

MINISTERIO DE EDUCACIÓN SUPERIOR
INSTITUTO SUPERIOR MINERO METALÚRGICO DE MOA
“DR. ANTONIO NÚÑEZ JIMÉNEZ”
FACULTAD DE GEOLOGÍA –MINERÍA
DEPARTAMENTO DE MINAS

Trabajo de Diploma en opción al título de Ingeniero en Minas

**EVALUACIÓN DE LA ESTABILIDAD DEL TÚNEL LEVISA –
MAYARÍ, CONEXIÓN III – IV, TRAMO V Y PROPUESTA DE
SOSTENIMIENTO**

Autora: Arletys Terrero Cala

Moa- 2018

“Año 60 de la Revolución”

MINISTERIO DE EDUCACIÓN SUPERIOR
INSTITUTO SUPERIOR MINERO METALÚRGICO DE MOA

“DR. ANTONIO NÚÑEZ JIMÉNEZ”

FACULTAD DE GEOLOGÍA –MINERÍA

DEPARTAMENTO DE MINAS

Trabajo de Diploma en opción al título de Ingeniero en Minas

**EVALUACIÓN DE LA ESTABILIDAD DEL TÚNEL LEVISA –
MAYARÍ, CONEXIÓN III – IV, TRAMO V Y PROPUESTA DE
SOSTENIMIENTO**

Autora: Arletys Terrero Cala

Tutores: Dr.C. Rafael Noa Monjes

Moa- 2018

“Año 60 de la Revolución”

Dedicatoria

Deseo dedicar mi trabajo de diploma a quienes constituyen en mi vida lo mejor de ella:

- *A mis padres Emilitina López Batista, Rafael Cala Rodríguez y Maidelin Cala López de los que siempre estaré orgullosa, que han sido mi mayor inspiración.*
- *A mi novio Alvaro Esteban Cerulia Hechavarria quien me apoyó mucho en todo momento y que con su comprensión me dio confianza y aliento.*
- *A nuestra Revolución por permitirme convertirme en una profesional.*

“A todos ellos muchísimas gracias.”

Agradecimientos

- *A mis padres Emilitina López Batista, Rafael Cala Rodríguez y Maidelin Cala López por darme su amor y su apoyo incondicional.*
- *A mi novio Alvaro Esteban Cerulia Hechavarria que en las buenas y en las malas siempre ha estado junto a mí.*
- *A mis hermanos que aunque estemos distanciados no significa que no sean importantes para mí.*
- *A mi familia por su amor y comprensión durante toda mi vida.*
- *A mis suegros Concepción y Esteban por toda su preocupación hacia mí durante este tiempo.*
- *A mi padrastro Rambert Ricardo Rodríguez quien junto a mis padres siempre estuvo ahí brindándome todo su apoyo.*
- *Agradecer a mis tutores Rafael Noa Monjes y Yurisdell Velázquez La O por los conocimientos que me aportaron y la preocupación mostrada durante la realización de mi trabajo de Diploma.*
- *A Domingo Pelegrin Ortiz y Héctor Esparraguera Guilarte quienes me han brindado todo su apoyo.*
- *A todos mis vecinos que me han estado apoyando en todo momento.*
- *A mis compañeros de aula por tantos momentos buenos y malos que hemos pasamos juntos durante estos cinco años.*
- *Agradecer a todos mis profesores por poder trasmitirme los conocimientos y sin ellos no habría podido lograr mis sueños.*
- *A la Revolución por permitirme estudiar y convertirme en un profesional revolucionario.*

“A todos ustedes mis más sinceros y profundos agradecimientos”

Pensamiento

...<<Una previsión que nos agradecerán todos, en particular las futuras generaciones, esas que les tocara vivir en un mundo donde el agua potable será un recurso cada vez más escaso y caro.>>

Raúl Castro Ruz



RESUMEN

Este trabajo está relacionado con el proceso de construcción de los túneles del trasvase Este – Oeste, fundamentalmente con el túnel Levisa-Mayarí, conexión III-IV, Tramo V. El principal objetivo que persigue el mismo es evaluar la estabilidad del túnel y proponer el sostenimiento que más se adapte a dicho túnel, además cuenta con la siguiente estructura: introducción, tres capítulos, conclusiones, recomendaciones, bibliografía y anexos.

En el mismo se realiza una caracterización ingeniero - geológica del macizo donde se construyen estas obras, además se hace una evaluación del agrietamiento y las características estructurales de este, dividiendo el túnel en tres tramos. Para la evaluación de la estabilidad se utilizan, tres clasificaciones geomecánica de las existentes: la clasificación de Deere, basada en el índice de calidad del macizo(RQD), la clasificación de Barton, basada en el índice (Q) y la clasificación de Bieniawski, basada en el (RMR).

A partir de la evaluación geomecánica se obtiene que la calidad del macizo esta entre rocas medias y muy malas y se propone utilizar como sostenimiento hormigón proyectado reforzado con fibras sintéticas con un espesor que oscila de 8 cm a 20 cm y anclas metálicas.

ABSTRACT

This work is related to the process of construction of the tunnels of the East West transfer, mainly with the Levisa - Mayarí tunnel, Section V, The main objective of this tunnel is to evaluate the stability of the tunnel and propose the support that best suits , Also has the following structure: introduction, three chapters, conclusions, recommendations, bibliography and annexes.

In the same one is realized an geological - geological characterization of the solid mass where these works are constructed, in addition is made an evaluation of the cracking and the structural characteristics of this one, dividing the tunnel in three sections. For the evaluation of stability are used, three geomechanical classifications of the existing: the Deere classification, based on the mass quality index (RQD), Barton classification, based on the index (Q) and the classification of Bieniawski , Based on (RMR).

From the geomechanical evaluation it is obtained that the quality of the massif is between average and very bad rocks and it is proposed to use as support projected concrete reinforced with synthetic fibers with a thickness that oscillate of 8 cm to 20 cm and metal anchors.

ÍNDICE	
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO I. ESTADO ACTUAL DE LA TEMÁTICA	5
1.1 Introducción.....	5
1.2 Marco teórico conceptual	5
1.3 Estado actual de la temática en el mundo.....	7
1.4 Situación actual de la temática en Cuba	13
CAPÍTULO II. CARACTERÍSTICAS REGIONALES DEL TUNEL	18
2.1 Introducción.....	18
2.2 Ubicación Geográfica	19
2.3 Clima de la región	19
2.4 Geología regional y local	20
2.5 Orografía e Hidrografía.....	21
2.6 Características hidrogeológicas de la región.....	23
2.7 Tectónica Regional.....	23
2.8 Geomorfología regional.....	24
2.9 Geología del túnel Levisa – Mayarí, conexión III-IV, Tramo V.....	26
CAPÍTULO III. EVALUACION DE LA ESTABILIDAD Y PROPUESTA DE SOSTENIMIENTO.....	31
3.1 Introducción.....	31
3.2 Análisis de las clasificaciones más empleadas para la evaluación de la estabilidad	32
3.3 Evaluación de la estabilidad	44
3.3.1 Análisis de las características estructurales de área de estudio por tramos	44
3.3.2 Evaluación de la estabilidad empleando las clasificaciones que más se adaptan al macizo	45
3.3.3 Evaluación del tamaño de bloques.....	47
3.4 Análisis y propuesta de sostenimiento	52
CONCLUSIONES	58
RECOMENDACIONES	59
BIBLIOGRAFÍA	60
ANEXOS	

INTRODUCCIÓN

Cada día aparecen más y más señales en el mundo de que el agua, uno de los recursos más importantes de que se sirve el hombre, se encuentra seriamente en peligro y la penuria física de recursos hídricos es de tal naturaleza, que ya hoy es materia fundamental de las políticas de seguridad nacional de no pocos estados.

La necesidad imperiosa que tiene Cuba de desarrollar estrategias que permitan el abastecimiento de agua a todas las regiones valiéndose de todo un sistema de tecnologías para la construcción de presas, puentes, canales y túneles que trasladen ese preciado líquido a donde sea necesario y así contrarrestar los efectos de la sequía y satisfacer necesidades de la población, hace que se analice detenidamente hoy la tecnología como principal herramienta con que cuenta el hombre, pero que como toda herramienta para sacarle racionalmente provecho, hay que conocerla y utilizarla correctamente.

Nuestro Comandante en Jefe Fidel Castro Ruz, evitando problemas ecológicos del mundo como consecuencia del agudo calentamiento global, orientó la necesidad de desarrollar un amplio plan inversionista que aprovechara el caudal del agua de la Sierra Maestra, el macizo montañoso Nipe-Sagua-Baracoa y la Sierra del Escambray, para crear un gran sistema nacional que trasvasara agua mediante interconexiones en, al menos, nueve provincias del oriente y centro del país. Para ello se realiza la construcción del Trasvase Este-Oeste el cual lleva el agua desde Nipe-Sagua-Baracoa a las fértiles llanuras del norte de Holguín, Las Tunas, noreste de Camagüey y el norte y centro del Valle del Cauto.

Cuando se realizaron los primeros proyectos e iniciaron los trabajos en Mayarí, donde se encuentra situado dicho trasvase, las acciones fueron paralizadas, iniciándose la aguda etapa del período especial. Por razones naturales, las obras fueron dañadas en buena parte, en el caso de Mayarí, por las crecidas de los ríos y la falta de preservación.

Terminando el año 2004, ante la crisis ambiental que provocó una severa y prolongada sequía con grandes pérdidas para las provincias orientales y Camagüey, el Comandante en Jefe le orientó al entonces Ministro de las FAR,

General de Ejército Raúl Castro, reiniciar el plan estratégico de las obras de los trasvases que sería la garantía para que el país disponga de agua en este siglo bajo cualquier circunstancia.

