abiertas < 5mm fisuras continuas		
	Valuación		25	20	12	6	0		
5	Agua subterránea		Cantidad de filtración	Ninguna	< 25lt/min	25 - 125lt/min	> 125lt/min		
			Relación presión de agua en la fisura y el esfuerzo principal mayor	Cero	0.0 - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5		
			Situación general	Totalmente seco	Sólo húmedo	Ligera presión de agua	Serios problemas de agua		
	Valuación		10	7	4	0			

Tabla 4.3. Continuación

B. Ajuste en la valuación por orientación de fisuras

Orientación de rumbo y echado de las fisuras		Muy favorable	Favorable	Regular	Desfavorable	Muy desfavorable
2	Túneles	0	-2	-5	-10	-12
	Cimentaciones	0	-2	-7	-15	-25
	Taludes	0	-5	-25	-50	-60

C. Clasificación de las rocas según el total de valuación

Valuación	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	< 20
Clasificación No.	I	II	III	IV	V
Descripción	Muy buena roca	Buena roca	Roca regular	Roca mala	Roca muy mala

D. Significado de la clasificación del macizo rocoso

Clasificación No.	I	II	III	IV	V
Tiempo medio de sosten	10 años para claro de 5m	6 meses para claro de 4m	1 semana para claro de 3m	5 horas para claro de 15m	10 minutos para claro de 0.5m
Cohesión de la roca	> 300kgPa	200 - 300kgPa	150 - 200kgPa	100 - 150kgPa	< 100kgPa
Ángulo de fricción de la roca	> 45°	40° - 45°	30° - 35°	30° - 35°	< 30°

Para rocas blandas ($10 < RMR < 50$), Serafim y Pereira (1983) dieron la siguiente correlación entre el módulo de elasticidad de la masa rocosa y el RMR:⁵

$$E = 10^{(RMR-10)/40}$$

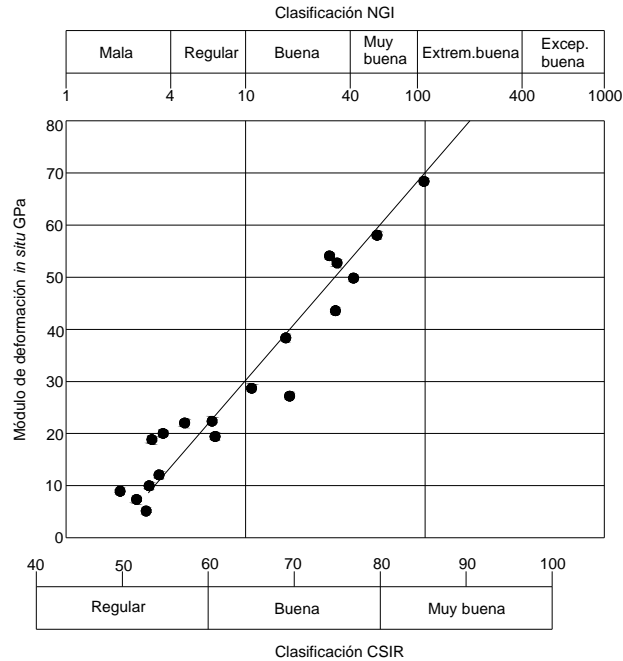


Figura 4.1. Relación entre el módulo de deformabilidad *in situ* de macizos rocosos y las clasificaciones de los mismos.⁶⁾

El uso de estos sistemas de clasificación en la ingeniería de rocas sigue siendo controversial ya que están sustentados básicamente en observaciones empíricas en el diseño de túneles, minas y otros trabajos hechos en roca, pero estas observaciones se han realizado con un gran escrutinio para poder reproducir los valores asignados a los macizos rocosos. Por otro lado estas clasificaciones tienden a generalizar, lo que en algunos casos resulta inadecuado para describir el amplio rango de especificaciones de la roca real, sin embargo no se puede negar que dichas clasificaciones son un gran aporte a la solución de problemas prácticos aplicados a la mecánica de rocas.

4.4 ÍNDICE DEL MACIZO ROCOSO (RMi)

El sistema de clasificación RMi (Rock Mass index) fue desarrollado debido a la necesidad de una caracterización para la resistencia del macizo rocoso y para mejorar la descripción del mismo (Palmström, 1995, 1996). El índice RMi utiliza los siguientes parámetros de entrada:

⁵ Goodman, *op. cit.*, P. 198

⁶⁾ Bieniawski, *Determining rock mass deformability: experience from case histories*, P. 237-247

- Resistencia a la compresión uniaxial de la probeta de roca
- Volumen del bloque: tamaño del bloque delimitado por las discontinuidades
- Características de las discontinuidades como alteración, rugosidad y longitud.

La resistencia a la compresión uniaxial del macizo rocoso se expresa en MPa en el valor de RM_i , el cual se obtiene como sigue:

$$RM_i = \sigma_{ci} JP$$

Donde:

σ_{ci} = resistencia a compresión uniaxial de la roca intacta medida en muestras de 50 mm;

JP = parámetro de discontinuidad, el cual es un factor de reducción que representa el tamaño del bloque y la condición de sus superficies como las propiedades de fricción. Adicionalmente se incluye un factor de escala para el tamaño de las discontinuidades.

El factor de reducción de discontinuidad está dado por:

$$JP = 0.2jC^{1/2} Vb^D$$

Donde:

Vb = volumen del bloque en m^3 ;

JC = factor de condición de discontinuidades expresado como:

$$JC = jL(jR/jA)$$

El exponente D está dado como una función de jC :

$$D = 0.37jC^{0.2}$$

Donde:

jL = longitud de la discontinuidad y factor de continuidad;

jR = rugosidad en la pared de la discontinuidad;

jA = factor de alteración de la pared.

Los valores jR y jA son casi idénticos a Jr y Ja definidos en el sistema Q y están dados en tablas.

El valor de JP varía desde 0 para roca triturada hasta 1 para roca intacta. Este valor se puede determinar utilizando varias correlaciones y un monograma especial que ha sido desarrollado para el método por Palmström (1996).

Se dan las siguientes opciones para la evaluación de jC :

Volumen del bloque (Vb) y jC ;

Conteo volumétrico de discontinuidades (Jv) y jC ;

Espaciamiento de discontinuidad promedio y jC ;

RQD y jC .

El conteo volumétrico de discontinuidades se calcula con la ecuación:

$$Jv = 35 - 0.3RQD$$

El volumen del bloque, V_b , es uno de los parámetros más importantes y tiene una influencia significativa en el valor de RMi .

El tamaño del bloque se define principalmente por discontinuidades de tamaño pequeño y mediano en el macizo rocoso.

El espaciamiento de discontinuidades define el tamaño del bloque. Algunas con direcciones aleatorias también pueden tener influencia en el tamaño.

Cuando el tamaño de la muestra se agranda, generalmente están involucrados efectos de escala significativos. El RMi está relacionado con muestras de gran escala cuando este efecto está incluido en valores de jP . El factor de tamaño de discontinuidad jL también es una variable que depende de la escala.

Para una gran masa de roca donde el parámetro de discontinuidad $jP = 1$, el efecto de escala para la resistencia a compresión uniaxial debe ser incluido como si éste se relacionara con una muestra de 50 mm de tamaño.

El efecto de escala en la resistencia a la compresión uniaxial se puede describir mediante la ecuación presentada por Palmström (1996):

$$\sigma_{cm} = \sigma_{ci}(0.05/Db)^{0.2}$$

Donde:

σ_{cm} = resistencia a compresión uniaxial del macizo rocoso;

Db = diámetro del bloque medido en metros, el cual se puede obtener de $Db = V_b^{1/3}$ o en casos con grupos de discontinuidades pronunciadas $Db = S =$ espaciamiento de discontinuidades en el grupo.

La ecuación es válida para tamaños de bloques variados, con diámetros de muestra mayores a algunos metros. La tabla 4.4 muestra que el sistema RMi puede ser utilizado para clasificar roca extremadamente débil hasta rocas extremadamente resistentes.⁶

Tabla 4.4. Clasificación de acuerdo al RMi

Terminología		Valor de RMi (MPa)
RMi	Relacionado a la resistencia del macizo rocoso	
Extremadamente bajo	Extremadamente débil	< 0.001
Muy bajo	Muy débil	0.001 – 0.01
Bajo	Débil	0.01 – 0.1
Moderado	Medio	0.1 – 1
Alto	Resistente	1 – 10
Muy alto	Muy resistente	10 – 100
Extremadamente alto	Extremadamente resistente	> 100

⁶ Röshoff, Lanaro and Jing, *Strategy for a Rock Mechanics Site Description Model*, P. 29-30

4.4.1 ECUACIÓN PARA EVALUAR EL MÓDULO DE DEFORMABILIDAD

Palmström también propuso una relación entre el módulo de deformación del macizo rocoso y el RMi, válido si éste es mayor de 0.1. Dicha relación es la siguiente:⁷

$$E_m = 5.6RMi^{0.375}$$

4.5 CRITERIO DE RAMAMURTHY

Ramamurthy (2001) *in Röshoff*, sugirió que la resistencia del macizo rocoso y el módulo de deformación están relacionados por un factor de discontinuidad a la resistencia y el módulo de Young de la roca intacta.

La definición del factor de discontinuidad en el criterio de Ramamurthy está basada en pruebas de laboratorio sobre muestras pequeñas principalmente, con varios ajustes para la orientación de discontinuidades y dirección de la carga.

Actualmente este criterio no es un sistema de clasificación en el sentido clásico, ya que no proporciona clasificaciones de calidad de la roca. Sin embargo es importante mencionar que, en efecto, las propiedades mecánicas del macizo rocoso pueden obtenerse directamente.

El factor de discontinuidad J_f se obtiene de la siguiente ecuación:

$$J_f = J_n / (nr)$$

Donde:

J_n = número de discontinuidades por metro en la dirección de la carga / esfuerzo principal mayor;

n = parámetro de inclinación dependiente de la orientación de la discontinuidad;

r = rugosidad o coeficiente de fricción de la discontinuidad o grupo de discontinuidades con mayor potencial de deslizamiento.

El factor J_f combina la frecuencia de discontinuidades, la inclinación de éstas con respecto a la dirección de la carga y la resistencia al corte de las mismas. La discontinuidad con un ángulo de inclinación cercano a $(45^\circ - \phi/2)$ de la dirección de la carga será la primera en deslizar; ϕ es el ángulo de fricción de las discontinuidades. Esta orientación debe ser considerada si existen varios grupos de discontinuidades. El valor r también puede obtenerse de pruebas de corte a lo largo de la discontinuidad y está dado por:

$$r = \tau_j / \sigma_{nj}$$

Donde:

τ_j = resistencia al corte de la discontinuidad;

σ_{nj} = esfuerzo normal en la discontinuidad.⁸

⁷ Röshoff, *op cit*, P. 39

⁸ *Ibidem*, P. 31

4.5.1 ECUACIÓN PARA EVALUAR EL MÓDULO DE DEFORMABILIDAD

La correlación entre el módulo de deformación medio del macizo rocoso con el factor de discontinuidad J_f de acuerdo con Ramamurthy se basa en la ecuación:

$$E_j = e^{(-1.15 \times 10^{-2} J_f)} E_i$$

Donde:

E_i = módulo tangente a 50% del esfuerzo de falla de la roca intacta para presión de confinación igual a cero;

E_j = módulo tangente a 50% del esfuerzo de falla del macizo rocoso para presión de confinación igual a cero.⁹

4.6 ÍNDICE GEOLÓGICO DE RESISTENCIA (GSI)

El Índice Geológico de Resistencia (Geological Strength Index) fue presentado por Hoek (1994, 1995); Hoek y Brown (1997). El GSI proporciona un índice de resistencia basado en las condiciones geológicas identificadas mediante observaciones en campo. La caracterización se basa en la impresión visual de la estructura del bloque de roca y la condición de las fracturas (rugosidad y alteración).

Una característica del sistema GSI es que puede ser usado para estimaciones preliminares sin datos cuantitativos de las propiedades geométricas y mecánicas de la roca, y las fracturas pueden estimarse fácilmente desde la superficie examinando afloramientos seleccionados sin utilizar información de barrenos.⁶

La resistencia de un macizo rocoso fracturado depende de las propiedades de los fragmentos de roca intacta y la facilidad de estos para rotar y deslizar bajo diferentes condiciones de esfuerzos. Esta facilidad depende de la forma geométrica además de la condición de las superficies que separan los fragmentos.

Los fragmentos de roca angular con discontinuidades limpias y rugosas ocasionarán un macizo rocoso más resistente, que fragmentos con partículas redondeadas de material intemperizado y alterado.

El GSI proporciona un sistema para estimar la reducción de resistencia en un macizo rocoso para diferentes condiciones geológicas. Este sistema se presenta en las tablas 4.5 y 4.6. La experiencia ha mostrado que la tabla 4.5 es suficiente para observaciones en campo, desde que se ha establecido el código de letras que identifica cada categoría de macizo rocoso. Después, estos códigos pueden ser usados para estimar el valor de GSI de la tabla 4.6.

Para macizos rocosos con buena calidad ($GSI > 25$), el valor puede ser estimado directamente de la versión del RMR de Bieniawski de 1976, con la condición del agua subterránea fija en 10 (seco) y el Ajuste para Orientación de Discontinuidad en 0 (muy favorable). Para macizos rocosos con mala calidad el valor de RMR es muy difícil de

⁹ Röshoff, *op cit*, P. 39

⁶ *Ibidem*, P. 27

estimar y el balance entre las clasificaciones ya no proporciona una base confiable para estimar la resistencia del macizo. En consecuencia, la clasificación RMR de Bieniawski no debe ser usada para estimar el valor de GSI de macizos rocosos de mala calidad.

Si se utiliza la versión del RMR de Bieniawski de 1989, entonces:

$$GSI = RMR_{89} - 5$$

Donde RMR_{89} tiene la condición del agua subterránea fija en 15 y el Ajuste para Orientación de Discontinuidad en 0.⁷

A fin de utilizar el criterio de Hoek y Brown para estimar la resistencia y deformabilidad de macizos rocosos fracturados, deben estimarse tres 'propiedades' del macizo. Estas son:

1. La resistencia a la compresión uniaxial σ_{ci} de los fragmentos de roca intacta,
2. El valor de la constante de Hoek-Brown m_i para estos fragmentos, y
3. El valor del Índice de Resistencia Geológica GSI para el macizo rocoso.⁸

4.6.1 ECUACIÓN PARA EVALUAR EL MÓDULO DE DEFORMABILIDAD

Como se explico con anterioridad Serafim y Pereira propusieron una relación entre el módulo de deformación *in situ* y la clasificación RMR. Esta relación está basada en el análisis de la deformación de cimentaciones de presas y se obtienen buenos resultados para rocas de buena calidad, pero se ha observado que para rocas de mala calidad los valores obtenidos son un poco altos. Basándose en observaciones prácticas y en el análisis del comportamiento de excavaciones en macizos rocosos de mala calidad es pertinente realizar la siguiente modificación a la ecuación propuesta por Serafim y Pereira para $\sigma_{ci} < 100$:

$$E_m = \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} 10^{(GSI-10)/40}$$

Donde:

E_m = módulo de deformación,

σ_{ci} = resistencia a la compresión simple de la roca intacta.