Los efectos de la intensa sequía de los últimos años permite analizar una vez más la posibilidad de explotación de los recursos hidráulicos, de ahí la construcción del Trasvase Este-Oeste con un conjunto de grandes y pequeños embalses, túneles, canales magistrales y sistema de riego, obras todas que el país consideró iniciar para solucionar el abasto de agua en el Oeste de la provincia de Holguín y en el Norte de la provincia de Las Tunas.

El objetivo de este conjunto hidráulico es trasvasar las aguas desde el este de la provincia de Holguín hacia zonas deficitarias de agua del oeste de la región Oriental. Esta acción se fundamenta sobre la base de que en el este de esta región se localiza el mayor potencial hidrotécnico del país, con pocas posibilidades actuales de un aprovechamiento hidráulico significativo.

En nuestro país hoy en día, cada entidad relacionada con la construcción subterránea realiza el estudio del macizo rocoso donde está enclavada la obra, pero todavía existen insuficiencias en el alcance y contenido de esos estudios, ya que las obras subterráneas continúan presentando problemas de estabilidad, influyendo esto directamente en el gasto de recursos, ocasionado por que los macizos rocosos no son diferenciados para su estudio y adopción de medidas, de acuerdo al comportamiento variado que puede presentar una misma litología en la excavación subterránea, causado por que, en la mayoría de los casos han sido afectadas por diferentes eventos tectónicos, o resulta que, sencillamente, la zona en cuestión ha sido afectada por el método de arranque empleado.

Por lo que habitualmente se fortifica después que ya se han producido pérdidas de estabilidad, o sencillamente se fortifica toda la excavación, “preventivamente”, considerando que el comportamiento del macizo será igual, demostrándose en la práctica que no siempre resulta así, por lo que llevar a cabo la construcción de estos túneles no ha sido tarea fácil, ya que en su realización existen algunas afectaciones como pérdida de estabilidad por diferentes causas, alteración del estado tensional del macizo, deterioro de las rocas, pérdidas de la capacidad

portadora, inundación parcial o total, aumento de la humedad relativa, entre otras; las que guardan estrecha relación con los períodos de lluvia, el estado de saturación del terreno y el escurrimiento superficial y subterráneo; todas estas son cuestiones que hay que abordar de manera sistemática, ya que al ocurrir y manifestarse uno de estos fenómenos se puede alterar el equilibrio del macizo y traer como consecuencia que se afecte negativamente el cumplimiento del cronograma de ejecución del proyecto y el presupuesto asignado.

Por lo expuesto anteriormente, el **problema** a resolver es: necesidad de evaluar la estabilidad del túnel Levisa-Mayarí, conexión III-conexión IV, Tramo V y proponer el sostenimiento más adecuado.

A partir de este problema se justifica la ejecución de la presente investigación, para la cual se propone como **objetivo general**: Evaluar la estabilidad y proponer el sostenimiento que más se adapte al túnel Levisa-Mayarí, conexión III-conexión IV, Tramo V.

Objeto de estudio: Estabilidad del túnel Levisa –Mayarí, conexión III-conexión IV, tramo V.

Campo de acción: Túnel Levisa-Mayarí, conexión III-conexión IV, Tramo V.

Teniendo como **hipótesis** que si se analizan las características ingeniero – geológicas de la zona donde se ubica el túnel Levisa-Mayarí, conexión III-conexión IV , Tramo V, se analizan las propiedades físico - mecánicas de las rocas, se evalúan las características estructurales y se analizan y emplean las clasificaciones geomecánicas que más se adapten a las condiciones de estos macizos, se puede evaluar la estabilidad del túnel Levisa-Mayarí, conexión III-conexión IV ,Tramo V y proponer el sostenimiento más adecuado.

Objetivos específicos:

1. Analizar las características ingeniero – geológicas de la zona donde se ubica el túnel Levisa-Mayarí, conexión III-conexión IV, Tramo V.
2. Analizar las propiedades físico - mecánicas de las rocas.

3. Evaluar las características estructurales del macizo rocoso.

4. Utilizar las clasificaciones geomecánicas que más se adapten a las características de estos macizos.

Método de investigación utilizada para dar solución al problema declarado en el trabajo:

Histórico-lógico: este método se utilizó para la revisión y análisis de los documentos y definir los principales antecedentes investigativos.

Método empírico: es imprescindible el empleo de la medición. Como técnicas: la observación para el conocimiento de las características fundamentales del objeto.

Métodos teóricos: se utiliza para la interpretación conceptual de los datos empíricos, haciendo uso del análisis y síntesis en el estudio de las partes del objeto y para comprender su comportamiento como un todo. Dentro de los métodos teóricos también se utilizó la inducción y deducción como procedimiento para pasar de lo conocido a lo desconocido y de lo general a lo particular.

El método dialectico: para conocer las relaciones entre las componentes del objeto.

CAPÍTULO I. ESTADO ACTUAL DE LA TEMÁTICA

1.1 Introducción

La geomecánica es el estudio de cómo se deforman los suelos y las rocas, hasta terminar a veces en su falla, en respuesta a los cambios de esfuerzos, presión, temperatura y otros parámetros ambientales, implica el estudio geológico del comportamiento del suelo y rocas. Son las dos principales disciplinas de la geomecánica mecánica de suelos y mecánica de rocas.

Uno de los objetivos de esta ciencia es caracterizar los macizos rocosos, lo que constituye la base para su estudio integral, que incluye tanto el modelo geológico, como geomecánico, abarcando aspectos tales como: estructura, litología, contactos y distribución de litologías, geomorfología, cartografía geológica, estudio hidrogeológico, levantamiento de discontinuidades, técnicas geofísicas, sondeos, ensayos in situ, de laboratorio, clasificaciones geomecánicas, entre otros, convirtiéndose la caracterización geomecánica de los macizos rocosos en una herramienta indispensable para pronosticar su comportamiento.

Las Clasificaciones Geomecánica de los Macizos Rocosos tienen aplicación en el análisis del comportamiento de las obras subterráneas. Se basan en la cuantificación de determinados parámetros que influyen en la estabilidad de las excavaciones, obteniéndose una serie de índices de calidad. Estos permiten la aplicación de fórmulas empíricas, que estiman las características resistentes de los macizos rocosos.

1.2 Marco teórico conceptual

La caída de rocas constituye uno de los mayores riesgos en las construcciones subterráneas ya que resulta difícil establecer modelos analíticos del comportamiento del macizo rocoso que sean el real reflejo de este, cuando se trata de resolver problemas de estabilidad.

La estabilidad de la roca depende de los esfuerzos y de las condiciones estructurales de la masa rocosa detrás de los bordes de la abertura. Las inestabilidades locales son controladas por los cambios locales en los esfuerzos,

por la presencia de rasgos estructurales y por la cantidad de daño causado a la masa rocosa por la voladura. En esta escala local, el sostenimiento es muy importante porque resuelve el problema de la estructura de la masa rocosa y de los esfuerzos, controlando el movimiento y reduciendo la posibilidad de falla en el contorno de la excavación.

La estabilidad de las rocas denudadas no es más que la capacidad que tienen estas de resistir la aparición y manifestación de la presión sin destruirse.

Los factores que influyen en las condiciones de estabilidad de la masa rocosa de las excavaciones subterráneas son: la litología, intemperización y alteración, la estructura de la masa rocosa, los esfuerzos, el agua subterránea, la forma, el tamaño y orientación de las excavaciones, el esquema y secuencia de avance del minado, la voladura, el tiempo de exposición abierta de la excavación y los estándares de sostenimiento.

La parte del macizo rocoso, dentro de cuyos límites y como consecuencia de la excavación laboreada se producen desplazamientos, deformaciones y hasta la destrucción de las rocas se denomina zona de influencia de la excavación.

Según estudios efectuados por numerosos investigadores y especialistas se diferencian tres formas principales en que se manifiesta la pérdida de estabilidad en los macizos rocosos (Noa, 2003):

1. Pérdida de estabilidad por desprendimiento.

La pérdida de estabilidad del macizo por el desprendimiento a causa del propio peso de una zona fracturada es característica de los macizos rocosos afectados estructuralmente (estratificados, agrietados, con planos de clivaje y otros).

El mecanismo con que se produce esta pérdida de estabilidad es bastante simple de explicar. El peso de la roca que yace sobre la excavación, en un determinado sector, es mayor que la resistencia al cortante de la roca, por lo que esta se separa del macizo y cae en la excavación. El pronóstico de la posible ocurrencia de este fenómeno es bastante difícil debido al gran por ciento de causales que en

él pueden incidir. Para este estudio, habitualmente se parte de un modelo de bloque para representar al macizo (este modelo considera al medio discreto).

2. Pérdida de estabilidad por desplazamiento, deformación y destrucción de la roca en el contorno de la excavación.

En este caso la pérdida de estabilidad se produce cuando la magnitud de las tensiones actuantes en el contorno de las excavaciones sobrepasa el valor de la resistencia de la roca.

3. Pérdida de estabilidad por desplazamiento significativo de la roca sin su destrucción.

En este caso el macizo se considera como un medio elasto-plástico homogéneo, en el que se van a producir desplazamientos y deformaciones significativas en la roca del contorno de la excavación sin su destrucción.