En esta ecuación el RMR es sustituido por el GSI y el módulo de deformación se va reduciendo conforme σ_{ci} va siendo menor a 100 y esta reducción se basa en la teoría de que en las masas rocosas de buena calidad su deformación es controlada por las discontinuidades, mientras que en las rocas de mala calidad la deformación de la roca intacta contribuye en todo el proceso de deformación.⁹

⁷ Hoek, *Practical Rock Engineering*, P. 171-172

⁸ *Ibidem*, P.162





⁹ *Ibidem*, P. 182

Tabla 4.5. Caracterización de macizos rocosos con base en el acomodo y alteración de las juntas^ψ

<p>CARACTERIZACIÓN DE MACIZO ROCOSO PARA ESTIMAR LA RESISTENCIA</p> <p>Basado en la apariencia de la roca, elija la categoría que se piense da la mejor descripción de las condiciones 'promedio' de equilibrio in situ. Note que las caras de roca expuestas que han sido creadas debido a voladuras pueden dar una impresión engañosa de la calidad de la roca subyacente. Puede ser necesario un ajuste para daño por voladura, para el cual será útil examinar el diamante del barreno o las caras creadas por una pre-ruptura o voladura leve. También es importante mencionar que el criterio de Hoek-Brown sólo debe ser aplicado en macizos rocosos donde el tamaño de bloques individuales es pequeño en comparación con la excavación bajo consideración.</p>		CONDICION DE LA SUPERFICIE					
ESTRUCTURA		MUY BUENA (VERY GOOD) Superficies muy rugosas, limpias y no intemperizadas	BUENA (GOOD) Superficies rugosas, escasamente intemperizadas, de color hierro	REGULAR (FAIR) Superficies suaves, moderadamente intemperizadas o alteradas	MALA (POOR) Superficies altamente intemperizadas, lisas, con capas compactas o rellenos de fragmentos angulares	MUY MALA (VERY POOR) Superficies altamente intemperizadas, lisas, con capas o rellenos de arcilla blanda	
		DISMINUYE LA CALIDAD DE LA SUPERFICIE →					
 <p>FRACTURADA (BLOCKY) – macizo rocoso en equilibrio muy bien acomodado, que consiste en bloques cúbicos formados por tres grupos de discontinuidades ortogonales</p>	DISMINUYE EL ACOMODO DE LOS FRAGMENTOS DE ROCA ←	B/VG	B/G	B/F	B/P	B/VP	
		 <p>MUY FRACTURADA (VERY BLOCKY) – macizo rocoso parcialmente perturbado, acomodado, con bloques angulares formados por cuatro o más grupos de discontinuidades</p>	VB/VG	VB/G	VB/F	VB/P	VB/VP
		 <p>FRACTURADA/PERTURBADA (BLOCKY/DISTURBED) – macizo rocoso con falla y/o plegado, con bloques angulares formados por la intersección de varios grupos de discontinuidades</p>	BD/VG	BD/G	BD/F	BD/P	BD/VP
		 <p>DESINTEGRADA (DESINTEGRED) – macizo rocoso mal acomodado, fuertemente fracturado, con una mezcla de fragmentos angulares y redondeados</p>	D/VG	D/G	D/F	D/P	D/VP

^ψ En versiones anteriores de esta tabla los términos BLOCKY/SEAMY y CRUSHED fueron usados siguiendo la terminología de Terzaghi (1946). Sin embargo, estos términos han sido reemplazados por BLOCKY/DISTURBED, el cual refleja mejor el incremento de movilidad de un macizo rocoso que ha sufrido algún plegamiento y/o falla; y DESINTEGRED, el cual abarca un amplio rango de formas de partículas

Tabla 4.6. Estimación del Índice Geológico de Resistencia GSI basada en descripciones geológicas

<p>ÍNDICE GEOLÓGICO DE RESISTENCIA</p> <p>A partir de los códigos de letras que describen las condiciones de la estructura y la superficie del macizo rocoso (de la tabla 4.5), elija el recuadro apropiado. Estime el valor promedio del Índice de Resistencia Geológica (GSI) de los contornos. No intente ser tan preciso. Dar un rango de GSI de 36 a 42 es más realista que dar un GSI = 38.</p>		CONDICION DE LA SUPERFICIE				
ESTRUCTURA		DISMINUYE LA CALIDAD DE LA SUPERFICIE ⇒				
		⇐ DISMINUYE EL ACOMODO DE LOS FRAGMENTOS DE ROCA				
 <p>FRACTURADA (BLOCKY) – macizo rocoso en equilibrio muy bien acomodado, que consiste en bloques cúbicos formados por tres grupos de discontinuidades ortogonales</p>	80					
 <p>MUY FRACTURADA (VERY BLOCKY) – macizo rocoso parcialmente perturbado, acomodado, con bloques angulares formados por cuatro o más grupos de discontinuidades</p>	70	60				
 <p>FRACTURADA/PERTURBADA (BLOCKY/DISTURBED) – macizo rocoso plegado y/o con falla, con bloques angulares formados por la intersección de varios grupos de discontinuidades</p>		50	40			
 <p>DESINTEGRADA (DESINTEGRED) – macizo rocoso mal acomodado, fuertemente fracturado, con una mezcla de fragmentos angulares y redondeados</p>			30	20	10	

5 APLICACIONES: DEFORMABILIDAD DE MACIZOS ROCOSOS DE PROYECTOS HIDROELÉCTRICOS

En el presente capítulo se recopila la información de los proyectos hidroeléctricos Aguamilpa, El Cajón y Zimapán que corresponde a la obtención de módulos de deformabilidad en campo, laboratorio y geofísico, así como la geología necesaria para realizar la clasificación geomecánica RMR, con el fin de hacer una comparación con las correlaciones existentes en la literatura técnica, para tener un estimado preliminar del módulo de deformabilidad estático del macizo rocoso.

5.1 C. H. AGUAMILPA

La Central Hidroeléctrica Aguamilpa forma parte del aprovechamiento global de la cuenca del río Santiago y se localiza a 700 km al Noroeste de la ciudad de México, en la parte central del estado de Nayarit.¹

La construcción de la presa Aguamilpa corrió a cargo de la Comisión Federal de Electricidad y fue resultado de numerosos estudios de prefactibilidad y factibilidad. La preconstrucción consistió en excavaciones, estudios geológicos, geofísicos y geotécnicos de detalle. En especial se abordará lo correspondiente a la determinación del módulo de elasticidad estático y dinámico del macizo rocoso, el obtenido de la roca intacta en laboratorio; así como los parámetros necesarios para la determinación de la clasificación geomecánica del macizo rocoso. Todos estos estudios se tomaron de los realizados en el socavón 8-C correspondiente a la zona de casa de máquinas y galería de oscilación.

5.1.1 GEOLOGÍA GENERAL

5.1.1.1 ESTRATIGRAFÍA DE LA UNIDAD AGUAMILPA (Tua)

Aflora en ambas márgenes en la parte central del área de la boquilla, extendiéndose hacia aguas arriba en la margen derecha. Corresponde a una toba de composición riodacítica, de color violáceo; en general su estructura es masiva, compacta y dura, con fragmentos de rocas andesíticas de 0.3 a 12 cm de diámetro.

Esta roca tiene textura piroclástica y fragmentos de roca de composición andesítica, todo en una matriz criptocrystalina, por lo que se clasifica como una ignimbrita riodacítica.

Su contacto superior es con la Unidad Colorín, bien definido y diferenciable por la textura y seudoestratificación de esta última. Su contacto inferior no se encontró en los barrenos perforados, por lo que su espesor real se ignora, aunque se estima superior a los 200 m.²

¹ Moreno, *Monografía Geológica Proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa*, P. 3

² *Ibidem*, P. 48-53

5.1.1.2 DIQUES DIABÁSICOS (T-Qdd)

Tienen una distribución muy amplia; su extensión suele ser mayor de 500 m, sus espesores varían de 0.05 a 3.50 m y los más jóvenes son de la secuencia intrusiva.

En roca sana su coloración es verde oscura o negra, y su textura afanítica con algunas vetillas de calcita; son compactos, masivos y de dureza regular. Cuando son afectados por el intemperismo su color se torna ocre y son deleznable en alto grado.

Su rumbo general es N10°W/50°NE, con tendencia a ser verticales, aunque su comportamiento es muy irregular y alabeado, tanto a rumbo como a echado.

Son fácilmente afectados por la erosión, lo que se infiere porque la mayoría de los arroyos se formaron a lo largo de diques de esta composición.³

5.1.1.3 SISTEMA DE FALLAS COLORINES

Son seis fallas muy importantes en la zona (tabla 5.1) y se identificaron en los trabajos geológicos previos a la construcción, cuatro localizadas en la margen derecha (de la 1 a la 4), y una de ellas afecta a la casa de máquinas.

La falla colorines 2 está localizada al sur de la 1 y corta normalmente el arroyo El Colorín, en donde se observa un escarpe de 4 m silificado. Cabe mencionar que en la etapa preconstructiva dicha falla fue intersecada por el socavón 8-C con un plano de arcilla de hasta 30 cm, lo que obligó a cambiar la ubicación original de la casa de máquinas. En la etapa de construcción esta falla quedó expuesta en el camino a la subestación.⁴

5.1.2 GEOLOGÍA ESTRUCTURAL DEL SOCAVÓN 8-C

El socavón 8-C se excavó en la margen derecha hacia la zona de casa de máquinas, totalmente en la Unidad Aguamilpa, tuvo un desarrollo de 600 m, repartidos en 4 nichos y 1 crucero hacia la zona del pozo de oscilación.

En este socavón se levantaron más de 700 datos estructurales entre fallas, fracturas y diques entre los cuales los más importantes son una falla debida al sistema colorines y estructuras con rellenos arcillosos.

Para conocer las direcciones preferenciales del fracturamiento en el área de casa de máquinas, se recabaron 191 datos estructurales del socavón 8-C. El 40% del fracturamiento presenta condiciones de relleno de arcilla, calcita, clorita y fragmentos de roca, considerados de alteración hidrotermal.

Con la exploración del socavón 8-C se detectaron cinco diques diabásicos; el más importante de dirección N30°W y buzamiento de 73° SW con espesor de 4 a 5 m.⁵

³ Moreno, *op.cit.*, P. 58

⁴ *Ibidem*, P. 63, 65

⁵ Lugo, *Análisis Estructural para la definición de Bloques y Cuñas en la Excavación de la Casa de Máquinas P.H. Aguamilpa*, P. 18

Tabla 5.1. Sistema de Fallas Colorines^o

Nombre	Localización	Espesor (m)	Longitud (m)	Desplazamiento (m)
Colorines 1	Margen derecha en el arroyo El Colorín	05-4.0 relleno de material triturado de aspecto brechoide	600	10
Colorines 2	Margen derecha a 100m al sur de la Colorines 1, en el camino a la subestación	0.3	300	4
Colorines 3	Margen derecha, aguas abajo y paralela al túnel de desfogue	0.3	500	5
Colorines 4	Margen derecha extremo sur del arroyo El Colorín y rumbo a la excavación del túnel de desfogue	0.2	250	5
Colorines 5	Margen izquierda, ataguía y túneles de desvío	0.3-0.4	1000	65
Colorines 6	Margen izquierda túneles de desvío	0.1-0.2	600	15

5.1.3 ENSAYES DE DEFORMABILIDAD EN CAMPO

5.1.3.1 ANTECEDENTES

Con el propósito de obtener datos de la formación rocosa útiles en el diseño y construcción de las excavaciones subterráneas de la Obra de Generación del P. H. Aguamilpa, la entonces Subgerencia de Ingeniería Estructural SIE (ahora Gerencia de Estudios de Ingeniería Civil GEIC) llevó a cabo una serie de ensayos de mecánica de rocas en la formación rocosa de la margen derecha, donde se proyectó la obra mencionada. Estos ensayos se efectuaron en el socavón 8-C, aguas abajo del eje de la cortina. La zona de pruebas está entre las elevaciones 72 a 77 msnm.

La zona de pruebas está en la unidad litológica Aguamilpa descrita como una toba lítica, riódacítica, masiva, intrusionada por diques de tipo diabásico. El macizo rocoso está surcado por tres familias de discontinuidades que tienen las siguientes orientaciones:

^o Moreno, *op cit*, P. 67

Familia	Rumbo	Echado
1	N12°E	SE66°
2	N82°E	SE70°
	N75°E	NW80°
3	N35°W	NE85°

La familia 2 está constituida por las dos orientaciones con echado subvertical.

El número total de pruebas fue el siguiente:

- 6 pruebas de placa flexible (4 horizontales y 2 verticales)
- 4 pruebas de roseta
- 6 pruebas de gato plano.

De los anteriores tipos de pruebas se ha evaluado su confiabilidad en la determinación del módulo de deformabilidad estático que represente las condiciones generales del macizo rocoso, y se observa que la prueba de placa es la que proporciona el más aproximado, debido a que involucra un mayor volumen de roca al aplicar la presión de deformación; debido a ello se utilizará el módulo estático obtenido mediante estas pruebas para analizar las correlaciones mencionadas en el capítulo anterior.

5.1.3.2 PRUEBAS DE PLACA FLEXIBLE

Las pruebas de placa tuvieron como finalidad la determinación de la deformabilidad del macizo rocoso en la zona donde se proyectaron las excavaciones subterráneas de la Obra de Generación.

Las pruebas se efectuaron en el socavón 8-C (sección portal de 2.80 X 2.80 m aproximadamente) en los sitios indicados en la figura 5.1. Se hicieron dos pruebas en sentido vertical y cuatro horizontales: dos con dirección paralela al río y dos con dirección perpendicular a éste.

Se utilizaron placas de acero de 107 cm de diámetro con perforación al centro de 27 cm de diámetro, tres gatos hidráulicos de pistón de 200 toneladas de capacidad cada uno, tres gatos hidráulicos tipo Freyssinet empleados como celdas de carga y seis indicadores de cuadrante (dos de 0.001 mm y cuatro de 0.01 mm).

Los sitios de prueba se prepararon eliminando la roca suelta y rellenando las irregularidades con mortero para dejar una superficie plana y lisa. Los puntos de medición de deformaciones se colocaron a una profundidad de 40 cm dentro de la roca para eliminar el efecto de compresión superficial.

El módulo de deformabilidad se determina mediante la expresión mencionada en el capítulo 3 de la prueba de placa, derivada de la teoría de Boussinesq para un medio semi-infinito.⁶

⁶ GEIC, *Pruebas de Mecánica de Rocas en el Socavón 8-C*, Informe Interno

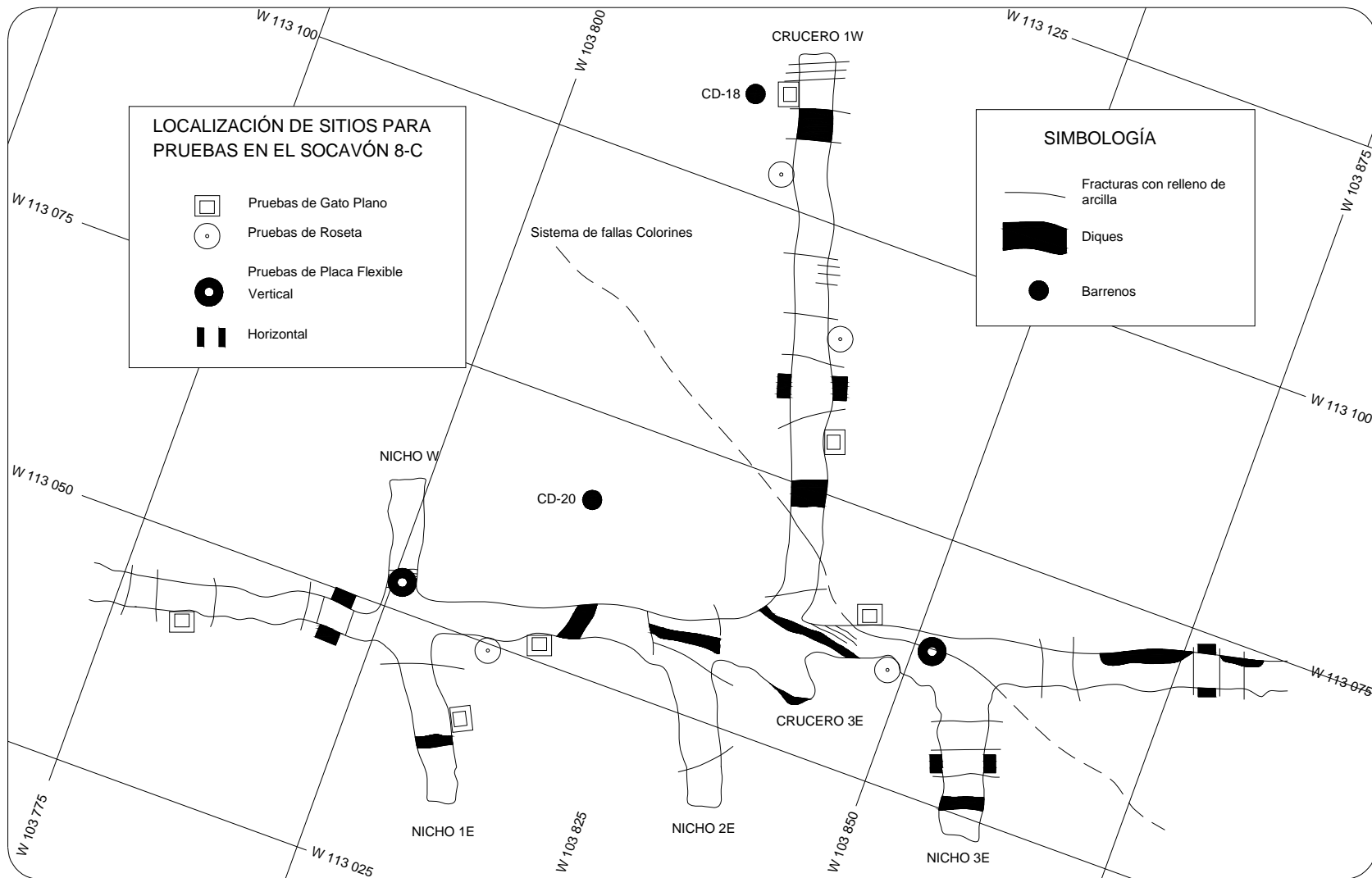


Figura 5.1. Geología y Pruebas de deformabilidad en el socavón 8-C

En la tabla 5.2 se presentan los módulos de deformabilidad del ensaye de placa flexible.

Tabla 5.2. Módulos de deformabilidad socavón 8-C

Sitio	Dirección	E_g (GPa)
No. 1 Pared este	Paralela al río	12
No. 2 Pared norte	Perpendicular al río	35
No.4 Pared sur Pared norte	Perpendicular al río Perpendicular al río	10 48

5.1.4 MÓDULO ELÁSTICO OBTENIDO EN LABORATORIO⁷

Este módulo es el reflejo de las características de la roca intacta más no de la masa rocosa, ya que el comportamiento de esta última es debido al estado de sus discontinuidades. Las muestras de roca intacta se obtuvieron del barreno CD-4 localizado en la margen derecha sobre el eje de la cortina.

A las probetas se les realizaron ensayos de compresión simple con determinación del módulo de deformación, definido como el módulo secante al 50% del esfuerzo de falla, cabe aclarar que en las gráficas de esfuerzo contra deformación no muestran la resistencia máxima alcanzada en las pruebas ya que los micrómetros se retiran antes de llegar a ésta para evitar que sean dañados por el posible estallamiento de la muestra.

El módulo E obtenido para la toba brechoide riolítica (Unidad Aguamilpa) es de 311 ton/cm².

5.1.5 CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA RMR

Se realizó la clasificación geomecánica tomando los datos geológicos recabados durante la excavación del socavón 8-C que se encuentra en su totalidad en la Unidad Aguamilpa y en los sondeos de barrenación cercanos a dicho sitio o perforados dentro de la Unidad Aguamilpa.

⁷ GEIC, *Resultados de las pruebas de laboratorio realizadas con núcleos de roca de los barrenos CD – 4, CD – 9 y CBR – 1*, Informe Interno

- **Resistencia a la compresión simple**

Este parámetro se tomo del barreno CD-4 localizado en la margen derecha y fue totalmente perforado en la Unidad Aguamilpa, su longitud total fue de 170 m. Dicho barreno fue ensayado en el laboratorio de rocas dando una resistencia a la compresión simple promedio de 76 MPa.

- **RQD**

Se tomo dicho parámetro de los barrenos CD-16 y CD-20:⁸

Barreno CD-16. Se perforó en la parte sur de la casa de máquinas y su longitud total fue de 168 m. En la gráfica del barreno figura 5.2 se observa que la mayor parte del sondeo se realizó en la Unidad Aguamilpa y en la zona que comprende casa de máquinas (profundidad 95 hasta 168 m) se tiene un RQD en promedio del 77%.

Barreno CD-20. Se perforó hacia la parte media de la zona de casa de máquinas, en dirección Norte, su longitud fue de 161 m, casi en su totalidad en la Unidad Aguamilpa. La figura 5.3 es la gráfica del barreno. La zona delimitada entre las profundidades de 85 m y 125 m se caracteriza por presentar estructuras importantes como fallas y fracturas rellenas, siendo esta profundidad correspondiente a la bóveda de casa de máquinas. En la zona de casa de máquinas se tiene un RQD promedio de 82%.

- **Geología estructural**

El levantamiento de geología estructural realizado en el socavón 8-C brindó la siguiente caracterización del macizo rocoso: el espaciamiento promedio de las fracturas es de 1.6 m teniendo unas longitudes de entre 1 a 3 m, predominantemente cerradas aunque se encontró que algunas de estas fracturas estaban rellenas (menor a 5 mm) en su mayoría por arcilla y calcita que son rellenos blandos, la rugosidad de las fracturas es plana y se encontró la roca ligeramente alterada, las paredes de la excavación presentaban cierta humedad sin que llegara a ser importante la filtración de agua.

Por lo anteriormente descrito se tiene una clasificación geomecánica (RMR) que se sintetiza en la tabla 5.3.

⁸ Lugo, *op.cit.*, P. 5-8

No 112,100
 Pa 100,000
 De 177.00

CD - 20 (16°) N2°W

RECUPERACION

0 20 40 60 80 100

PROFUNDIDAD CONCENTRADA

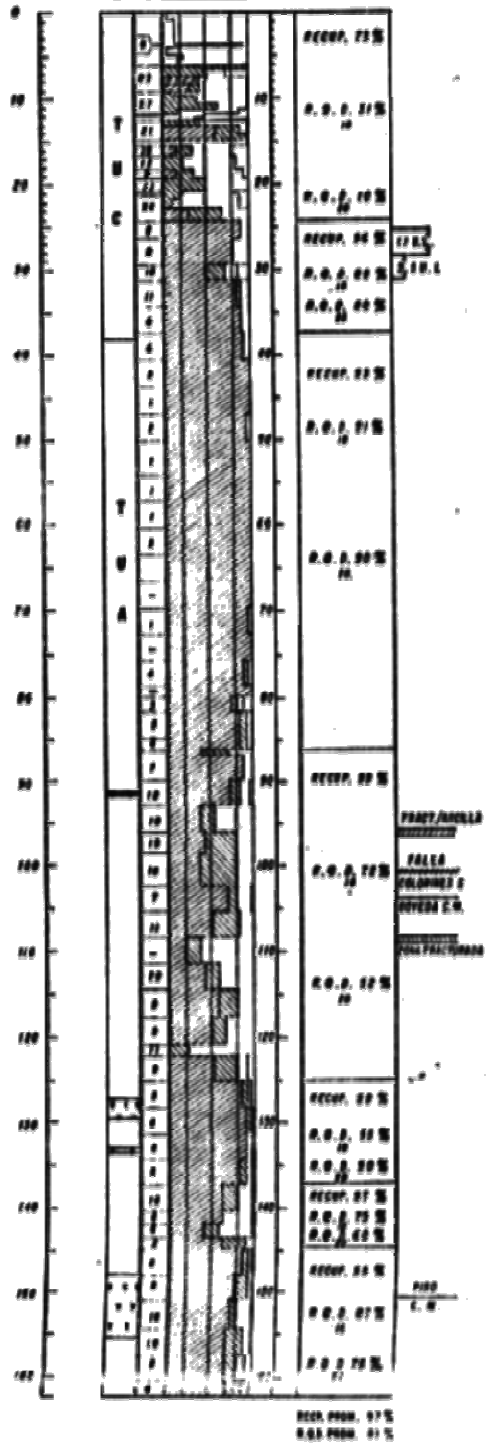


Figura 5.3. Columna estratigráfica barreno CD-20

Tabla 5.3. Clasificación RMR

Parámetro	Dato	Puntuación
Resistencia a la compresión simple	76 MPa	7
RQD	77% - 82%	17
Separación entre discontinuidades	1.6 m	15
Estado de las discontinuidades	Longitud de 1 a 3 m predominantemente cerradas con rellenos blandos menores a 5 mm, con rugosidad suave y ligeramente alteradas	17
Agua freática	Húmedo	7
	RMR	63

Se obtuvo un RMR de 58, por lo que se tiene una roca de calidad media y clase III.

5.2 C. H. ZIMAPÁN

5.2.1 ANTECEDENTES

La Central Hidroeléctrica Zimapán está integrada por el sitio de presa, túnel de conducción y casa de máquinas. La cortina se localiza aguas abajo de la confluencia de los ríos Tula y San Juan, sobre el río Moctezuma, que forma parte de la cuenca hidrológica del río Panuco.

Fue desde 1980 que la Comisión Federal de Electricidad inició sus primeros estudios sobre el río Moctezuma, a fin de seleccionar sitios que ofrecieran condiciones geológicas adecuadas para el desplante de una cortina.

La boquilla se localiza inmediatamente aguas abajo de la confluencia de los ríos Tula y San Juan, sobre la corriente del río Moctezuma, en el Cañón El Infiernillo, a unos 15 km en línea recta al SW del pueblo de Zimapán.

El Cañón El Infiernillo, labrado en calizas dolomíticas y dolomías brechoides con un espesor que rebasa los 300 m, es un cañón estrecho de sección asimétrica, con paredes verticales que alcanzan una altura de más de 400 m. La separación entre paredes en la parte superior es de 200 m, Reduciéndose hasta 20 m en el cauce del río.⁹

⁹ Arvizu, *Factibilidad Geológica del Proyecto Hidroeléctrico Zimapán Hgo*, P. 4, 27

5.2.2 GEOLOGÍA GENERAL DE LA BOQUILLA

5.2.2.1 FORMACIÓN EL DOCTOR (Kd)

Pertenece al Cretácico Medio y fue descrita por Wilson (1955) en la ranchería El Doctor, localizada en el camino Cadereyta-San Joaquín, Qro. El banco El Doctor es un afloramiento de calizas que consiste en micritas y calizas bioclásticas de textura gruesa. Los estratos van de 0.30 a 3 m de espesor, en colores de gris oscuro a gris e interperiza a un color más claro.

Debido a procesos tectónicos el macizo rocoso presenta corrimiento intraformacional entre estratos que van desde unos cuantos centímetros hasta decenas de metros, generando fallas inversas. El espesor medido por diversos autores es de 1500 a 2000 m, aunque en el área del proyecto no se ha corroborado debido a la existencia de cobijaduras.¹⁰

5.2.2.2 FORMACIÓN SOYATAL-MÉNDEZ (Ks)

Formada en el Cretácico Superior y fue definida por Wilson en 1955; aflora al sur de la boquilla, en los ríos San Juan y Tula, y en el cauce del río Moctezuma a 251 m aguas arriba del eje de la cortina, en una ventana tectónica de la Formación El Doctor que fue socavada por el río. Está constituida por una alternancia de calizas arcillosas y lutitas de color gris, que interperizan a crema amarillento, en estratos de 0.10 a 0.20 m de espesor; la caliza predomina en la parte inferior y la lutita en la superior.

La Formación Méndez se compone de una alternancia rítmica de lutitas y areniscas calcáreas. Su espesor es de 1000 m. Su contacto superior se encuentra en discordancia angular con la Formación El Morro.¹¹

5.2.3 GEOLOGÍA ESTRUCTURAL

En los socavones excavados en la etapa de prefactibilidad, se realizó un levantamiento geológico detallado y se determinó que en los socavones ubicados en ambos márgenes de la cota 1526.60 predominó el fracturamiento de rumbo N30°-50°W. Asimismo, en los socavones de la elevación 1383 msnm predominó el fracturamiento de rumbo N30°-50°E con inclinaciones de 78°-85° al SE.¹²

5.2.3.1 FALLA EL DOCTOR-DAXHI

Es una falla inversa o de cobijadura, donde las calizas de la Formación El Doctor, más antigua, cabalgan o se montan sobre las rocas arcillosas de la Formación Soyatal, más joven. Esta falla tiene una orientación N35°W / SW24°.

¹⁰ González y Jiménez, *Ingeniería Geológica del Proyecto Hidroeléctrico Zimapán*, P. 24

¹¹ *Ibidem*, P. 26

¹² *Ibidem*, P. 92

La manifestación superficial de la cabalgadura consiste en un cantil continuo, que se atenúa en el contacto de las dos formaciones rocosas; dicho cantil se formó por intemperismo y erosión causados por el río Moctezuma, donde la cabalgadura se extiende por 1.5 km hasta que se ve truncada por la falla Espejos-Cadereyta, de tipo normal, lo que no permite mostrarse en plenitud.