1.3 Estado actual de la temática en el mundo

El estado actual del conocimiento en mecánica de rocas, así como la definición y obtención de parámetros y adopción de modelos que representen el comportamiento real de los macizos rocosos, se encuentran en una fase de desarrollo inferior al de otras ramas de la ingeniería como pueden ser: La Mecánica de Suelos, Hidráulica, Resistencia de Materiales, etcétera; bien por la menor antigüedad de la primera, o por una mayor complejidad frente a la simulación del problema real del macizo (López Jimeno, 1998). Como consecuencia de esto, resulta difícil establecer modelos analíticos del comportamiento del macizo rocoso que sean reflejo fiel de este, cuando se trata de resolver problemas de estabilidad o dimensionamiento de obras a cielo abierto o subterráneo.

Ante esta dificultad, se abren dos caminos de estudio; por el primero se llega al planteamiento analítico con búsqueda de nuevos modelos que simulen mejor la realidad del terreno y su comportamiento frente a la excavación, que permitan un diseño adecuado de ésta; y por el segundo, el planteamiento es empírico llegando

al diseño de una excavación estable basado en la experiencia de obras anteriores, ambas vías distan mucho hoy en día de la perfección y por lo general, es una aplicación de ambas lo que se utiliza en la actualidad.

La Geomecánica está dando a la construcción de obras subterráneas un creciente soporte científico y técnico que ha encontrado su máximo exponente en la última década, hasta el punto de que hoy en día, la mayoría de los túneles se hacen bajo supervisión de un experto en geotecnia. Siendo uno de los objetivos, caracterizar geomecánicamente los macizos, constituyendo esto el estudio integral del macizo en cuestión, que incluye tanto el modelo geológico, como el geomecánico, abarcando aspectos tales como, estructura del macizo, litología, contactos y distribución de litologías, geomorfología, cartografía geológica, estudio hidrogeológico, levantamiento de discontinuidades, técnicas geofísicas, sondeos, ensayos in situ, de laboratorio, clasificaciones geomecánicas, entre otros. Convirtiéndose la caracterización geomecánica de los macizos rocosos en una herramienta indispensable para pronosticar su comportamiento.

Una parte importante de la caracterización geomecánica de los macizos rocosos, lo constituyen sin dudas, las clasificaciones geomecánicas, que surgieron de la necesidad de parametrizar observaciones y datos empíricos, de forma integrada, para evaluar las medidas de sostenimiento en túneles. Las mismas son un método de ingeniería geológica que permite evaluar el comportamiento geomecánico de los macizos rocosos, y a partir de estas estimar los parámetros geotécnicos de diseño y el tipo de sostenimiento de un túnel (Palmstrom, 1998). Además de las obras subterráneas, se destacan las aplicaciones en taludes y cimentaciones. Las clasificaciones llevan más de 50 años en uso, pero es a partir de la década de los 70 cuando se extienden internacionalmente (González de Vallejo, 1998).

Al depender los túneles de múltiples variables geológicas de difícil cuantificación, los métodos empíricos, a los que pertenecen las clasificaciones geomecánicas, han sido de gran ayuda, desde el primer sistema de clasificaciones propuesto por TERZAGHI en 1946 (Moreno, 1998), convirtiéndose este en el primer aporte a las investigaciones geomecánicas.

El método basado en trabajos experimentales, se empleó hasta la década de los años 50, teniendo como objetivo facilitar el cálculo del sostenimiento con arcos metálicos de túneles de ferrocarril. TERZAGHI, parte del criterio de la formación de una zona de roca destruida por el techo de la excavación, clasificando los terrenos en nueve tipos, atendiendo esencialmente a las condiciones de fracturación en las rocas y a la cohesión o expansividad en los suelos. Él consideró la disposición de la estratificación respecto al eje del túnel, haciendo una previsión respecto a posibles desprendimientos. Esta metodología expuesta por TERZAGHI (González de Vallejo, 1998. Moreno, 1998) carece de un índice cuantitativo mediante el cual se pueda tener un criterio más acertado de la competencia de las rocas.

Por este período se tienen también los trabajos de T. HAGERMAN (1966). Que diferencia cinco tipos de macizos según su estabilidad, para lo cual parte del grado de debilitamiento estructural que ellos presentan, desde macizos totalmente estables (macizos homogéneos e isótropos) hasta macizos muy inestable, que presentan un gran número de superficies de debilitamiento. En esta propuesta solo se hace un análisis cualitativo de la situación del macizo rocoso, pero además no tiene en cuenta criterios importantes como por ejemplo la orientación de las principales superficies de debilitamiento.

En 1958, LAUFFER (Moreno, 1998), propuso una nueva clasificación, también para túneles, que posee un carácter cualitativo. El autor da una clasificación del macizo rocoso y a partir de ella efectúa recomendaciones para la elección del sostenimiento, introduciendo el concepto del claro activo. A nuestro criterio, el inconveniente que presenta, es la dificultad de determinar los parámetros que intervienen en la clasificación, si no se tienen abiertas excavaciones de distintas longitudes libres, durante sus tiempos de estabilidad.

Más tarde en 1963, DEERE (Blanco, 1998. González de Vallejo, 1998. López Jimeno, 1998. Moreno, Palmstrom, 1998) propuso un índice de la calidad de las rocas, basado en la recuperación de testigos en sondeos de diámetro mínimo 54 mm, denominado como el sistema Rock Quality Designation (RQD) Índice de

Calidad de las Rocas -. Este índice se ha usado en muchas partes y se ha comprobado que es muy útil en las Clasificaciones Geomecánicas de los macizos rocosos, formando parte de un sin número de ellas. El mismo se define como el porcentaje de la longitud del testigo recuperado en trozos mayores o iguales a 10cm, respecto a la longitud del sondeo. Este criterio dado por DEERE tiene el inconveniente que el índice RQD, puede afectarse si no se realiza correctamente el sondeo del testigo, ya que este puede sufrir fracturas, que pueden confundirse con las de la roca. Cuando no se dispone de sondeos el RQD puede estimarse con el empleo de la expresión propuesta por Palmstrom, 1974 (Moreno, 1998 Blanco, 1998. González de Vallejo, 1998. López Jimeno, 1998. Palmstrom, 1998), teniendo como principal parámetro el número de grietas por metro cúbico para definir la calidad de las rocas.

En 1972, WICKHAM, TIEDEMAIN Y SKINNER del U. S. Bureau of Mines, (Blanco, 1998. Moreno, 1998) con el fin de establecer una clasificación geomecánica de las rocas que permitiese el dimensionamiento del sostenimiento en obras subterráneas, analizaron más de 100 casos de túneles construidos, a partir de los cuales establecieron los criterios para la obtención del RSR (Rock Structure Rating), así como las normas a utilizar en el diseño del sostenimiento en función de la magnitud de este índice. Según este criterio el efecto del agua está condicionado por parámetros litológicos y estructurales del macizo y por la influencia del agrietamiento, por lo que se debe analizar muy bien las características del macizo en cuestión a la hora de emplear este criterio porque no siempre la afluencia de agua en una excavación está condicionada exclusivamente por estos factores.

BOLUCHOF, en la década de los años 70, (Bolushof, 1982. Martínez, 2000) desarrolló un método para valorar la estabilidad, dado por el índice - S -; este criterio es bastante completo incorporando parámetros como el coeficiente de fortaleza de las rocas, aunque podría serlo aún más, si en vez de utilizar el parámetro n , que define el módulo de agrietamiento lineal del macizo, se empleara, el módulo volumétrico, ya que en ese parámetro no se puede precisar el volumen del bloque. Durante esta misma década aparecen otras Clasificaciones

Geomecánicas de Macizo Rocos, como las de, FRANKLIN, (1970 y 1975) y LOUIS EN 1974, (Moreno, 1998. González de Vallejo, 1998. López Jimeno, 1998) que han tenido menos seguidores.

La sencillez de los métodos presupuesto por BIENIAWKI (1973) y BARTON, LIEN Y LUNDE (1974), (Blanco, 1998. González de Vallejo, 1998. López Jimeno, 1998. Moreno, 1998) contribuyeron definitivamente a su rápida aceptación y expansión. PALMSTRÓM en 1995 y 1996 (Palmstrom, 1998) propone el índice RMI, a partir de la resistencia a la compresión simple de la roca matriz, del parámetro de diaclasado JP en función de las discontinuidades y tamaño del bloque. El índice permite caracterizar macizos rocosos y calcular sostenimientos en excavaciones subterráneas.

En España la aplicación de las clasificaciones se inicia a finales de la década de los 70 y las primeras publicaciones datan del Simposio de Uso Industrial del Suelo de la S.E.M.R. en 1981. Los autores Españoles han realizado significativos aportes al desarrollo de las clasificaciones tales como la propuesta de González de Vallejo, L. 1983, aplicada a túneles y la clasificación para taludes de Romana, M.1985 y 1997. Entre otras contribuciones se pueden mencionar las realizadas para medidas de sostenimiento en túneles por Moreno, E. 1982; para el dimensionamiento de galerías mineras por Abad, et al, 1983 y los trabajos de investigación de Muñoz, L.1987 y Encing, I.1992. (González de Vallejo, 1998. Moreno, 1998. López Jimeno, 1998) Debe añadirse también el creciente desarrollo de los trabajos de reconocimiento de los macizos rocosos, como los de auscultaciones, aunque por el momento estas actividades no han alcanzado la generalización deseable en la mayoría de los países, es creciente el número de obras subterráneas que, por medio de secciones instrumentadas u otro tipo de estaciones de control, aportan datos objetivos para las calibraciones de los modelos, generalmente, semiempíricos, para la verificación práctica de los estudios teóricos y para la estimación del estado tensional.

La introducción de la computación, como por ejemplo los Software para el cálculo de estabilidad de las obras, diseño del sostenimiento, estado tensional alrededor

de las excavaciones, entre otros (López Jimeno, 1998) también han contribuido grandemente en el desarrollo científico y técnico de la geomecánica.