En el sitio donde se construyó la cortina, el plano de falla se encuentra a 32 m debajo de su desplante, tiene una orientación N70°E / NW17° y aflora a 200 m aguas arriba de la margen izquierda, donde aparece la falla normal El Cajón.

5.2.3.2 FALLAS TULA Y CAJÓN

La primera se localiza a 410 m aguas arriba de la cortina, tiene rumbo N75°W e inclinación de 75° al SW y se le estima un desplazamiento de 630 m. Pone en contacto a rocas volcánicas, que conforman el bloque de techo, con calizas de la Formación El Doctor.

La falla Cajón está asociada a la Tula y se localiza 120 m aguas abajo de ésta; está orientada N78°W / SW75° y su salto aproximado es de 28 m. A partir de la elevación 1575 en la margen derecha se le observa ramificada y origina un bloque en forma de cuña.¹³

5.2.3.3 CARSTICIDAD

Las características litológicas y estructurales del macizo rocoso guardan una estrecha relación con la génesis y desarrollo del carst, por lo que se hizo necesaria la obtención de información geológica en los frentes de excavación de la boquilla, cuya interpretación determinó el patrón que siguen las discontinuidades y desde luego el carst, definiendo a su vez, zonas con alta probabilidad de carsticidad que pueden atribuir al macizo un carácter permeable, característica contraria al objetivo de esta obra.

La margen izquierda tiene mucho más carsticidad que la margen derecha, lo cual se puede deber a la topografía suave entre las elevaciones 1565 y 1520, así como la disposición de la estratificación buzando hacia su interior.

El carst registrado es generalmente de dimensiones pequeñas (menor de 50 cm), esto quiere decir que un carst voluminoso es poco probable y su origen se explicaría por condiciones geológicas muy particulares (intersecciones de estratos arcillosos y fracturas importantes).

En los niveles superiores de la boquilla (1565 – 1490), donde afloran calizas y calizas dolomíticas, se presenta la mayor concentración de desarrollos cársticos, ya que litológicamente es la roca más susceptible a la carstificación. Hacia niveles inferiores se encuentran solo dolomías y la carsticidad tiene la mayoría de sus desarrollos en el fracturamiento.

¹³ González y Jiménez, *op.cit.*, P. 31, 32

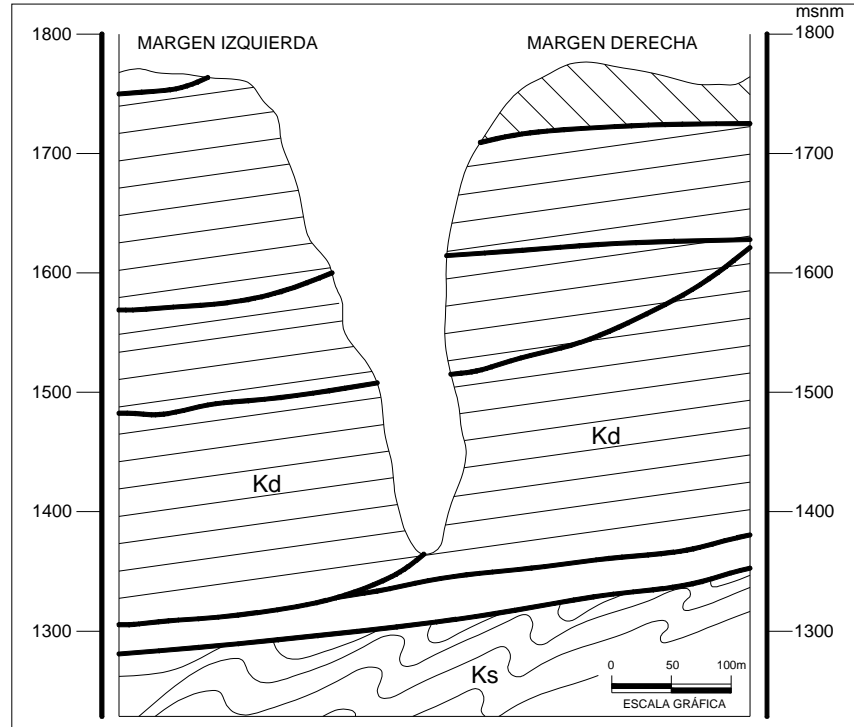


Figura 5.4. Sección geológica del Cañón El Infiernillo

La mayor parte de las oquedades cársticas de la boquilla no tienen relleno, pero a menudo presentan un tipo de relleno originado por el depósito de los materiales que transportaban las corrientes subterráneas. Los rellenos de calcita microcristalina se distribuyen homogéneamente en la boquilla, concentrándose especialmente en el intervalo 1565 – 1505 msnm.

Se identificaron dos niveles para los rellenos de arcilla; el primero se delimita en margen izquierda entre las cotas 1505 - 1457 y la posición estructural de la estratificación hace posible la correlación con el intervalo 1565 – 1505 de la margen derecha, donde las oquedades presentan este tipo de relleno; el segundo nivel con rellenos arcillosos y granulares se ubica a partir de la cota 1433 hacia abajo, alcanzando cierto predominio.¹⁴

5.2.4 PRUEBAS DE CAMPO EN LA BOQUILLA

Tomando en cuenta el tipo de cortina considerada en el proyecto (arco-bóveda de concreto), se planeó el desarrollo de ensayos de campo para conocer las propiedades geomecánicas del macizo rocoso para fines del estudio de la interacción estructura-roca.

De acuerdo con lo anterior, se consideró indispensable para el diseño la determinación de la deformabilidad del macizo rocoso en las formaciones El Doctor y Soyatal, las cuales afloran en el cañón en que se ubica la boquilla.

¹⁴ Páez y González, *Carsticidad en la Boquilla del Proyecto Hidroeléctrico Zimapán*, P. 21, 23, 31, 32

Los trabajos de campo consistieron en la ejecución de catorce pruebas de placa flexible para la determinación puntual del módulo de deformabilidad de la roca.

5.2.4.1 PRUEBAS DE PLACA FLEXIBLE

La deformabilidad de la roca se estudió mediante ensayos estáticos de placa flexible de 1 m de diámetro y 0.8 m² de superficie de contacto, en las cuales las presiones máximas variaron entre 53 y 67 kg/cm².

Las pruebas se realizaron en los socavones de exploración geológica No. 1 y 3 de la margen izquierda y No. 2 y 4 de la margen derecha.

En todos los sitios de prueba se eliminó la roca suelta superficial y la superficie de contacto se labró con herramientas de percusión neumáticas, rellenando las irregularidades con mortero. En cada ensaye el punto de medición se colocó dentro de la roca a una profundidad de 40 cm, con lo cual se elimina el efecto de la decompresión de la roca en la vecindad de las paredes del socavón, obteniéndose así valores más representativos de este parámetro.

En la tabla 5.4 se presenta un resumen de los valores del modulo de deformabilidad de la roca obtenidos en estas pruebas.¹⁵

5.2.5 MÓDULO ELÁSTICO OBTENIDO EN LABORATORIO¹⁶

Este módulo es el reflejo de las características de la roca intacta más no de la masa rocosa, ya que el comportamiento de esta última es debido al estado de sus discontinuidades. Las muestras de roca intacta se obtuvieron de los barrenos 4, 12 y 13 perforados desde los socavones 1, 2 y 4, excavados en las márgenes del cañón. Dichos barrenos atraviesan las formaciones El Doctor y Soyatal.

A las probetas se les realizó ensayos de compresión simple con determinación del módulo de deformación, definido como el módulo secante al 50% del esfuerzo de falla, cabe aclarar que las gráficas de esfuerzo contra deformación no muestran la resistencia máxima alcanzada en las pruebas ya que los micrómetros se retiran antes de llegar a ésta para evitar que sean dañados por el posible estallamiento de la muestra.

Las rocas de la Formación El Doctor son en general de buena calidad, presentando una resistencia a compresión simple promedio de 91 MPa y un módulo de elasticidad alto como roca intacta de 767 ton/cm². Por otra parte las rocas de la Formación Soyatal presentan mayor heterogeneidad en propiedades, la grauvaca tiene una resistencia de 68 MPa y un módulo elástico de 465 ton/cm² mientras que la lutita carbonosa es poco resistente (24 MPa) y relativamente deformable 152 ton/cm².

¹⁵ GEIC, *Pruebas de Campo en la Boquilla, P. H. Zimapán, Hgo.*, Informe Interno

¹⁶ GEIC, *Resultados de los ensayos de laboratorio realizados con núcleos de roca de los barrenos 4, 12 y 13*, Informe Interno

Tabla 5.4. Valores del módulo de deformabilidad estático de la roca

SITIO	DIRECCIÓN	E_r (ton/cm ²)	E_r PROMEDIO (ton/cm ²)
Socavón 1 Margen Izquierda Elevación 1382.96	Pared izquierda	727	581
	Pared derecha	436	
	Piso	291	418
	Techo	545	
Socavón 2 Margen Derecha Elevación 1383.21	Pared izquierda	620	507
	Pared derecha	395	
	Piso	432	548
	Techo	665	
Socavón 3 Margen Izquierda Elevación 1526.87	Pared izquierda	241	261
	Pared derecha	281	
	Piso	402	422
	Techo	442	
Socavón 3 Margen Izquierda Elevación 1526.87	Pared izquierda	277	438
	Pared derecha	600	
	Piso	283	340
	Techo	397	
Socavón 4 Margen Derecha Elevación 1526.84	Pared izquierda	227	523
	Pared derecha	820	
	Piso	393	454
	Techo	516	
Socavón 4 Margen Derecha Elevación 1526.84	Pared izquierda	360	425
	Pared derecha	490	
	Piso	358	233
	Techo	109	
E_r = Módulo de deformabilidad estática global calculado para la presión máxima aplicada Las pruebas horizontales son perpendiculares al río			

5.2.6 DETERMINACIÓN DE MÓDULOS DE DEFORMABILIDAD DINÁMICOS

Los estudios del “petite sismique” fueron realizados con el fin de obtener los módulos elásticos dinámicos de la roca, así como también las frecuencias de onda de corte. Para su ejecución se utilizó un sismógrafo digital, un geófono de componente vertical, un marro de 10 lbs como fuente de generación de ondas sismoelásticas y una computadora portátil para almacenamiento de los registros.

El geófono se ubicó empotrado en la roca de las paredes del túnel o de la cortina y se generaron doce puntos de perturbación a cada tres metros del mismo; los registros se obtuvieron con un solo golpe de marro, con ganancias variables y tamaños de traza constante.

La frecuencia obtenida de la Formación el Doctor es de 718 Hz y una velocidad transversal V_s de 2993 m/s y por último se tiene un módulo de deformabilidad dinámico de 64 GPa.¹⁷

¹⁷ Aranda, *Determinación de Módulos Dinámicos y Estáticos mediante la Técnica “Petit Sismique”, Zimapán*

5.2.7 CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA RMR

Se realizó la clasificación geomecánica tomando los datos geológicos recabados durante la excavación en la boquilla (figura 5.5) de los socavones 1 y 3 en margen izquierda y 2 y 4 en margen derecha, todos ellos excavados en la Formación El Doctor y en los barrenos 4, 8 y 10 en la margen izquierda y los barrenos 7, 11, 12 y 13 en margen derecha.

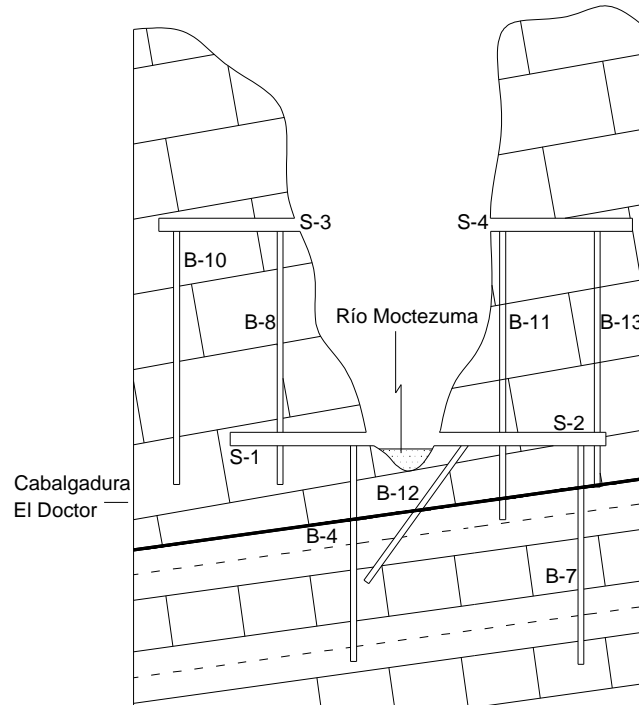


Figura 5.5. Localización de los socavones y barrenos en el Cañón El Infiernillo

- **Resistencia a la compresión simple**

Este parámetro se tomó de los barrenos 4, 12 y 13 localizados en las márgenes del Cañón El Infiernillo y se tomó solamente el que fue obtenido para la Formación El Doctor. Dichos barrenos fueron ensayados en el laboratorio de rocas arrojando una resistencia a la compresión simple promedio de 91 MPa.

- **RQD**

Margen izquierda

Barreno 4. Fue perforado desde el socavón 1 teniendo una longitud total de 119 m comenzando en la Formación El Doctor y terminando en la Formación Soyatal, cortando el contacto por falla de dichas formaciones, denominada El Doctor, encontrándose dicha falla a 15 m del piso del socavón. En este barreno se tiene un RQD promedio de 81%.

Barrenos 8 y 10. Se perforaron en el socavón 3 en su totalidad en la Formación El Doctor teniendo el primero una longitud total de 169 m y un RQD promedio de 86%; el segundo barreno tuvo una longitud de 170 m y un RQD promedio de 85%.

De los tres barrenos antes descritos se obtuvo por promedio ponderado un valor de RQD igual a 84%.

Margen derecha

Barrenos 7 y 12. Ambos se perforaron en el socavón 2, el primero tuvo una longitud de 112 m comenzando en la Formación El Doctor hasta llegar a la Formación Soyatal, teniendo un RQD de 80%; en el segundo barreno, de longitud 71 m con inclinación de 45° hacia el cauce del río, se obtuvo un RQD de 68%.

Barrenos 11 y 13. Se perforaron desde el socavón 4, el primero casi en su totalidad (176 m) en la Formación El Doctor, atravesando en el tramo final la Formación Soyatal y se tiene un RQD de 82%; el barreno 13 se perforó en su totalidad (162 m) en la Formación El Doctor obteniéndose un RQD de 94%.

De los barrenos de la margen derecha se obtuvo por promedio ponderado un valor de RQD igual a 83%.

- **Geología estructural**

Margen izquierda. El levantamiento de geología estructural se realizó en los socavones 1 y 3 brindando la siguiente caracterización del macizo rocoso: socavón 1; se observaron fracturas con inclinación de 69° a 90° y una frecuencia baja, se encuentran cerradas o rellenas de calcita y se pueden agrupar en cuatro familias, en total se encontraron 71 fracturas a lo largo del socavón. En el socavón 3 también las fracturas son escasas pero en zonas locales se llegan a observar de 3 a 4 por metro, teniéndose un total de 67 fracturas.

En las paredes de los socavones se tiene cierta humedad debido a que las filtraciones de agua escurren sobre el macizo, introduciéndose cada vez más en este, haciéndose más difícil su salida hacia el cauce. Se encontró cierta rugosidad en las fracturas debido al tipo de relleno de la roca y se halló moderadamente alterada la misma.

Margen derecha. El levantamiento de geología estructural se realizó en los socavones 2 y 4, brindando la siguiente caracterización del macizo rocoso en las excavaciones: se tienen las mismas características (en lo que respecta a las fracturas, rellenos y rugosidad) encontradas en la margen izquierda siendo menos frecuente el fracturamiento, en el socavón 2 se encontraron 12 fracturas, mientras que en el socavón 4 se observaron 15.

Las paredes de los socavones se encuentran ligeramente húmedas debido a la circulación de agua en el macizo, que por la inclinación de los estratos la llevan hacia el cauce del río. La roca se encontró ligeramente alterada en esta margen.

Por lo anteriormente descrito se tiene una clasificación geomecánica (RMR) que se sintetiza en la tabla 5.5.

Tabla 5.5. Clasificación RMR

Parámetro	Dato		Puntuación	
	Margen Izquierda	Margen Derecha	M. I.	M. D.
Resistencia a la compresión simple	91 MPa	91 MPa	7	7
RQD	84%	83%	17	17
Separación entre discontinuidades	1.5 m	7 m	15	20
Estado de las discontinuidades	La mayoría de las fracturas se encuentran cerradas y en mínima parte se encuentran rellenas con calcita, con algunas fracturas presentando carsticidad, poco alteradas y con cierta rugosidad.	La mayoría de las fracturas se encuentran cerradas y en mínima parte se encuentran rellenas con calcita, poco alteradas y con cierta rugosidad.	23	26
Agua freática	Húmedo	Ligeramente húmedo	7	10
RMR			69	80

Para ambas márgenes del Cañón El Infiernillo se tiene una roca de calidad buena y de clase II.

5.3 P. H. EL CAJÓN

El sitio del P. H. El Cajón se localiza en el municipio de Santa María del Oro en el estado de Nayarit, sobre el curso del Río Santiago, a 47 km de distancia en línea recta al SE de la ciudad de Tepic y 17 km en línea recta al NE del poblado de Santa María del Oro.

Las principales obras que forman este proyecto son: Obra de Desvío, Obra de Contención, Obra de Excedencias y Obra de Generación

La zona donde se ubicarán dichas obras está constituida por rocas ígneas extrusivas de composición riodacítica, clasificadas como ignimbritas, llamadas localmente "El Cajón", las cuales se dividen en tres unidades litológicas denominadas como TicU1, TicU2 y TicU3. De éstas, las Unidades TicU2 y TicU3 son las que cruzarán las estructuras.¹⁸

¹⁸ Castellanos, *Recomendaciones de tratamientos de soporte y drenaje de la roca para la excavación de la Obra de Generación, P. H. El Cajón, Nayarit*, P. 3

5.3.1 GEOLOGÍA DEL SITIO

Unidad TicU1. Está conformada por rocas compactas de dureza alta con pseudoestratificación gruesa, la cual le da un aspecto masivo, presenta un color gris oscuro a claro y es de textura piroclástica.

Unidad TicU2. Denominada como Unidad Intermedia, está constituida por rocas compactas de dureza alta, presenta un color café claro-grisáceo con textura piroclástica y con una pseudoestratificación de entre 3 y 5 m. Dentro de esta Unidad se tienen dos horizontes aglomeráticos de forma regular, uno de ellos localizado en su parte alta en contacto con la Unidad TicU3 y el otro en la zona media. Estos aglomerados están constituidos por bloques y fragmentos subangulosos y subredondeados, de pórfidos andesíticos, empacados en una matriz brechoide.

Unidad TicU3. Denominada como Unidad Litológica Superior, está constituida por ignimbritas compactas y duras. Presenta un color gris claro a gris rosado con textura piroclástica y una pseudoestratificación menor con espesores que varían de 0.25 a 1.50 m. Los estratos delgados se presentan en la parte baja, mientras que los más gruesos en la parte alta.

5.3.1.1 GEOLOGÍA ESTRUCTURAL

Debido a que la obra de generación se encuentra ubicada en la margen derecha del Río Santiago, la descripción geológica estructural se hará de dicha margen.

Fallas. Se encuentran varias familias de fallas las cuales se agrupan en tres sistemas principales que se describen un poco más a detalle en la tabla 5.6.

Sistemas de fracturamiento. Son ocho sistemas de fracturamiento en las Unidades TicU2 y TicU3, de los cuales en su mayoría las fracturas se presentan cerradas y ocasionalmente abiertas con rellenos arcillosos, son rugosas con continuidad muy variable y su frecuencia fluctúa entre 0.03 y 4 fracturas por metro.

Seudoestratificación. Forma paquetes con espesores variables entre 0.2 y 2 m, sus planos son generalmente continuos, están soldados y sin arcilla, solo se hallan intersecados por las estructuras mayores, conservando un rumbo preferencial de N18°W.¹⁹

Tabla 5.6. Sistemas principales de fallas

Sistema de fallas	Rumbo	Echado	Espesor de relleno (cm)	Tipo de relleno	Continuidad (m)
Arroyo	NS	60°E	30	Brecha de falla	200
Crucero	N48°E	43°SE	-	-	220
VII	N54°W	70°NE	0.2-0.7	Cataclásticas	160

¹⁹ Castellanos, *op.cit.*, P. 4, 5

5.3.2 ENSAYES DE DEFORMABILIDAD DEL MACIZO ROCOSO EN CAMPO

Con el objeto de conocer el módulo de deformabilidad *in situ* se efectuaron las pruebas de placa flexible en la unidad TicU3, dentro de los socavones No. 1 y 3 localizados en la margen izquierda del río y la unidad TicU2 dentro del socavón 2 en margen derecha. En la figura 5.6 se indican los sitios de las pruebas.

El sitio de cada prueba fue preparado retirando de las paredes del socavón entre 0.50 y 0.75 m de roca descomprimida, la superficie de apoyo de la placa fue nivelada con mortero de cemento de 5 cm de espesor. Los puntos de medición fueron situados a 0.40, 0.80 y 1.20 m de profundidad al centro de cada placa.

La presión de contacto fue aplicada al terreno en 4 o 5 ciclos hasta llegar a la máxima, cuyo valor tuvo una variación de 35 kg/cm² a 49 kg/cm². Dependiendo de cada prueba, el ciclo con la máxima presión de contacto se repitió 3 veces y en el último ciclo se dejaba aplicada la presión máxima durante 24 horas continuas antes de la descarga final. En la tablas 5.7, 5.8 y 5.9 son presentados los resúmenes de resultados.

Tabla 5.7. Pruebas de Placa Flexible en el socavón No. 1

Prueba No.	Socavón No. y cadenamiento	Posición	Prof. de medición (cm)	E _c (kg/cm ²)
1 – 1V	1 0+056.5	VERTICAL TECHO	40	36736
			80	62878
			120	33738
		VERTICAL PISO	40	25441
			80	55076
			120	20431
1 – 2H	1 0+059.0	HORIZONTAL AGUAS ARRIBA	40	26520
			80	38167
			120	80878
		HORIZONTAL AGUAS ABAJO	40	30573
			80	28967
			120	30243
1 – 3V	1 0+119.5	VERTICAL TECHO	40	151203
			80	-
			120	-
		VERTICAL PISO	40	43167
			80	52282
			120	57666
1 – 4H	1 0+130.0	HORIZONTAL AGUAS ARRIBA	40	65946
			80	114155
			120	184721
		HORIZONTAL AGUAS ABAJO	40	-
			80	-
			120	-

E_c modulo de deformación de carga secante al 100%

Tabla 5.8. Pruebas de Placa Flexible en el socavón No. 2

Prueba No.	Cadenamiento	Posición	E _c promedio (kg/cm ²)
2 – 1H	0+225.0	Horizontal	78020
2 – 1V		Vertical	101531
2 – 2H	0+245.0	Horizontal	99022
2 – 2V		Vertical	196054

Tabla 5.9. Pruebas de Placa Flexible en el socavón No. 3

Prueba No.	Cadenamiento	Posición	Prof. de medición (cm)	E _c (kg/cm ²)
3 – 1H	0+035.0	HORIZONTAL AGUAS ARRIBA	40	57858
			80	63485
			120	113103
		HORIZONTAL AGUAS ABAJO	40	85074
			80	249988
			120	167644
3 – 2V	0+039.0	VERTICAL TECHO	40	55820
			80	104488
			120	66834
		VERTICAL PISO	40	154173
			80	135937
			120	127493
3 – 3V	0+089.0	VERTICAL TECHO	40	14174
			80	28507
			120	44677
		VERTICAL PISO	40	8076
			80	8740
			120	17777
3 – 4H	0+097.0	HORIZONTAL AGUAS ARRIBA	40	10127
			80	11456
			120	30089
		HORIZONTAL AGUAS ABAJO	40	5875
			80	7934
			120	20829

E_c modulo de deformación de carga secante al 100%

5.3.3 ENSAYES DE LABORATORIO EN NÚCLEOS DE ROCA

Se estudiaron varios barrenos ubicados en margen derecha (tabla 5.10) cercanos a la zona de la obra de generación

Todas las muestras son rocas ígneas extrusivas. Los núcleos de roca extraídos de la zona de la boquilla son ignimbritas de color rosa grisáceo, presentan alteración a clorita

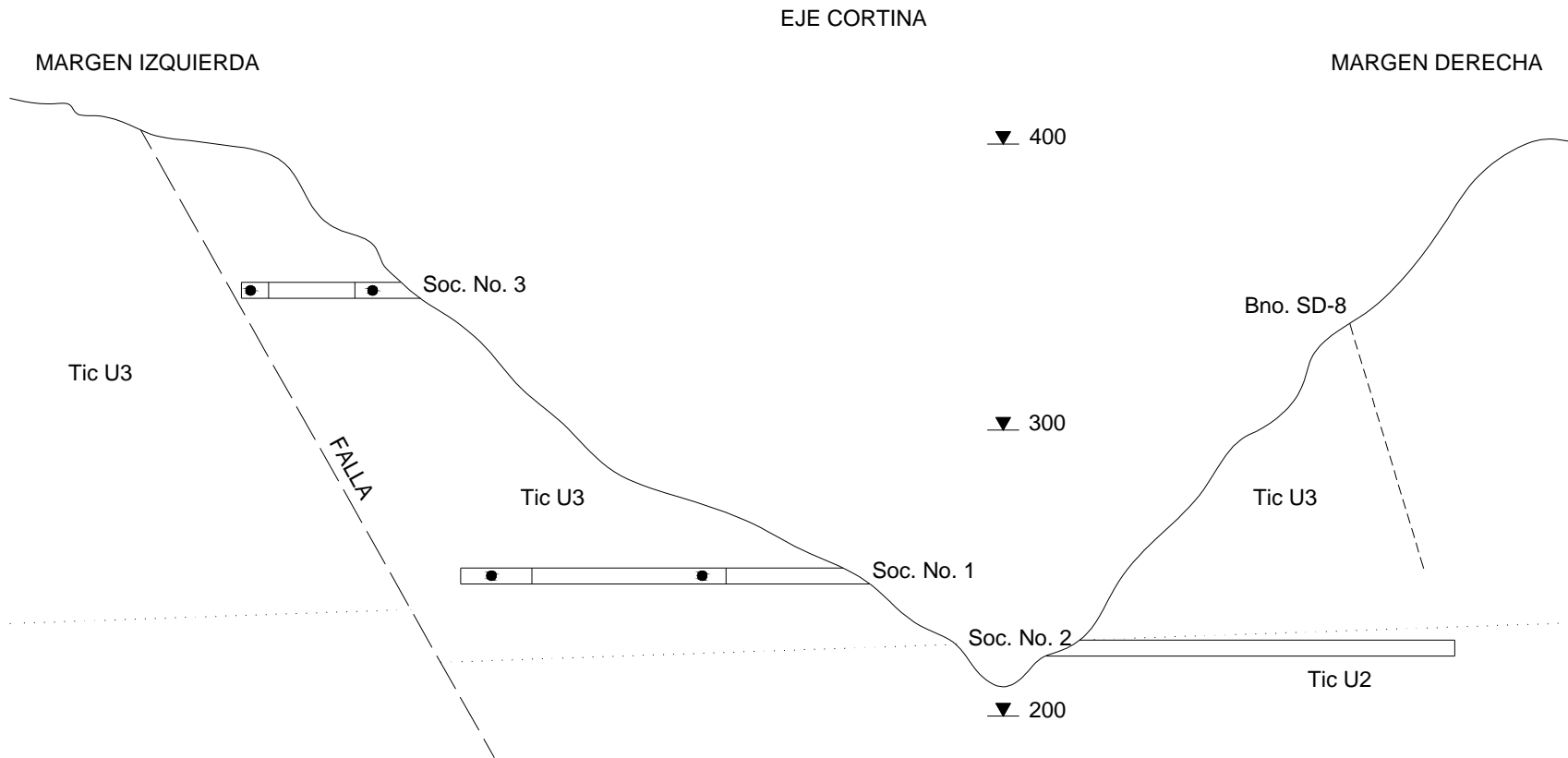


Figura 5.6. Localización de socavones y pruebas de placa flexible P. H. El Cajón

de material pumítico y de los feldespatos, la mayoría de las fracturas están rellenas de calcita (CaCO₃).

Tabla 5.10. Resultados pruebas de laboratorio

TicU2			TicU3		
Sondeo	No. de muestras	E _{t50} (MPa)	Sondeo	No. de muestras	E _{t50} (MPa)
Crucero No.1 Socavón 2	1	33402	BTO-2	3	23770
Crucero No. 2 Soc. 2	2	22624	SD-22	2	17492
Placa 1 H. D. Soc. 2	3	34882	BCA-1	7	29102
Placa 1 H. I. Soc. 2	2	38841	BCA-2	2	17230
Placa 1 V. I. Soc. 2	2	38124	TOTAL	14	24605
Placa 1 V. S. Soc. 2	3	32408			
Placa 2 H. D. Soc. 2	2	37261			
Placa 2 H. I. Soc. 2	2	38504			
TOTAL	17	34469			

Las probetas para el ensaye de resistencia a compresión simple tenían un diámetro promedio de 4.72 cm, con una relación de esbeltez (altura/diámetro) igual a 2.5 aproximadamente. Se llevó un control de carga de 2 t/min, así la falla se produjo entre 6 y 9 minutos en promedio. Posteriormente se calcularon las deformaciones unitarias y se graficaron las curvas esfuerzo-deformación correspondientes a cada probeta ensayada. La anisotropía característica de este tipo de roca repercutió en los resultados de las pruebas mecánicas.