En nuestro país las Clasificaciones Geomecánicas de los macizos rocosos han sido empleadas fundamentalmente por las empresas de proyecto y construcción de obras subterráneas del Ministerio de las Fuerzas Armadas Revolucionarias.

Durante la década de los 60 y 70, los criterios utilizados en el CAT – FAR, para proyecto y ejecución de túneles se basan en la escuela Soviética, que se apoya en los trabajos del profesor Protodiákonov. Según esta teoría, la estabilidad se logra cuando la excavación tiene forma parabólica o cuando alcanza, por derrumbes, dicha forma. Durante esos años la observación y control de infinidades de casos reales (Acosta, 1996), donde se logra la estabilidad con secciones de formas absolutamente arbitrarias, puso en dudas el planteamiento de Protodiákonov.

A principios de la década de los 80 se pone en práctica la clasificación de Bieniawski, más tarde modificada por F. Torres. La modificación consistió en sustituir la resistencia a compresión de la roca de Bieniawski por su equivalente dado por el coeficiente de fortaleza de Protodiákonov. Por lo que a partir de este momento se comenzó a evaluar la estabilidad de las rocas según el criterio Bieniawski – Torres, en las investigaciones de los túneles del área CAT– FAR. De acuerdo a esta evaluación, se establecía el tiempo y el avance permisible sin revestir que admitía cada tramo de obra. Al verificar en la práctica que la estabilidad no se afectaba con avances o tiempos sin revestir superiores a los pronosticados, se decidió realizar una minuciosa investigación para establecer criterios más exactos y que permitieran realmente valorar dicho comportamiento. Esta investigación fue realizada por Augusto A. Cañizares, del Departamento de Matemáticas aplicadas del CDCM (Acosta, 1996). La investigación fue realizada en túneles con luces de hasta 6,0m y relación luz / puntal entre 0,8 y 2,0 aplicando varias metodologías conocidas de evaluación de estabilidad. De esta investigación se derivó que el criterio de Barton (1974), fue el que mejores resultados arrojó.

1.4 Situación actual de la temática en Cuba

En Cuba las Clasificaciones Geomecánicas de los Macizos Rocosos, tienen pocos seguidores. Han sido empleadas fundamentalmente por las empresas de proyecto y construcción de obras subterráneas del Ministerio de las Fuerzas Armadas Revolucionarias.

Las investigaciones encaminadas a la caracterización geomecánica de los macizos rocosos en nuestro país no han alcanzado un desarrollo importante, utilizándose muy poco en el análisis del comportamiento de los macizos rocosos. Han sido empleado principalmente para el estudio del macizo en obras con fines hidráulicos y protectoras, en menor cuantía, le siguen el estudio en laderas, taludes, en obras civiles (viaductos, embalses, presas, etcétera) y por último (casi nulo) canteras y minas subterráneas, aunque se debe señalar que en los últimos diez años, se ha manifestado un cierto interés, por estas materias; destacándose los esfuerzos realizados, por el grupo de construcción subterránea del ISMMM, apoyándose en los cursantes de las Maestrías de Geomecánica y Construcción Subterránea, que desarrollaron varias tesis en esta línea de investigación, que constituyen importantes documentos científico – técnicos, en la realización de este trabajo, tales como: la Caracterización geomecánica de los macizos rocosos de la Mina Merceditas (Cartaya, 1996), la geometría del agrietamiento de la Mina Merceditas y su estabilidad (Falero, 1996), la acción de la presión minera en las minas de cromo (Mondejar, 1996), la elección del método de arranque a partir de las clasificación geomecánica del macizo (Noa,1996), entre otras investigaciones. (Blanco, 1998. Blanco, 2000. Cartaya, 1997. Cartaya, 1999. Cartaya, 2000. Guillerme, 1998. Mondejar, 1998. Mondejar, 1999. Mondejar, 2000).

El Centro de investigaciones y proyectos Hidráulicos y la Constructora Militar No.2, ambas de Holguín, desarrollaron un importante trabajo ingeniero geológico y geomecánico, en el macizo del Trasvase Este – Oeste, con el auxilio de medios y métodos novedosos, como son el procesamiento de imagen por teledetección, la geofísica, y el empleo de las clasificaciones geomecánicas de Bieniawski, modificada por Federico Torres (1989), Barton y Deere, estas investigaciones constituyen una base importante para la caracterización geomecánica del macizo

de esa obra. (Colectivo, 1991. Colectivo, 1992 a. Hidalgo, 1991 a, b. Pérez, 1991 a, b, c)

En el trabajo aplicación de nuevas técnicas en el estudio ingeniero geológico de los macizos rocosos del ing. J. M. Alfaro, (2000) se realiza un análisis de los trabajos de campo más importantes, utilizados en la evaluación de macizos rocosos a partir de la utilización de métodos de campo no tradicionales utilizados en nuestro país. En el mismo se hace un análisis y evaluación del agrietamiento del macizo rocoso de varios túneles en las provincias Granma y Santiago de Cuba. Como base fundamental para la evaluación de la estabilidad del macizo se emplearon las clasificaciones de Barton, Beniaowski y el SMR de Romana, este último para la evaluación de taludes. En el estudio se determinan las propiedades físico – mecánicas de las rocas, se hace la evaluación del agrietamiento del macizo y análisis cinemático de los bloques, y la medición de las deformaciones en el interior de las excavaciones. Esta investigación es sin dudas un paso importante para efectuar la caracterización geomecánica de los macizos rocosos, pero en nuestra opinión no se logra caracterizar geomecánicamente los mismos.

Otros esfuerzos en esta temática, lo constituye la investigación realizada por el Ing. J. L. Peñates, (2000) titulada: caracterización geomecánica de Macizo del Escambray, donde el peso de la investigación lo tienen los criterios geológicos, clasificando las rocas por su génesis, para la determinación de las propiedades físico – mecánicas, como únicos criterios para la caracterización geomecánica del macizo. Esto a nuestro juicio, más bien es una investigación ingeniero geológica, que constituye la base fundamental de la caracterización geomecánica, a la cual no se llega en el trabajo.

El estudio geomecánico de los macizos rocosos mediante la aplicación de la proyección estereográfica, del Ing. A. Corpas (2000), constituye un texto de consulta, para la aplicación consecuente de estos métodos en el estudio geomecánico de los macizos rocosos agrietados.

Otras de las investigaciones más recientes que podemos encontrar son:

Cartaya, 2001. En la misma se hace una caracterización geomecánica del macizo rocoso en obras subterráneas de la región oriental del país, la cual se enfoca más en la realización del estudio ingeniero- geológico del macizo rocoso, en determinar los parámetros geomecánicos de los macizos estudiados, en ofrecer los modelos geomecánicos más representativos de los macizos rocosos de las obras estudiadas, en proponer criterios geomecánicos estructurales que permitan un mejor diseño de excavaciones y obras subterráneas.

Noa, 2003. Este trabajo está relacionado con el proceso de construcción de las excavaciones subterráneas horizontales, en el mismo se realiza una caracterización ingeniero - geológica de varios macizos de la región Oriental de Cuba. El autor realiza una caracterización ingenieril de las rocas, lo que permite hacer una evaluación del agrietamiento, el grado de deterioro y el tamaño de los bloques, utilizando en este último, varios métodos, determinando cuál es el que más se adecua a cada macizo estudiado, teniendo en cuenta los resultados obtenidos y las características geo-estructurales de estos. También se realiza la evaluación de las condiciones de estabilidad de los macizos rocosos donde se ubican las excavaciones objeto de estudio, utilizando cuatro de las metodologías de clasificación geomecánica existentes: la clasificación de Deere, la clasificación de Bulichev, la clasificación de Bieniawski y la clasificación de Barton. Por último se realiza la propuesta de un sistema de indicaciones metodológicas, que posibilitan con su empleo lograr una correcta fundamentación de la elección del método de arranque de la roca a emplear durante el laboreo de excavaciones subterráneas. Pero no realiza un estudio de empleo de método de fortificación.

Cosella, 2009. En su investigación propone analizar el macizo rocoso donde se laborea el túnel II del trasvase Sabanalamar-Pozo Azul, es decir, estudiarlo para conocer las características físico- mecánicas de las rocas y realizar la evaluación geomecánica del macizo rocoso para cada tramo de túnel y así determinar las características del sostenimiento que será utilizado. Pero en diferentes condiciones geológicas.

Hernández, 2009, realiza una investigación con el objetivo de diseñar un sostenimiento de la Cámara de Acceso a la PCHE correspondiente al Tránsito Este-Oeste, a partir de la caracterización geomecánica del macizo rocoso. Se ha realizado con el objetivo fundamental de lograr el sostenimiento de dicha Cámara, a fin de construir la Cámara con la calidad requerida, y lograr la estabilidad necesaria para continuar con los trabajos futuros y finalmente trasvasar el agua. Pero en diferentes litologías y condiciones ingeniero- geológicas.

Cuesta, 2010. Se caracterizar los factores que influyen en los procesos de infiltración y filtración de agua por los macizos rocosos fuertes poco porosos y agrietados, y hacia el interior de las excavaciones subterráneas, se hace una caracterización de los factores que influyen en el proceso de control del agua que afecta las excavaciones subterráneas y se realiza un estudio de las principales técnicas utilizadas para controlar el agua que afecta una excavación subterránea. Pero no se realiza un estudio de fortificación y estabilidad en este tipo de excavaciones con gran afluencia de agua.