5.3.4 DETERMINACIÓN DE MÓDULOS DE DEFORMABILIDAD DINÁMICOS

Se realizaron 9 tendidos de refracción en el área de la boquilla mediante la técnica “Petite Sismique”, en los tramos de los socavones donde interesa conocer la competencia de la roca para la determinación del diseño de la cortina.

En cada uno de los tendidos se utilizaron 12 fuentes de generación (FG) o impactos, separados 3 m entre sí y un punto de detección (PD) en cada extremo de tendido, con “offset” de 3 m, resultando 39 m entre cada PD.

En este trabajo se empleó un geófono de componente vertical de 40 Hz, colocado sobre la pared izquierda a un metro del piso de los socavones. La fuente de generación

de ondas sísmicas consistió en impactos producidos por el golpe de un marro de 5.5 kg sobre dicha pared.

La interpretación consistió en la lectura de tiempos de arribo de las ondas P y S, además de las frecuencias transversales y los tiempos totales, así como el trazado de dromocrónicas y el cálculo de las velocidades de las ondas P y S.

El resultado de estas pruebas fue la obtención de los módulos elásticos dinámicos en los socavones; en el socavón 1 es de 24,000 MPa, socavón 2 fue de 25,000 MPa y socavón 3 el módulo es 15,800 MPa.²⁰

5.3.5 CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA RMR

- **Resistencia a la compresión simple**

Se obtuvo una resistencia a la compresión simple de barrenos localizados en las Unidades TicU2 y TicU3 (tabla 5.11). Algunos de los barrenos se obtuvieron del área de carga de las pruebas de placa flexible.

Tabla 5.11. Resistencia a la compresión simple

TicU2			TicU3		
Sondeo	No. de muestras	Rc promedio (MPa)	Sondeo	No. de muestras	Rc promedio (MPa)
Crucero No.1 Socavón 2	3	164	BTDA-1	3	115
Zona de caídos Soc. 2	2	44	BTO-2	7	62
Placa 1 H. D. Soc. 2	3	104	SD-22	7	74
Placa 1 H. I. Soc. 2	4	156	BCA-1	10	71
Placa 1 V. I. Soc. 2	2	76	BCA-2	3	49
Placa 1 V. S. Soc. 2	2	147	TOTAL	30	72
Placa 2 H. D. Soc. 2	3	111			
Placa 2 H. I. Soc. 2	3	133			
TOTAL	22	122			

²⁰ C. F. E, *Determinación de Modulos Elásticos con la Técnica de "Petite Sismique" en los Socavones 1, 2 y 3 del P.H. El Cajón, Nay.*

- **RQD**

La tabla 5.12 contiene el resumen de los barrenos en la margen derecha cercanos a las obras de generación, incluyendo la clasificación litológica.

Tabla 5.12. Promedios de los barrenos cercanos al sitio

Barreno	RQD (%)	
	TicU2	TicU3
SD-6	-	90
SD-8	-	75
SD-10	-	60
SD-18	-	55
SD-22	-	80
BCA-1	65	60
BTDA-1	80	60
BPD-1	-	95
BCA-2	95	60
BTO	90	55

- **Geología estructural**

Los datos de la tabla 5.13 se obtuvieron del análisis de la información geológica superficial de la margen derecha, los cuales se apoyan en el levantamiento geológico del socavón 2 ubicado en la misma margen.²¹

Tabla 5.13. Sistemas de fracturamiento

Sistema de fracturas	Espesor de relleno (cm)	Tipo de relleno	Frecuencia (m)	Continuidad (m)
SIa	0.1-1.0	Arcilla	1-0.25	3-20
SIb	0.1-1.0	Arcilla	1-0.25	3-20
SIIa	0.01-0.05	Arcilla	0.25	5-20
SIIb	0.01-0.05	Arcilla	0.25	5-20
SIIc	0.2-0.5	Arcilla	0.25	5-20
SIIIa	0.01-0.26	Arcilla	30	2-10
SIIIb	0.1-5.0	Arcilla	30	2-10
PSE	-	Sin relleno	0.2-2.0	+20

²¹ Castellanos, *op.cit.*, (tabla obtenida del anexo del documento)

Se obtuvieron dos clasificaciones geomecánicas (RMR) para las Unidades TicU2 y TicU3 que se sintetizan en las tablas 5.14 y 5.15.

Tabla 5.14. Clasificación RMR (TicU2)

Parámetro	Dato	Puntuación
Resistencia a la compresión simple	122 MPa	12
RQD	80%	17
Separación entre discontinuidades	Variable entre 0.2 y 2 m	13
Estado de las discontinuidades	Superficies Rugosas, con relleno	15
Agua freática	Húmedo	10
	RMR	67

Tabla 5.15. Clasificación RMR (TicU3)

Parámetro	Dato	Puntuación
Resistencia a la compresión simple	72 MPa	7
RQD	70%	13
Separación entre discontinuidades	Variable entre 0.2 y 2 m	13
Estado de las discontinuidades	Superficies Rugosas, con relleno	15
Agua freática	Húmedo	10
	RMR	58

Se obtuvo un RMR para TicU2 de 67 por lo que se tiene una roca de calidad buena y clase II; mientras que para TicU3 se tiene un RMR de 58 dando una roca de calidad media y clase III.²²

5.4 CORRELACIONES EMPÍRICAS

Las correlaciones utilizadas para analizar los datos de estos proyectos son las siguientes:

1. RQD contra Factor de Reducción (Coon y Merritt, 1970)
2. Módulo de deformación *in situ* contra índice RMR (Bieniawski, 1984)

²² Castellanos, *op.cit.*, P. 11

3. Módulo de deformabilidad estático contra Frecuencia de las ondas transversales (Schneider, 1967)
4. Cociente del módulo dinámico entre el módulo estático contra longitud de las ondas transversales (Schneider, 1967).

En la tabla 5.16 se presenta un resumen de datos que son utilizados en las correlaciones.

Tabla 5.16. Resumen de resultados

Proyecto/Tipo de roca	Módulo de deformabilidad (GPa)			RMR	Frecuencia (Hz)	Longitud de onda (m)	RQD (%)
	Estático	Dinámico	Laboratorio				
Aguamilpa (toba)	26	-	30.5	63	-	-	80
Zimapán MI (caliza)	39	64	75	69	718	4.2	84
Zimapán MD (caliza)	44	64	75	80	718	4.2	83
El Cajón TicU2 (ignimbrita)	12	25	34.5	67	400	4.9	80
El Cajón TicU3 (ignimbrita)	6.2	24	24.6	58	340	5.7	70
		15.8			254	6.2	

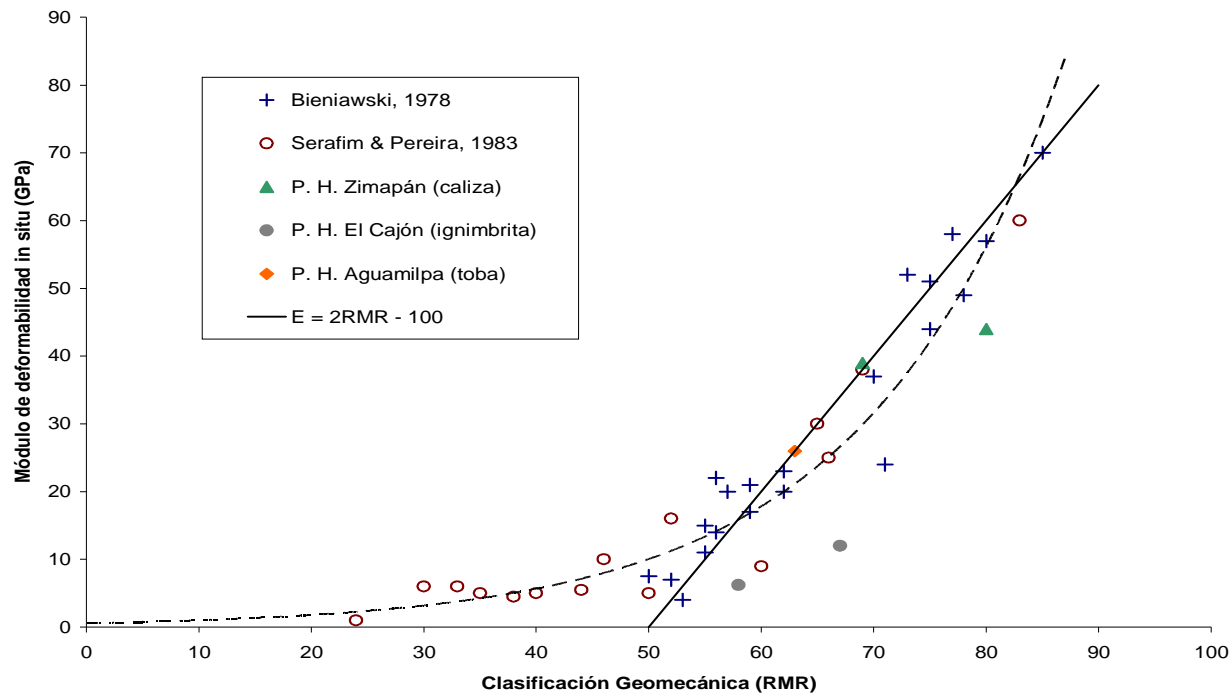
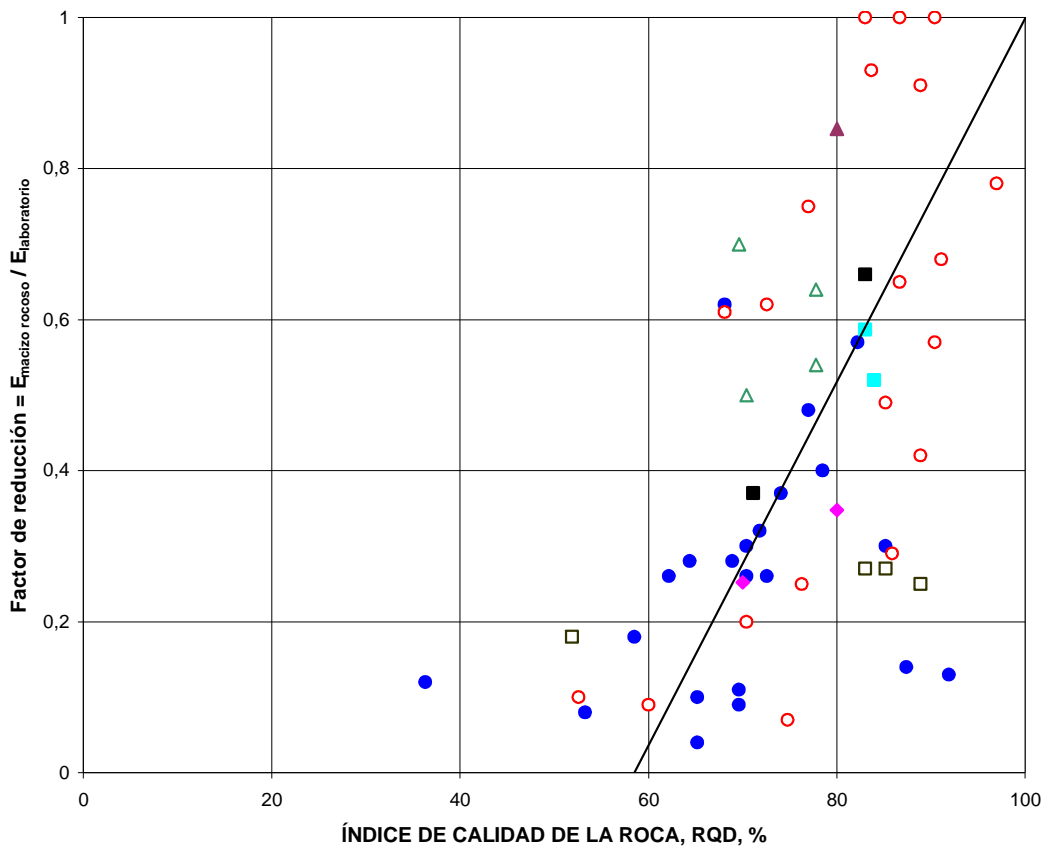


Figura 5.17. Correlación entre el módulo de deformación *in situ* y el índice RMR

Correlaciona el módulo de deformabilidad de la masa rocosa obtenido en campo por medio de ensayos de placa flexible con el índice RMR encontrado a partir de datos geológicos de las discontinuidades, métodos de exploración directa (barrenos) para obtener el RQD y muestras de roca intacta que sirven para estimar la resistencia a la compresión simple por medio de pruebas de laboratorio.

La utilidad de esta gráfica consiste en que a partir de un RMR obtenido se estime el módulo elástico estático correspondiente al macizo rocoso, si no es factible realizar pruebas en campo.

Una desventaja de dicha correlación es la complicada obtención del parámetro RMR representativo del macizo rocoso en conjunto, ya que involucra muchas variables que se basan en la observación directa por lo que se obtiene de manera cualitativa.



- PRESA DWORSHAK, GRANITO GNEIS, SUPERFICIE
- PRESA DWORSHAK " " , PROFUNDO
- SITIO DE LA PRESA TWO FORKS, GNEIS
- PRESA YELLOWTAIL, CALIZA
- △ GLEN CANYON, ARENISCA
- ◆ P. H. EL CAJÓN, IGNIMBRITA
- PRESA ZIMAPÁN, CALIZA
- ▲ PRESA AGUAMILPA, TOBA

Figura 5.8. Correlación entre el factor de reducción y el RQD

La gráfica correlaciona un factor de reducción contra el RQD tomado de los sondeos de barrenación. El factor de reducción es el cociente del módulo de deformabilidad *in situ* tomado de la prueba de placa flexible entre el módulo elástico de laboratorio obtenido en probetas de roca de la prueba de compresión simple. Para utilizar dicha correlación es necesario conocer el módulo elástico de laboratorio y el índice RQD y a partir de estos dos parámetros conocer el módulo estático.

Un aspecto importante de esta gráfica es el de relacionar el E de laboratorio y el E de campo mediante el grado de fracturación del macizo rocoso y se logra con éxito a valores de RQD mayores al 60%. Sin embargo existe una gran dispersión de datos.

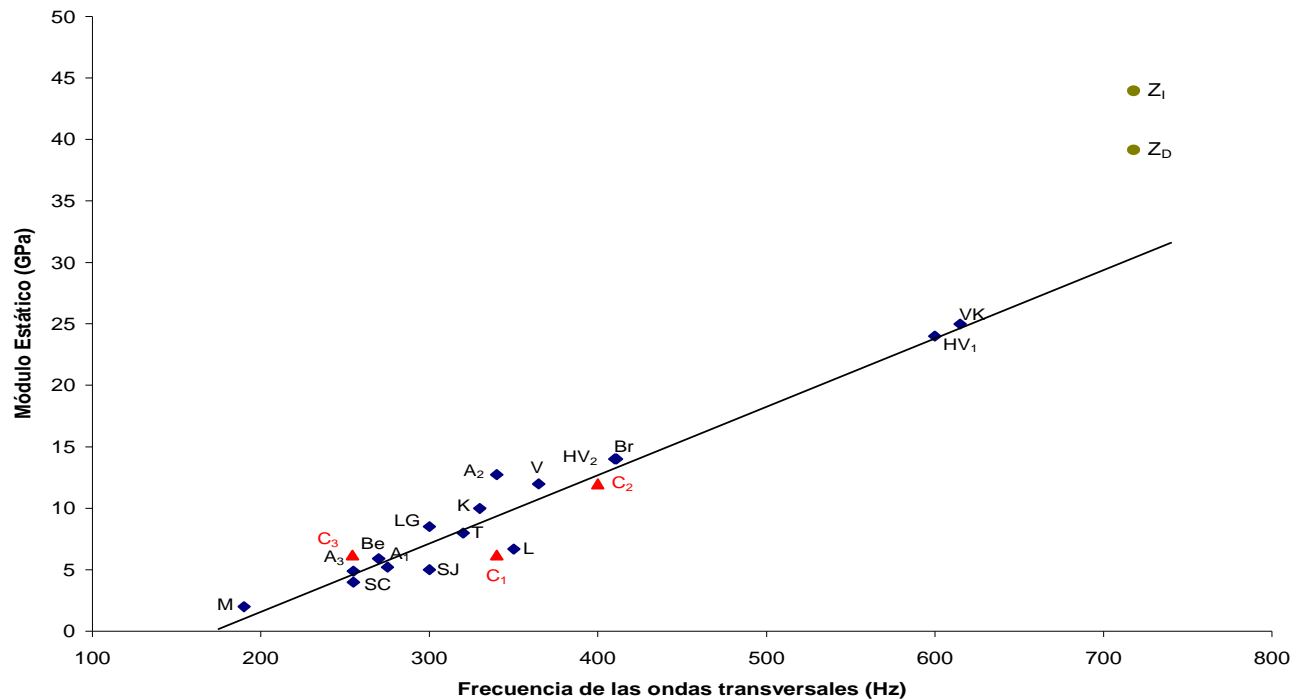


Figura 5.9. Correlación entre el módulo de deformabilidad estático y frecuencia de las ondas transversal

En esta gráfica se relaciona el módulo de deformabilidad estático tomado de la prueba de placa flexible y la frecuencia de las ondas transversales calculadas por el método geofísico de "petite sismique". La función de esta correlación es tener una estimación del módulo elástico estático a partir de estudios geofísicos que consisten en la propagación de ondas sísmicas en el medio rocoso. Cabe resaltar que en esta gráfica se toman en cuenta ensayos sobre el macizo rocoso de forma indirecta que dan como resultado una medición cuantitativa de la calidad de la roca.

La gráfica muestra menos dispersión de sus puntos que las antes mencionadas y se observa una cierta correlación lineal, ya que a mayor frecuencia de las ondas transversales mayor módulo de deformación estático.

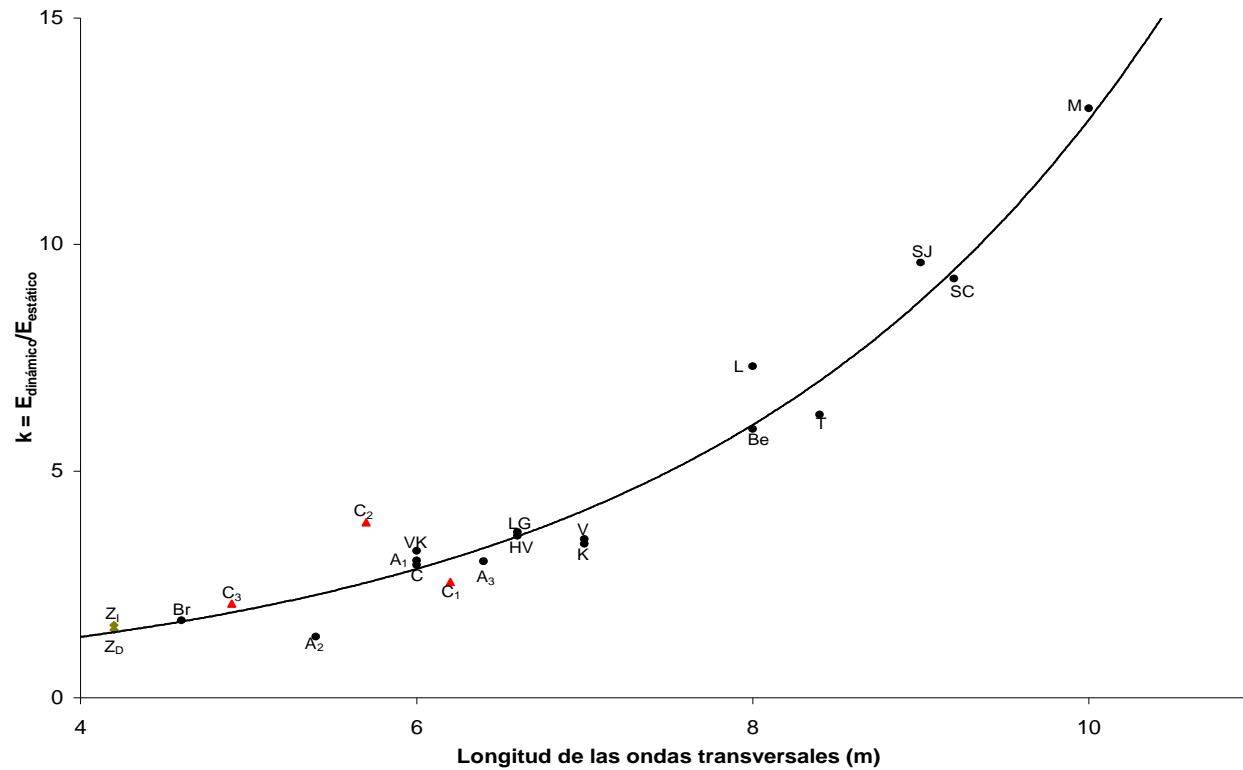


Figura 5.10. Correlación entre el coeficiente k y la longitud de las ondas transversales

Correlaciona el coeficiente k contra la longitud de las ondas transversales que es el inverso de la frecuencia de onda multiplicado por la velocidad de propagación. El coeficiente k es el módulo de deformabilidad dinámico del macizo rocoso; calculado de la velocidad de propagación de la onda transversal y longitudinal, entre el módulo estático obtenido de la prueba de placa flexible.

Esta gráfica resulta parecida a la de frecuencia de onda, pero en esta correlación se agrega el módulo dinámico que se puede obtener gracias a los estudios geofísicos que se realizan sobre el macizo rocoso y es una medida cuantitativa. Como en las gráficas anteriores la finalidad de esta relación es el encontrar un valor estimativo del módulo estático de deformabilidad si este no es posible obtenerse por métodos directos.

Simbología de las figuras 5.3 y 5.4

C	Concreto
VK	Van der Kloof (dolerita)
HV	Hendrick Verwoerd (argilita, dolerita)
M	Malpasset (gneis)
SC	Saint-Cassien (gneis)
SJ	Saint-Jean-do-Gard (gneis)
LG	La Gittaz (esquistos)
Be	Besserve (granito)
V	Vauglans (caliza)
LG	Lanoux
K	Kasseb (caliza)
T	Tachien (cuarcita)
Br	Briey (mineral de hierro)
A ₁	La Angostura galería 1 (caliza)
A ₂	La Angostura galería 2 (caliza)
A ₃	La Angostura galería 3 (caliza)
C ₁	El Cajón socavón 1 (ignimbrita)
C ₂	El Cajón socavón 2 (ignimbrita)
C ₃	El Cajón socavón 3 (ignimbrita)
Z ₁	Zimapán margen izquierda (caliza)
Z _D	Zimapán margen derecha (caliza)

5.5 DISCUSIÓN DE RESULTADOS

RMR contra Módulo estático en campo.

1. Al colocar los datos de los proyectos en la gráfica se observa que no necesariamente a mayor RMR corresponde un mayor módulo de deformación, especialmente en Zimapán y El Cajón.
2. Los factores que influyen en la determinación del módulo estático por medio del RMR son: la persistencia de las discontinuidades, el tipo de relleno y la abertura, así como la presencia de agua en el macizo rocoso. Como en el caso de Zimapán en la margen derecha el espaciamiento de las fracturas es mayor por lo tanto el RMR es mayor que en la margen izquierda y se refleja en la obtención por medio de la gráfica del módulo estático.
3. En general los puntos correspondientes a los proyectos analizados siguen la tendencia de los puntos ya establecidos y no muestran gran dispersión con las líneas de ajuste.

RQD contra Factor de reducción

1. El punto correspondiente a Aguamilpa se aleja de la línea de tendencia debido a que el módulo de campo y laboratorio son parecidos y por consiguiente el factor

de reducción es cercano a la unidad y se observa en la gráfica que el factor cercano a uno corresponde a valores de RQD mayores a 90% y en Aguamilpa el RQD es de 80% igual que en El Cajón y su factor de reducción es menor a 0.4. Lo anterior indica que muy probablemente las pruebas de placa de Aguamilpa se efectuaron en un macizo rocoso con poco fracturamiento y por tanto el módulo de laboratorio y estático son parecidos.

2. Se podría decir que a un menor grado de fracturación (mayor porcentaje de RQD) el módulo de deformabilidad tiende a aumentar y se observa en el caso de El Cajón ya que la Unidad TicU2 tiene un RQD mayor que la Unidad TicU3, siendo la misma roca, y al comparar los módulos de deformabilidad estático obtenido en campo y por medio de la correlación el de la primer Unidad es mayor. En el mismo sentido se observa que el RQD en ambas márgenes en Zimapán es prácticamente el mismo y al obtener el módulo de deformabilidad por medio de la gráfica se obtienen módulos estáticos muy parecidos.

Longitud de onda contra coeficiente k

1. Los puntos correspondientes a los socavones 1, 2 y 3 de El Cajón muestran poca dispersión respecto a la curva con pequeñas variaciones en el factor k y un valor menor en el socavón 1 debido probablemente al fracturamiento y relleno en la zona de las pruebas de placa.
2. En Zimapán los puntos de ambas márgenes se ajustan a la línea de tendencia y presentan un coeficiente k bajo, lo mismo que sus longitudes de onda y esto indica que es una roca de buena calidad.
3. En general los nuevos puntos colocados de los proyectos realizados en México tienen poca dispersión respecto a la línea de tendencia por lo que tiene cierta confiabilidad en la obtención de un módulo estático.

Frecuencia de onda contra módulo estático

1. Se observa que fuera de Zimapán no existen datos mayores a 650 Hz y 25 GPa por lo que no se conoce la tendencia que sigue la recta después de estos valores; sin embargo por debajo de estos valores hay buena correlación lineal entre estos dos parámetros por lo que se recomienda su utilización para estimar el módulo estático.

Se hace notar que es necesario un adecuado estudio geofísico para la correcta utilización de las dos últimas gráficas.

Tabla 5.17. Comparación entre los módulos obtenidos en campo y los módulos obtenidos por las diferentes correlaciones

Proyecto	E_s	E obtenido por RMR	E obtenido por RQD	E obtenido por Frecuencia de onda	E obtenido por Longitud de onda
P. H. El Cajón:					
TicU2	12	34	18	12	10
TicU3	6.2	16	7	6	8
C. H. Aguamilpa	26	26	15	-	-
C. H. Zimapán:					
Margen Izquierda	39	38	46	30	43
Margen Derecha	44	60	44	30	43
C. H. Angostura:					
Galería 2	5.5	-	-	6	6
Galería 2	12.4	-	-	10	9
Galería 3	5.3	-	-	5	7

Todos los módulos de deformabilidad están en GPa

CONCLUSIONES

El módulo de deformabilidad del macizo rocoso está directamente asociado a las discontinuidades que presenta, ya que un intenso fracturamiento disminuye su capacidad de resistir deformaciones y por otro lado la presencia de fallas importantes aumenta la formación de bloques de roca, lo que tiene como consecuencia el posible deslizamiento de estos y causar problemas en la construcción.

Otro aspecto a tomar en cuenta es la presencia de rellenos ya sea en las fracturas o en las fallas. Este aspecto cobra relevancia ya que si se trata de rellenos blandos (arcillas), estos son muy deformables y tienden a provocar una mayor deformación en la roca. Si en las fracturas o fallas existe una ausencia de relleno, pero no de abertura, al aplicarse una carga sobre la roca las aberturas tienden a cerrarse y provocar cierta deformabilidad del macizo sin que esto represente que la roca en si sea deformable.

Se debe hacer énfasis en una correcta descripción de las discontinuidades y lo más detallada que se pueda, ya que con estos datos se puede tener una estimación de la resistencia a la compresión de la roca.

Las pruebas realizadas en probetas de roca son indispensables debido a que por medio de ellas se obtienen desde las propiedades de las rocas como son el peso volumétrico, la densidad y la humedad entre otras, hasta parámetros tan importantes como la resistencia a la compresión simple o triaxial, a la tensión y al corte; así como el módulo de elasticidad y propiedades específicas de cada tipo de roca como la relación de Poisson, que proporcionan al ingeniero civil datos para hacer estimaciones sobre el comportamiento del macizo rocoso.

A partir de las pruebas mencionadas en el capítulo 2 se obtienen parámetros para calcular el módulo de deformabilidad en forma indirecta; mediante una gráfica esfuerzo-deformación para el caso de la prueba de compresión simple, o al utilizar ecuaciones que implican las velocidades de pulsos eléctricos a través de la muestra de roca, además de la densidad y/o la relación de Poisson.

El módulo de deformabilidad obtenido en laboratorio puede utilizarse para estimar el módulo de deformabilidad estático, utilizando la gráfica de RQD contra factor de reducción, tomando cierta precaución debido a que es una correlación empírica, pero que nos puede dar una idea del comportamiento del macizo rocoso considerando su carácter discontinuo e irregular que, por el contrario, no refleja la muestra de roca intacta, la cual se prueba generalmente en muy buenas condiciones respecto a su estructura, discontinuidades y alterabilidad.

Para conocer el valor más aproximado del módulo de deformación de la roca lo conveniente es realizar pruebas de campo, de las que se obtienen dos módulos de deformabilidad distintos, uno es el módulo estático (métodos directos) y otro el módulo dinámico (métodos indirectos). El módulo estático se obtiene de pruebas de placa (flexible y rígida), gato plano y dilatómetro. El módulo dinámico se encuentra por medio de métodos de refracción sísmica, el más común es el llamado "petite sismique", aunque existen otros tipos de métodos como el "cross-hole".