En el año 2013 José Manuel Falcón realiza una evaluación de la estabilidad y propone sostenimiento para el túnel Levisa-Mayarí, en el que realiza un estudio de las características generales de la región en el cual se visualiza la geología regional y local, clima, vegetación, orografía e hidrografía, características hidrogeológicas, tectónica regional, geología de la zona donde se encuentran excavando el Túnel Levisa Mayarí tramo II. También se hace una caracterización geomecánica del macizo rocoso, donde se ven las propiedades físicas – mecánicas de las rocas, cálculos geomecánicos, análisis y propuesta de sostenimiento y propuesta de parámetros técnicos del sostenimiento para la ejecución de los trabajos. En esta investigación se realiza además un estudio del impacto medio ambiental e índices técnicos económicos.

Iosnel Rouco, 2015. Este trabajo está relacionado con el proceso de construcción de los túneles del trasvase Este – Oeste, fundamentalmente con el túnel Levisa-Mayarí, tramo IV, el objetivo es realizar una evaluación de la estabilidad de las rocas y definir la necesidad o no de fortificar estas excavaciones. Se realiza una

caracterización ingeniero - geológica del macizo donde se construyen estas obras, además se hace una evaluación del agrietamiento y las características estructurales de este, dividiendo el túnel en tres tramos según sus características litológicas, para la evaluación de la estabilidad se utilizan, tres clasificaciones geomecánica de las existentes: la clasificación de Deere, basada en el índice de calidad del macizo(RQD), la clasificación de Barton, basada en el índice (Q) y la clasificación de Bieniawski, basada en el (RMR), conjuntamente con esto se realiza una propuesta del sostenimiento a emplear en la excavación objeto de estudio.

En nuestro país actualmente la mayoría de las investigaciones geomecánicas tratan como principales aspectos, las condiciones ingeniero geológicas del macizo rocoso y la evaluación de la estabilidad de estos, teniendo en cuenta las Clasificaciones Geomecánicas.

CAPÍTULO II. CARACTERÍSTICAS REGIONALES DEL TUNEL

2.1 Introducción

El túnel Levisa-Mayarí, ha sido dividido en 6 tramos dados a su longitud aproximada de 17,0 Km, correspondiendo este en específico al Tramo V con una longitud de 4920.0 m, y el túnel de conexión III con una longitud de 620.00m. La realización de este proyecto se ejecuta a solicitud de la inversión, de diseñar un túnel a partir del trazado ajustado, con el principal objetivo de permitir la conducción del gasto mínimo de $30.0 \text{ m}^3/\text{s}$ desde la presa Levisa hasta la presa Mayarí, en unión con los tramos que le anteceden (Tramo VI sin proyectar), el Tramo I y II (construido), Tramo III y Tramo IV (en construcción).

Para el diseño de este túnel se consideró que la conducción se realizará a presión, aprovechando la carga de la presa Levisa con cota de nivel de aguas normales de 96.00 m y cota de fondo del túnel a la salida de 65.00. El túnel Tramo V inicia en el estacionado 2+715.24 (fin del Tramo IV) =0+000 con cota de fondo 65.00 m. Este túnel constituye un elemento más del sistema del Trasvase Este-Oeste en el tramo Sagua-Mayarí, resultando un elemento continuador del proyecto que pretende aliviar, futuramente, los posibles efectos de la sequía en el oeste de Holguín y Las Tunas.

El túnel Levisa-Mayarí Tramo V, está compuesto por cuatro objetos de obras fundamentales. El túnel principal constituyendo básicamente el elemento que responde directamente a la función que desempeña de trasvasar un caudal mínimo de $30 \text{ m}^3/\text{s}$. El túnel de conexión constituye una facilidad constructiva de carácter temporal que permite su ejecución paralelamente a los demás tramos. Otro objeto de obra lo constituye la calicata del túnel de conexión III este agrupa un grupo de obras cuya función principal es permitir el acceso de forma segura del equipamiento utilizado en la construcción de túneles, así como el vial de acceso el cual permite acceder al túnel de conexión III además de la transportación de los materiales y recursos necesarios para la ejecución de esta obra. Existe otro grupo de elemento de obra que por su poca magnitud se describen dentro de los objetos fundamentales como son los pozos de ventilación, solución estructural del cruce Arroyo Blanco y nichos.

2.2 Ubicación Geográfica

El Túnel Levisa – Mayarí es una obra subterránea que va desde la Presa Levisa a la Presa Mayarí, en el río del mismo nombre. Toda la zona se encuentra en las hojas cartográficas 1:50 000 de Mayarí, para una superficie total de 84.0 km². El Tramo V del túnel Levisa - Mayarí, se desarrolla en zonas montañosas de la parte norte oriental del país perteneciente al macizo montañoso Sierra Cristal, caracterizada por una topografía cambiante y accidentada con pendiente acentuadas de laderas y grandes contraste de las elevaciones que van desde un valor mínimo de 76.0 m hasta valores de 317.0m.

Mayarí es una ciudad que está situada en la zona sudoriental de la Isla de Cuba localiza además en la parte centro-este de la provincia de Holguín. Como se muestra en la figura 1.

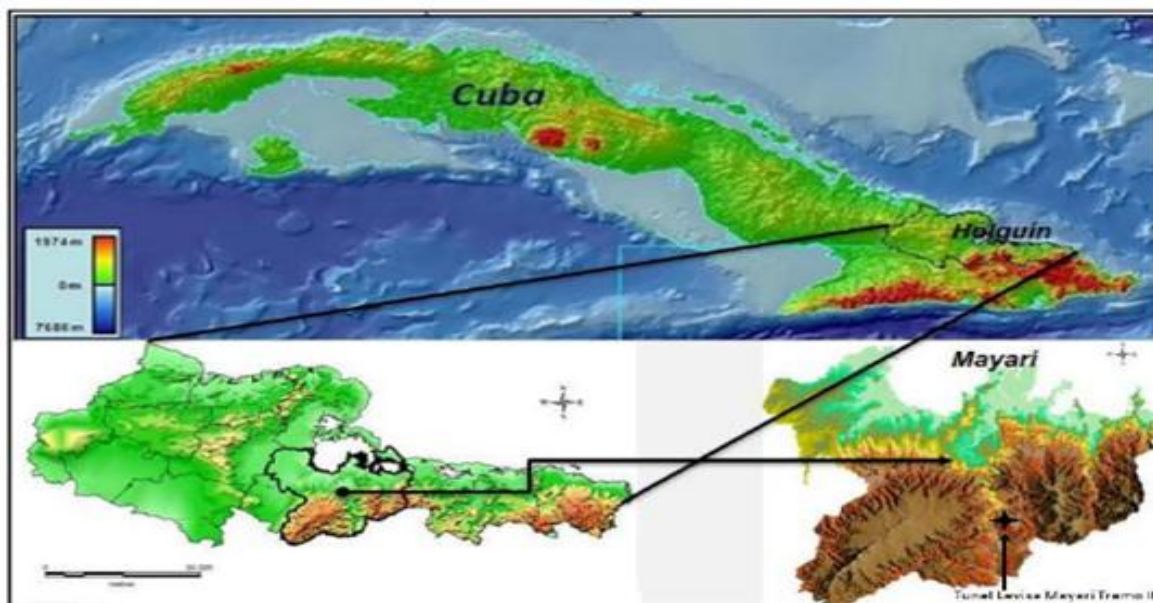


Figura 1- Ubicación geográfica del municipio de Mayarí

2.3 Clima de la región

El clima de la región es tropical húmedo, distinguiéndose de acuerdo a la distribución de las precipitaciones dos períodos: seco y húmedo; el primero se extiende de noviembre-abril y el segundo de mayo-octubre, lo que se correlaciona con la distribución interanual del escurrimiento. Según los datos del atlas nacional de Cuba, la temperatura media anual para la zona de estudio es aproximadamente de 20°C a 25°C en la parte central y en la parte norte es de 26°C y más.

En el clima el factor que más influye en la ejecución de las obras propuestas son las precipitaciones, estas son responsables del escurrimiento de los principales ríos y arroyos de la zona de estudio, además son las principales fuentes de recarga de las aguas subterráneas.

2.4 Geología regional y local

En el complejo ofiolítico Mayarí- Baracoa, localizado en el extremo oriental de la Isla de Cuba, se encuentra ubicado el municipio Mayarí. En este macizo se pueden distinguir diferentes mantos de cabalgamiento, en los que se aprecian espejos de fricción y escamas tectónicas de diferentes espesores. (Ver la figura 2).



Figura 2- Ubicación de la faja ofiolítica Mayarí-Baracoa

Según Iturralde-Vinent, 1996. Los números indican la ubicación de las principales áreas de distribución de los depósitos lateríticos de níquel y cobalto: 1 Pinares de Mayarí, 2- Nicaro, 3- Moa, 4- Punta Gorda-Yagrumaje, 5- Las Camariocas, 6- Cantarrana-La Delta, 7- Santa Teresita, 8- La Fangosa, 9- Iberias y 10- Piloto.

Desde el punto de vista geológico el área de estudio se encuentra en la parte central del macizo ultramáfico Sierra de Nipe-Sierra Cristal, constituyendo desde el punto de vista de la tectónica un bloque hundido de tipo graben. Esta subdivisión en bloque según algunos autores, empezó en la fase orogénica Larámica, contemporáneamente con la formación de napes de ultramafitas (Arango et al,

1988). En el área se distinguen bien diferenciadas rocas carbonatadas y terrígenos carbonatados sobre yaciendo a las ultramafitas serpentinizadas del complejo intrusivo del Cretácico superior.

Estas rocas presentan diferentes grados de alteración y ha dado origen a varios tipos de harzburgita y en menor grado Dunita y Piroxenitas. Esto se debió al intenso tectonismo sufrido por la región durante el Cretácico y el Paleógeno y hoy se muestran intensamente agrietadas y fracturadas formando bloques de diversas dimensiones que van desde algunos. El macizo también es atravesado por diques de rocas básicas predominantemente Gabros y Diabasas (Arango et al, 1988).