En los métodos directos la prueba de placa es la que involucra un mayor volumen de roca y se pueden medir deformaciones a una profundidad no mayor a 3 veces el diámetro

de la placa. El ensayo de gato plano mide deformaciones y esfuerzos en la roca y con estos dos parámetros se encuentra el módulo de deformabilidad; al no ser importante la excavación que se requiere para hacer la prueba, se puede realizar un gran número de éstas y obtenerse un valor promedio de módulo elástico, su desventaja es que involucra muy poco volumen de roca y puede no ser representativo el módulo obtenido. El dilatómetro es el único método directo que se ejecuta en sondeos y por ende el que se realiza a mayor profundidad que los dos anteriores y que mide deformaciones a una presión aplicada mayor que en la prueba de placa y gato plano, su ventaja radica en que se puede hacer en los mismos sondeos exploratorios que se realizaron para obtener muestras de roca, por lo que su costo es relativamente bajo y se pueden elaborar varios ensayos en un tiempo corto, el módulo que se obtiene es útil para tener una estimación preliminar del comportamiento de la roca a esfuerzos compresionales.

Los métodos indirectos o geofísicos son bastante rápidos de realizar y bajos en costo con respecto a los directos, como resultado de estos ensayos se obtiene un módulo dinámico de elasticidad y con él se tiene una estimación de la calidad de la roca en el sitio.

Existe una gran diferencia entre los valores de módulo arrojados por las pruebas directas e indirectas y esto es fundamentalmente por el modo en que se obtiene dicho parámetro. En las primeras se aplican presiones, cargas o esfuerzos directamente sobre el macizo rocoso, en las segundas se propagan sobre la roca ondas sísmicas de corte y de compresión.

Las clasificaciones de macizos rocosos tienen como finalidad proporcionar un valor aproximado de su resistencia, basado en las condiciones en las que se encuentran principalmente sus discontinuidades.

El índice Q de calidad de túneles y el RMR presentan similitudes en los factores que intervienen en su determinación, como son el estado de las juntas o discontinuidades, el RQD del macizo y las condiciones de humedad, aunque este índice toma en cuenta los esfuerzos que actúan en los bloques de la masa rocosa; tomando esto en cuenta Bieniawski propuso una correlación entre ambos sistemas valiéndose de gran cantidad de casos históricos y una relación para obtener en forma aproximada el módulo de deformabilidad de campo, lo que representa una vía relativamente más simple para obtener este parámetro a partir de las condiciones geológicas del macizo.

Las clasificaciones más recientes también tienen como parámetros esenciales en la descripción de los macizos el estado de las discontinuidades y el RQD, aunque también interviene la resistencia a la compresión uniaxial obtenida en laboratorio y con ello se trata de correlacionar datos de la roca intacta con las condiciones *in situ* para encontrar el módulo de deformabilidad estático.

Se observa que todas las clasificaciones y los índices de resistencia para macizos rocosos y sus respectivas correlaciones tienen como objetivo determinar en forma indirecta el módulo de deformabilidad estático, a partir ya sea de datos geológicos principalmente o de laboratorio, debido a que este módulo es el que refleja las condiciones más representativas del macizo rocoso en general y que parece ser el más "complicado" de obtener, a causa principalmente de la problemática de las pruebas en campo por el volumen de roca que se involucra y el tiempo que requieren, así como de su elevado costo en comparación con estudios geológicos y pruebas de laboratorio.

GLOSARIO

Afanítico. Término textural; utilizado para describir las rocas ígneas que tienen un grano tan fino que sus constituyentes individuales no son visibles a simple vista, pero sí con un aumento adecuado.

Carst o Karst. Relieve caracterizado por el modelado en hueco de las rocas carbonatadas, sobre todo calcáreas, por efecto de la disolución por aguas que contienen dióxido de carbono. el karst se caracteriza por la abundancia de cuevas y grietas.

Cuesta. Unidad geomorfológica que consiste en una superficie inclinada suavemente, paralela al buzamiento de los planos de estratificación, y en un acantilado o cara escarpada, que está inclinado en la dirección opuesta a la ladera estructural, y que corta a los planos de estratificación.

dB. Unidad física aplicada para medir las diferencias de intensidad sonora. Es una unidad audiométrica que expresa la proporción en una escala logarítmica en que la intensidad de un sonido es mayor o menor que la de otro.

Dique. Se refiere a una formación ígnea intrusiva de forma tabular. Su espesor es generalmente mucho mas pequeña que sus otras dimensiones y puede variar de algunos milímetros hasta varios metros, mientras que su extensión lateral puede extenderse muchos kilómetros.

Discordancia. Disposición que presenta un conjunto sedimentario cuando las series superiores, más recientes, no guardan paralelismo con las inferiores, más antiguas, del sustrato previamente deformado por la tectónica.

Escarpe. La ladera más acentuada de una cuesta.

Especímenes de prueba. Los especímenes serán cilindros circulares exactos dentro de las tolerancias especificadas a continuación. El espécimen tendrá una relación longitud/diámetro (L/D) de 2.0 a 2.5 y un diámetro no menor de $1^{7/8}$ de pulgada (47 mm)

Horizonte. Nivel estratigráfico reconocible en rocas por algún rasgo característico, tales como flora, fauna o litología.

HRC. Es el número de dureza (HRX: donde H indica número de dureza; R es el método utilizado (Rockwell) y X es la escala utilizada (A, B, C o D); HRC indica el número obtenido por el método Rockwell en la escala C). Este número se obtiene de la aplicación de una fuerza determinada sobre un material de referencia certificado, a través de un penetrador de geometría establecida durante un ciclo de prueba determinado.

Martillo Schmidt. Este instrumento mide el rebote de un pistón cargado con un resorte que se golpea contra la superficie de la roca, es una forma de evaluar en campo el grado de meteorización.

Milonita. Roca metamórfica formada como consecuencia de esfuerzos de corte, de grano fino y color variado.

Potasa. Hidróxido de potasio, compuesto químico sólido, soluble, blanco y muy básico que se usa como reactivo y en la saponificación de las grasas: el jabón y el vidrio se fabrican con potasa.

RQD. (Rock Quality Designation) Índice de Calidad de la Roca.

Tamaño de grano. La escala más utilizada es la de Wenworth, que diferencia entre las variedades gruesas, de diámetro superior a 2 mm (gravas, conglomerados, pudingas, brechas), las de grano intermedio (arenas y areniscas), de diámetro comprendido entre 2 mm y 64 mm, y las de grano fino, entre 64 y 4 mm, y que corresponden a los limos y limonitas.

Transductor. Es un dispositivo capaz de transformar o convertir un determinado tipo de energía de entrada, en otra diferente de salida.

BIBLIOGRAFÍA

- Aranda J. R. y Briones J. J. **Determinación de Módulos Dinámicos y Estáticos mediante la Técnica “Petit Sismique”, en el Túnel de Conducción del P. H. Zimapán**, C. F. E., Subdirección Técnica, Gerencia de Ingeniería Civil, Departamento de Geofísica, Abril de 1993.
- Arvizu, G. y Alcántara J. **Factibilidad Geológica del Proyecto Hidroeléctrico Zimapán, Hgo.**, C. F. E. Superintendencia de Estudios Zona Golfo, Marzo 1989.
- ASTM *D 2845-00 Standard Test Method for Laboratory Determination of Pulse and Ultrasonic Elastic Constants of Rock*, Annual Book of ASTM Standards, United States, Published August 2000.
- ASTM *D 3148-02 Standard Test Method for Elastic Moduli of Intact Rock Core Specimens in Uniaxial Compression*, Annual Book of ASTM Standards, United States, Published April 2002.
- Castellanos, P. F., Espino R. J. y Talonia V. U. **Recomendaciones de tratamientos de soporte y drenaje de la roca para la excavación de la Obra de Generación, P. H. El Cajón, Nayarit**, C. F. E. Subgerencia de Geotecnia y Materiales Departamento de Mecánica de Rocas e Inyecciones, 2002.
- C. F. E. **Pruebas de Campo en la Boquilla, P. H. Zimapán, Hgo.**, Informe Interno, Marzo 9, 1987.
- C. F. E. **Pruebas de Mecánica de Rocas en el Socavón 8C, P. H. Aguamilpa, Nay.**, Informe Interno, Febrero 23, 1988.
- C. F. E. **Resultado de los ensayos de laboratorio realizados con núcleos de roca procedentes de los barrenos 4, 12, 13 (boquilla), C6L (conducción opción B), V-1, V-2 y V-3 (zona inestable), P. H. Zimapán**, Informe Interno, Mayo 1984.
- C. F. E. **Resultados de las pruebas de laboratorio realizadas con núcleos de roca de los barrenos CD-4, CD-9 y CBR-1, P. H. Aguamilpa**, Informe Interno, Enero 1987.
- C. F. E. **Resultados de los ensayos de laboratorio realizados en barrenos con núcleos de roca, P. H. El Cajón**, Informe Interno, Mayo de 1994.
- C. F. E. **Estudios de Mecánica de Rocas, P. H. El Cajón**, Informe Interno, Diciembre 2002.
- C. F. E. **Estudios Geofísicos de Tendido Sísmico Corto**, Gerencia de Estudios de Ingeniería Civil, México, abril de 1997.
- C. F. E. **Determinación de Modulos Elásticos con la Técnica de “Petite Sismique” en los Socavones 1, 2 y 3 del P.H. El Cajón, Nay.**, Subgerencia de Estudios Geológicos. Departamento de Geofísica, sin fecha.

- Flores, B. R., Vangel H. V. y Xiangyue L. L. **Geotecnia en Ingeniería de Presas**, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. Coordinación de Tecnología Hidráulica, México, 2001.
- Gaziev, **Mecánica de Rocas en la Ingeniería Civil**, (fragmento del libro) sin fecha,
- González, C. M. y Jiménez F. E. **Ingeniería Geológica del Proyecto Hidroeléctrico Zimapán**, C. F. E. Superintendencia de Estudios Zona Golfo, sin fecha.
- González de Vallejo, L. **Ingeniería Geológica**, Pearson Educación, Madrid, 2002.
- Goodman, R. E. **Introduction to Rock Mechanics**, John Wiley & Sons, 2da. Edición, New York, 1989.
- Hoek, E. y Brown E. T. **Excavaciones subterráneas en roca**, McGraw-Hill, México, 1985.
- Hoek, E. **Practical Rock Engineering**, Balkema Publishers, Netherlands, sin fecha.
- ISRM **Rock Characterization. Testing and Monitoring. ISRM Suggested Methods**, Commission on testing methods International Society for Rock Mechanics by Pergamon Press, London, 1981.
- ISRM **Suggested Methods for Determining Sound Velocity**; Commission on Standardization of Laboratory and Field Test, Committee on Laboratory Tests, March, 1977.
- Jaeger, J. C. **Rock Mechanics and Engineering**, Cambridge University Press, Cambridge, 1972.
- Jaeger, J. C. and Cook N. G. W. **Fundamentals of Rock Mechanics**, Chapman and Hall, London, 1979.
- Jumikis, A. R. **Rock Mechanics**, Trans Tech Publications, Federal Republic of Germany, 1983.
- Labrie, D., Conlon B. y Boyle R. **In-situ deformability of moderately to highly stressed mine structures in hard rock**, North American Rock Mechanics Symposium, Cancún, México, 1998.
- Lama, R. D. y Vutukuri V. S. **Handbook on Mechanical Properties of Rocks vol. II**, Trans Tech Publications, Germany, 1972.
- López Marinas, J. M. **Geología aplicada a la Ingeniería Civil**, CIE Inversiones Editoriales Dossat, 2da. Edición, Madrid, 2002.
- Lugo Ibarra, T. **Análisis estructural para la definición de bloques y cuñas en la excavación de casa de máquinas**, P. H. Aguamilpa, C. F. E. Superintendencia de Estudios Zona Pacífico Sur, Julio 1988.
- Lugo Ibarra, T. y Gómez H. E. **Levantamiento Geológico del socavón 8-c (Zona Casa de Máquinas)**, C. F. E. (Informe Interno), Marzo 1988.

- Marsal, R. J. y Reséndiz D. **Presas de Tierra y Enrocamiento**, LIMUSA, México, 1975.
- McLean, A. C. and Gribble C. D. **Geology for Civil Engineers**, George Allen & Unwin, London, 1985.
- Moreno, S., Ramos A. y Valencia J. **Características Geológicas de cuatro alternativas de casa de máquinas del P. H. Aguamilpa, Nayarit**, C. F. E., Unidad de Estudios de Ingeniería Civil Zona Pacífico Norte, Septiembre 1988.
- Moreno, S. y Soto M. A. **Monografía Geológica Proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa, Nayarit**, C. F. E. Superintendencia de Estudios Zona Pacífico Norte, 1994.
- Páez, V., González C. M. **Carsticidad en la Boquilla del Proyecto Hidroeléctrico Zimapán**, C F E, Superintendencia de Estudios Zona Golfo, Septiembre de 1993.
- Röshoff, K., Lanaro F. and Jing L. **Strategy for a Rock Mechanics Site Descriptive Model. Development and Testing of the Empirical Approach**, Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Co, Stockholm, march 2002.
- Serafim, L. J. **Rock Mechanics considerations in the Design of Concrete Dams**, Laboratório Nacional de Engenharia, Portugal, 1964.
- Zienkiewicz, O. C. and Stagg K. G. **Mecánica de Rocas en la Ingeniería Práctica**, BLUME, Madrid, 1970.

BIBLIOGRAFÍA RECOMENDADA

- Bureau d'Ingenieurs Conseils. **"Scarabee" Investigation Method for the rapid assessment of Rockmass Quality**, Coyne ET Belliere, Paris-France, December 1993
- Deere, D. **Design Modulus of Dam Foundation Rock**, Greece, February 1972.
- Deere, U. D. & Deere, W. D., **Rock Quality Designation (RQD) After Twenty Years**, Geotechnical Laboratory, US Army Engineer Waterways Experiment Station, February 1989.
- ISRM **Suggested Methods for Determining *In Situ* Deformability of Rock**, Commission on Standardization of Laboratory and Field Test, Committee on Laboratory Tests, March, 1977.
- ISRM **Suggested Methods for Determining the Uniaxial Compressive Strength and Deformability of Rock Materials**, Commission on Standardization of Laboratory and Field Test, Committee on Laboratory Tests, March, 1977.
- King, M. S. **Static and Dynamic Elastic Properties of Rocks from the Canadian Shield. Technical Note**, Pergamon Press, Great Britain, 1983
- Krynine, P. D. y William J. R. **Principios de geología y geotecnia para ingenieros**, Omega, Barcelona, 1972.
- Palmström, A. & Singh, R., **The Deformation Modulus of Rock Masses**, Published in: Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 16, No. 3, pp. 115 - 131. Sin fecha.
- Romana, R. M. **DMR (una adaptación del RMR) una nueva clasificación geomecánica para la cimentación de presas**, Universidad Politécnica de Valencia, España, 2004
- Suárez Fino, J. F. **Evaluación del comportamiento de las obras subterráneas del Proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa, Nayarit**, Tesis de Maestría, México 2004