Los deslizamientos, como ya se sabe, están relacionados con las laderas y taludes de una estructura geológica determinada. Estos en la mayoría de los casos, están propagados en laderas compuestas por suelos arcillosos donde en el grueso de las rocas que los constituyen, se encuentran capas, intercalaciones, zonas de suelos arcillosos, aditivos arcillosos u otras rocas que forman las superficies de discontinuidad y zonas de debilitamiento; por último, en lugares de las laderas donde hay acumulaciones considerables de facies eluviales, diluviales y proluviales arcillosas.

El análisis de las condiciones de formación de deslizamientos en los suelos rocosos enseña que en estos casos el relleno arcilloso en las grietas y los aditivos arcillosos en las superficies de las grietas facilitan de modo considerable la alteración del equilibrio de las masas de rocas. La formación de la estructura geológica de las laderas o taludes hay superficies potenciales de resbalamiento, orientadas de modo desfavorable, es decir, que su pendiente está dirigida en el sentido de las pendientes de las laderas.

2.5 Orografía e Hidrografía

Orografía

En esta región la Orografía está caracterizada por su diversidad y complejidad, existiendo llanuras fluviales, pero sobre todo con el predominio de un relieve montañoso constituido casi en su totalidad por el sistema orográfico o grupo montañoso Nipe-Cristal-Baracoa.

En todo el borde norte predominan las zonas llanas y onduladas con algunas elevaciones aisladas y colinas de cimas redondeadas. Además cerca del litoral aparecen llanuras acumulativas y palustres. Las cotas van desde 0 hasta 100 m, las pendientes entre 0° a 10°, la disección vertical de 0 a 70 m, disección horizontal de 0 a 60 m/ha y la disección total de 0 a 110 m/ha.

También hay predominio de zonas llanas en los valles de los principales ríos, las que se solapan con la llanura litoral norte, siendo las llanuras aluviales más extensas las de las cuencas de los ríos Sagua y Mayarí, siguiendo una pequeña llanura aluvial en el río Levisa y menores aún en los ríos Cabonico y Grande. En ellas se presentan zonas de inundación actual y terrazas elevadas con meandros y cauces abandonados levantados lo que demuestra una dinámica neotectónica de levantamiento. Las cotas en estas llanuras aluviales oscilan entre 50 y 150 m, las pendientes entre 0° y 15°, la disección vertical de 0 a 90 m, disección horizontal de 20 a más de 380 m/ha y la disección total de 0 a 150 m/ha.

El relieve hacia la parte sur es completamente montañoso, va desde una zona premontañosa (100 a 250 m) hasta elevaciones con más de 250 m y hasta 1200 m en el Pico Cristal. Las pendientes en esta parte van desde 0° a 70°, la disección vertical de 0 a 200 m, disección horizontal de 0 a más de 120 m/ha y la disección total de 0 a 460 m/ha. Esta zona montañosa se caracteriza por tener forma de colinas medias a altas con cimas redondeadas en las elevaciones premontañas, mesetas carbonatadas bajas, mesetas lateríticas altas (Pinares de Mayarí al este y elevaciones al sur de Levisa donde sólo quedan restos de estas estructuras), así como cuchillas y picos en la zona del Pico Cristal y sus inmediaciones).

Hidrografía

La red Hidrográfica, características del relieve y el régimen de las precipitaciones han favorecido en la formación de una densa red que corre generalmente de sur a norte. Dentro de las principales corrientes fluviales se destacan los ríos Mayarí y Levisa, así como los arroyos La Ceiba, Arroyo Blanco y Cajimaya.

La red hidrográfica que predomina es dendrítica, el nivel de los ríos cambia en dependencia de las precipitaciones. Los niveles más bajos se observan en el

período de seca, noviembre-abril y los más elevados en el período de lluvias, mayo-septiembre.

2.6 Características hidrogeológicas de la región

La zona de estudio en sentido general, es pobre en aguas subterráneas, debido a la poca permeabilidad de las rocas. Las aguas que predominan son de fisuras y grietas, dependiendo la permeabilidad del grado de alteración y agrietamiento del macizo, predominando las rocas muy agrietadas.

En la zona ocurren abundantes precipitaciones por lo que los ríos corren permanentemente, aún en época de sequía. Los horizontes acuíferos de la región son de tres tipos fundamentales:

- 1) Aguas intersticiales de los depósitos friables aluviales areno-arcillosos (Ríos Mayarí y Levisa).
- 2) Aguas fisúrales o de grietas, al cual pertenecen los relacionados con las formaciones rocosas (ofiolitas).
- 3) Las aguas estrato-fisúrales de rocas areno-carbonatadas, calizas, margas y areniscas de edad paleogénica, relacionadas con las Formaciones Mucaral, Bitirí y Río Jagüeyes.

2.7 Tectónica Regional

Las fallas por la que está representada la tectónica en la zona son:

- Sistema de fallas Cauto-Nipe al oeste-noroeste.
- Falla transformantes de Bartlett al sur.
- Falla de sobrecorrimento Sabana al norte.

Estas fallas se cortan formando un triángulo que conforma el Bloque Oriental Cubano, el que está muy cerca del límite entre las Placas Norteamericana y Caribe; posición ésta que lo hace muy vulnerable a movimientos sísmicos. Como se observa en la figura 3.

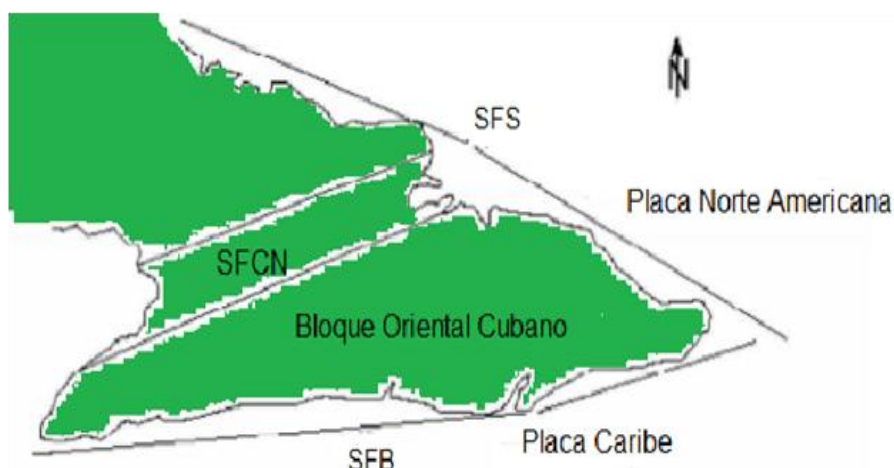


Figura 3- Bloque Oriental Cubano. Sistemas de fallas regionales: (SFS) Sistema de Falla Sabana; (SFB) Sistema de Falla Bartlett; (SFCN) Sistema de Fallas Cauto Nipe.

2.8 Geomorfología regional

La geomorfología del municipio Mayarí está compuesta por dos macizos montañosos, Sierra de Nipe y Sierra Cristal. Su relieve ha sido condicionado tectónicamente, donde se reflejan las particularidades de la compleja estructura geológica obtenida como resultado de los movimientos compresivos de la Orogenia cubana y las adquiridas en la etapa neotectónica. En la Sierra Cristal se encuentra la mayor elevación del territorio, la Mensura, con 995 m sobre el nivel del mar. Se encuentran diferentes categorías geomorfológicas determinadas por las diversas amplitudes de los movimientos neotectónicos como son las montañas, las alturas y las llanuras. Las montañas son el resultado de ascensos neotectónicos moderados e intensos (CISAT, 2007).

En la zona de estudio van a encontrarse los siguientes escalones morfoestructurales:

- Montaña pequeña, de horst-bloque, aplanada, diseccionada, masiva, con una altura de 500a 995m.s.n.m. Sierra de Nipe. En ella podemos encontrar varias superficies de nivelación de génesis denudo-acumulativa de edad Mioceno-Plioceno al que está asociado el yacimiento Mina Pinares.
- Montañas bajas, aplanadas, diseccionadas, con una altura de 500a 750 m.s.n.m., donde se encuentra una superficie de nivelación de génesis

denudoacumulativa de edad Cuaternaria, al que está asociado el yacimiento Mina Ocuja - La Ramona.

- Premontañas, aplanadas, ligeramente diseccionadas, con una altura de 300a 400 m.s.n.m. A ellas está asociada la altura media, que es de 307m.s.n.m.
- Premontañas y submontañas de bloque en plegamientos, diseccionados, con una altura de 200a 300m.s.n.m. Alturas que ocupan pequeñas áreas asociadas a los sistemas montañosos, son el resultado de ascensos neotectónicos débiles y moderados con una altitud de hasta 300 m.s.n.m.

En el área constituyen las alturas de Mayarí, varias alturas ubicadas a lo largo de la cuenca del Río Mayarí como son:

- Seboruco, con 106 m.s.n.m.
- Sabaneta, con 106 m.s.n.m.
- Colorado, con 100m.s.n.m.
- Entre otras

Las llanuras además ocupan gran parte del territorio y corresponden a las zonas de descenso relativo o de ascensos neotectónicos más débiles, cuyas amplitudes son inferiores a los 100m. El relieve es una condición importantísima ya que favorece la formación de deslizamientos. De clara evidencia sirven su propagación geográfica y la ubicación geomorfológica. Las observaciones revelan que con mayor frecuencia los deslizamientos están propagados en regiones montañosas, en tramos con relieve bruscamente accidentado, en las laderas escarpadas de los valles fluviales, en los taludes de desmontes y canteras. En general, el relieve del terreno y la situación orográfica de la región crean reservas de la energía potencial, la cual condiciona el desarrollo de los fenómenos de deslizamientos. Como se muestra en la figura 4.

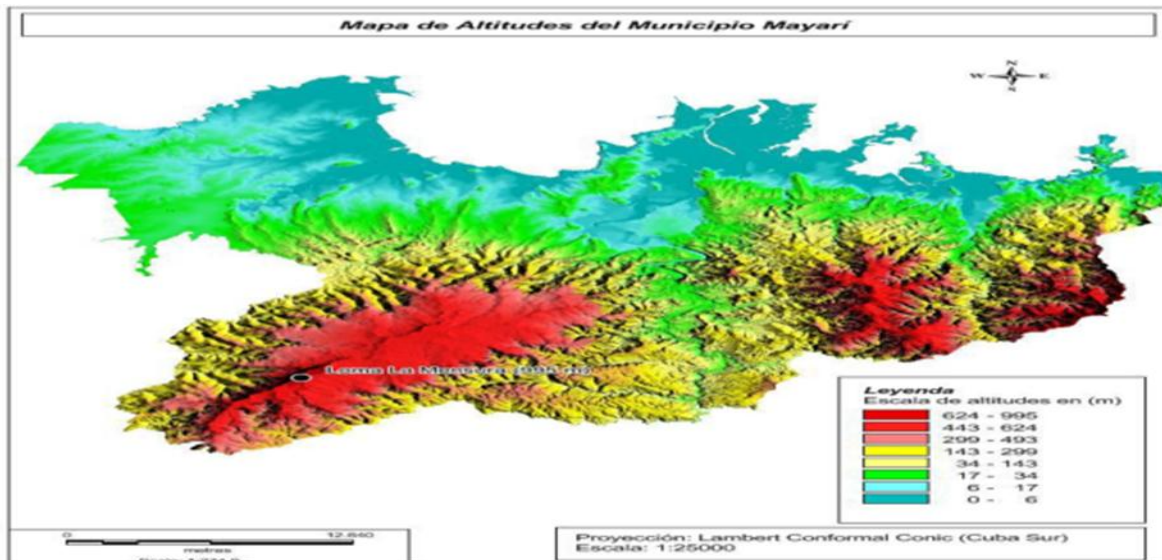


Figura 4- Mapa de altitudes del municipio Mayarí

2.9 Geología del túnel Levisa – Mayarí, conexión III-IV, Tramo V

El área de investigación se encuentra en el macizo hidrogeológico Nipe Baracoa, que se extiende desde la Sierra Cristal hasta la cordillera montañosa de Baracoa, compuestos por rocas del cinturón ofiolítico, fundamentalmente del complejo peridotítico y cumulativo, constituido por rocas de composición ultramáficas y máficas. Las rocas que forman parte del horizonte acuífero están representadas desde el punto de vista litológico por ocre y rocas duras, pedregosas, agrietadas, fracturadas serpentinitas y peridotitas, fundamentalmente, que se comportan como colectoras de aguas provenientes de las precipitaciones atmosféricas. En este tipo de rocas predominan las aguas de grietas y filoneanas, con mayor desarrollo en la corteza de intemperismo y en zonas de fallas.

Aunque hay que destacar que se conoce de estudios anteriores que las propiedades de infiltración de estas secuencia predominantes en el área son menores de 1m/d (1.157×10^{-3} cm/s), estando estos entre 0.003 hasta 0.073 m/día (3.47×10^{-6} a 8.45×10^{-5} cm/s) según Sánchez Rivas G., et al (1991).

Del informe ingeniero-geológico, se tiene que se dividió al macizo rocoso ofiolítico en tres tipos litológicos fundamentales:

- Serpentinitas muy intemperizadas y suelo eluvial.
- Serpentinitas esquistosas y/o budinadas.

-
- Serpentinitas agrietadas y/o brechosas.

Capa 5a: Serpentinitas muy intemperizadas y suelo eluvial, de color rojizo u ocre con perdigones que puede llegar a ser suelo. Tiene poco espesor, por lo general no llega a 2 m, nunca afectará al túnel, por lo que no se abundará en su descripción y propiedades, ya que sólo se representa en el perfil ingeniero-geológico.

Según el perfil ingeniero geológico del túnel principal y de conexión la obra se desarrolla en todo su trazado en la capa 5b y 5c constituyendo las capas de interés constructivo.

Capa 5b. Serpentinitas esquistosas y/o budinadas, se caracterizan por la presencia de pliegues con budinas, espaciadas de tamaño medio a grande. En la clasificación de Cordobés y Quintas, 2009, se incluye un tipo formado por Serpentinitas budinadas y foliadas, donde predominan las budinas, que por ser estas de gran tamaño, cartografiables a la escala de los trabajos ingeniero-geológicos, se considerarán según sus características dentro de las demás capas y/o tipos. Las serpentinitas esquistosas presentan una dureza blanda y las budinas son de dureza moderadamente dura, por lo general están medianamente intemperizadas según Ingeniería Geológica. González Vallejo 2002. Las propiedades físico - mecánicas de las rocas de la capa 5b se muestran en la tabla 2.1.

Tabla 2.1- Propiedades físico - mecánicas de la roca en la capa 5b

PROPIEDADES	ESTADO	U/M	VALOR
Densidad	Seca	kN/m ³	18.3-24.5
	Natural	kN/m ³	18.4-26.6
	Saturada	kN/m ³	21.5-25-5
Peso específico		kN/m ³	2.55-2.73

Porosidad		%	8.39-32.20
Resistencia a la compresión	Seca	Mpa	20.03-49.50
	Saturada	Mpa	7.10-38.7
Coeficiente de ablandamiento			0.21-0.95
Absorción (Abs)		%	2.5 a 18.0
Coeficiente de fortaleza de Protodiakonov (F.K.P)	Seca	Mpa/10	2.0-5.0
Resistencia a la tracción	Seca	Mpa	2.09-2.94
	Saturada	Mpa	1.90-1.92
Módulo de Young	Seco	Mpa	920-4248
	Saturado	Mpa	545-2792

Capa 5c. Serpentinitas agrietadas y/o brechosas: A diferencia de los tramos anteriores esta capa se encuentra por encima de la capa 5b, su explicación se debe a que estas capas más bien son cuerpos de rocas que pueden encontrarse indistintamente una encima de la otra y su contacto es tectónico asociada con la zona de falla de sobrecorrimento que pueden ser verticales u horizontales, no obstante en el tramo que nos ocupas estas ultima no afectan el trazado del túnel. En las zonas de estos contactos pueden ocurrir problemas de estabilidad. Se caracteriza por presentar bloques elementales entre grietas de tamaño medio entre 10-30 cm. Por su dureza se clasifican como rocas medianamente duras a blandas, pueden estar medianamente intemperizadas predominando en profundidad las poco meteorizadas, según Ingeniería Geológica. González Vallejo. En la tabla 2.2 se muestran las propiedades de la capa 5c.

Tabla 2.2- Propiedades físico - mecánicas de la roca en la capa 5c

PROPIEDADES	ESTADO	U/M	VALOR
Densidad	Seca	kN/m ³	21.3 - 22.9
	Natural	kN/m ³	20.4 - 22.2
	Saturada	kN/m ³	22.3-23.3
Peso específico		kN/m ³	2.55-2.73
Porosidad		%	11.2-20.1
Resistencia a la compresión	Seca	Mpa	3.4-18.5
	Saturada	Mpa	6.9-8.6
Coeficiente de ablandamiento			0.63-0.95
Absorción (Abs)		%	3.4-18.5
Coeficiente de fortaleza de Protodiakonov (F.K.P)	Seca	Mpa/10	0.30-1.14
Resistencia a la tracción	Seca	Mpa	0.4-2.2
	Saturada	Mpa	0.2-0.8
Módulo de Young	Seco	Mpa	192-801
	Saturado	Mpa	480-558

Según la Norma Cubana NC- 46-1999, la zona de estudio está enclavada en la zona sísmica 1B. Esta zona es de riesgo sísmico bajo, que puede ocasionar daños en las construcciones, debiéndose tomar medidas sismorresistentes en todas las estructuras y obras en función de la importancia de las mismas. Los valores de la

aceleración horizontal máxima del terreno para el cálculo será de 0,1 g para esta zona, debiéndose tomar medidas sismorresistentes en todas las estructuras y obras en función de la importancia de las mismas.

CAPÍTULO III. EVALUACION DE LA ESTABILIDAD Y PROPUESTA DE SOSTENIMIENTO

3.1 Introducción

Las excavaciones mineras deben encontrarse en un estado estable durante su explotación, o sea deben conservar su forma y dimensiones dentro de los límites que garanticen las condiciones normales de explotación de acuerdo con las normas de seguridad.

La estabilidad de las excavaciones subterráneas depende de una serie de factores, por lo que primeramente se debe realizar un estudio geomecánico del macizo objeto de estudio y a partir de este definir la necesidad o no de fortificar las excavaciones que en ellos se laborean. Por lo cual los factores que más influyen en la estabilidad del sistema macizo-excavación son:

- Propiedades físico-mecánicas y características de resistencia de las rocas.
- Grado de agrietamiento del macizo y unido a esto el número de sistemas de grietas existentes, sus orientaciones respecto a la dirección de la excavación, el material del que están rellenas .
- Estado tensional del macizo (antes y después de realizada la excavación).
- Formas y dimensiones de la sección transversal de la excavación.
- Ubicación espacial de la excavación en el macizo.
- Método de laboreo empleado.
- Condiciones hidrogeológicas.

Se pueden adoptar algunas medidas con el fin de contrarrestar la inestabilidad de la masa rocosa en las excavaciones ,dentro de las que se encuentran:

- Considerando adecuadas formas, dimensiones y orientaciones de las excavaciones.
- Implementando técnicas apropiadas de voladura.
- Utilizando el sostenimiento con estructuras naturales y/o artificiales.
- Implementando controles instrumentales de la estabilidad.

Uno de los problemas más debatidos en la Mecánica de Rocas y la Construcción Subterránea, en nuestra actualidad, es como valorar la estabilidad de las excavaciones subterráneas, desde el punto de vista cuantitativo.

Para ello existen numerosos criterios, los cuales se basan en el empleo de diferentes indicadores que permiten clasificar el macizo rocoso en categorías, según su estabilidad.

Las clasificaciones geomecánicas tienen por objeto caracterizar un determinado macizo rocoso en función de una serie de parámetros a los que se les asigna un cierto valor. Por medio de la clasificación se llega a calcular un índice característico de la roca, que permite describir numéricamente la calidad de la misma. Es una herramienta muy útil en el diseño y construcción de obras subterráneas, pero debe ser usada con cuidado para su correcta aplicación, pues exige conocimientos y experiencia por parte de quien la utiliza.

3.2 Análisis de las clasificaciones más empleadas para la evaluación de la estabilidad

Las clasificaciones geomecánicas constituyen actualmente un método fundamental para la caracterización geomecánica de los macizos rocosos, ya que permiten obtener parámetros de resistencia y deformabilidad del macizo y estimar los sostenimientos de una excavación subterránea.

Con el empleo de estos criterios se pretende evaluar la competencia de las rocas a partir de la observación de las mismas o de ensayos simples, de forma que, a partir del "índice de calidad" y la experiencia anterior, se puedan definir las necesidades de sostenimiento o los sistemas de excavación más adecuados para la ejecución de una obra; pudiendo a la vez servir como patrón en la identificación de los terrenos para las distintas partes implicadas en la obra, en temas contractuales derivados de la propia ejecución; por otra parte, y también durante la fase de ejecución, la aplicación de las mismas debe ayudar a la modificación del proyecto inicial, en puntos donde esto sea necesario por condicionantes del terreno imprevistos en la fase de proyecto. De aquí que se hace necesario conocer el fundamento teórico de las clasificaciones más utilizadas para evaluar el comportamiento del macizo rocoso donde se construyen estas obras.

1 - Clasificación a partir del R.Q.D. (DEERE)

El R.Q.D (ROCK QUALITY DESIGNATION), (Deere - 1963) es un índice que se obtiene de la recuperación de testigos en sondeos con diámetro mínimo de 54 mm, y se define como el porcentaje de la longitud de testigo recuperado en trozos mayores de 10 cm, respecto a la longitud de sondeo. Este índice, de uso muy generalizado, quizás por su fácil obtención, hay que considerarlo con ciertas reservas, ya que en él influyen factores ajenos a la calidad de la roca, como son la mecánica del sondeo y pericia del sondista que lo ejecuta, que pueden producir roturas en el testigo que no sean debidas a la calidad y fracturación de la roca. Por esta razón, es conveniente que el levantamiento del sondeo para la determinación del índice se haga durante la ejecución, procurando, dentro de lo posible, que no contemple las roturas que puedan ser producidas por la sonda.

$$RQD = \frac{\text{Longitud recuperada del testigo} > 100 \text{ mm}}{\text{Longitud del testigo}} \times 100$$

Cuando no se dispone de sondeos, una aproximación del R.Q.D. se obtiene por la expresión dada por Palmstrom.

$$RQD = 115 - 3.3 J_v$$

Siendo J_v el número total de juntas por metro cúbico, que se puede obtener sumando las juntas que hay por metro, de cada familia de las existentes en el lugar de observación. En función del R.Q.D, se establece la clasificación de las rocas, (Tabla 3.1).

Tabla 3.1 Clasificación de las rocas por RQD.

Clasificación de las rocas por RQD	Valores de RQD en % Calidad de la roca
0 a 25	Muy mala
De 25 a 50	Mala
De 50 a 75	Media
De 75 a 90	Buena
De 90 a 100	Muy Buena

Esta clasificación, como la mayoría de las existentes, da resultados válidos en rocas masivas y resistentes, en las que se generó aplicación siendo poco útil en rocas poco resistentes. Merrit (1968) basándose en datos experimentales en distintas obras y tipos de roca, ha establecido una correlación entre el RQD y el índice de velocidad del macizo, que se define como el cuadro de la relación entre velocidad sísmica en el sondeo y en el laboratorio. Este índice, es en esencia una relación entre la velocidad media de propagación de ondas en el macizo rocoso y en la roca matriz, en el cual está reflejado implícitamente la influencia de las discontinuidades del macizo

2- Clasificación de Barton. (Q)

Desarrollada por Barton, Lien y Lunde en 1974, a partir del estudio de un gran número de túneles, constituye un sistema de clasificación de macizos rocosos que permite estimar parámetros geotécnicos del macizo y diseñar sostenimientos para túneles y cavernas subterráneas (Ver tablas 1 y 2 del Anexo). El índice Q está basado en una evaluación numérica de seis parámetros dados por la expresión:

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

Donde:

J_n = índice de diaclasado que indica el grado de facturación del macizo rocoso.

J_r = índice de rugosidad de las discontinuidades o juntas.

J_a = índice que indica la alteración de las discontinuidades.

J_w = coeficiente reductor por la presencia de agua.

SRF (stress reduction factor) = coeficiente que tiene en cuenta la influencia del estado tensional del macizo rocoso.

Los tres grupos formados con estos parámetros son:

$\frac{RQD}{J_n}$ - representa el tamaño de los bloques

$\frac{J_r}{J_a}$ - representa la resistencia al corte entre los bloques

$\frac{J_w}{SRF}$ - representa la influencia de estado tensional

El índice Q obtenido a partir de ellos varía entre 0,001 y 1.000, con la siguiente clasificación del macizo rocoso (Ver tabla 3.2):

Tabla 3.2- Clasificación del macizo rocoso a partir del índice Q

Q	Clasificación
Entre 0,001 y 0,01	Roca excepcionalmente mala
Entre 0,01 y 0,1	Roca extremadamente mala
Entre 0,1 y 1	Roca muy mala
Entre 1 y 4	Roca mala
Entre 4 y 10	Roca media
Entre 10 y 40	Roca buena
Entre 40 y 100	Roca muy buena
Entre 100 y 400	Roca extremadamente buena
Entre 400 y 1000	Roca excepcionalmente buena

3- Clasificación de Bienawski (RMR)

Esta clasificación fue publicada por su autor en 1973 y ha sido ligeramente modificada en el año 1976 y 1979 si bien, entre estas 2 últimas publicaciones, no existe diferencia en la estructura y valoración de los parámetros. Por esta razón expondremos las dadas en las publicaciones de 1973 y 1979.

Para determinar el índice RMR de calidad de la roca se hace uso de seis parámetros del terreno:

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

Para tener en cuenta la incidencia de estos factores se definen una serie de parámetros, asignándoles una determinada valoración, cuya suma en cada caso, nos dará el índice de calidad RMR; cuyo rango de variación está entre 0 y 100. En función del valor del RMR se clasifican las rocas en 5 categorías diferentes, para los que se definen sus correspondientes tipos de sostenimiento empíricos, que servirán de dimensionamiento previo para las excavaciones que en éstas se realicen; a la vez que se establecen criterios sobre la forma de ejecutar la excavación, así como el tiempo que puede permanecer abiertas de terminadas longitudes de excavación. Parámetros de clasificación y sus rangos, según Bieniawski (1979). (Ver Tabla 3.3)

Para cada clase de roca, Bieniawski propone una cuantía de sostenimiento y un método de excavación (ver tabla 3 del anexo). Esta tabla es aplicable a túneles excavados en roca mediante perforación y voladura, con anchura o vano comprendido entre 5 y 10 metros.

Ver Tabla 3.3- Parámetros de clasificación y sus rangos, según Bieniawski (1979).

Resistencia de las rocas sana (MPa)	Ensayo capa puntual	> 10	4-10	2-4	1-2	-
	Compresión. simple	> 250	100-250	50-100	25-50	5-25 1-5 <1
Valoración		15	12	7	4	2 1 0
RQD (%)		90-100	75-90	50-75	25-50	< 25
Valoración		20	17	13	8	3
Separación Discontinuidades		> 2m	0.6-2	0.2-0.6 m	0.06-0.2m	< 0.06 m
Valoración		20	15	10	8	5
Estado de diaclasas		Muy	Ligeramente	Ligeramente	Rellenos	Rellen

		rugosas discontinuas borde sano y duro.	rugosas e < 1 mm borde duro.	rugosas e < 1 mm borde blando.	e <5 mm abiertas y continuas.	os blandos e <5 mm continuas
Valoración		30	25	20	10	0
Presencia de Agua	Caudal en 10m túnel	Nulo	<10 l/min.	10-25 l/min.	25-125 l/min.	>125 l/min.
	σ_w / σ_3	0	0-0.1	0.1-0.2	0.2-0.5	>0.5
	Estado	Seco	Ligeramente húmedo	Húmedo	Goteando	Fluyendo
Valoración		15	10	7	4	0

4- Clasificación de Terzaghi

Propuesta por el autor en 1964, es y ha sido de gran aplicación en Norteamérica. Clasifica los terrenos en 9 tipos, atendiendo esencialmente a las condiciones de fracturación en las rocas y a la cohesión o expansividad en los suelos. Considera la disposición de la estratificación respecto al túnel, en la previsión de desprendimientos que se resume en 3 normas empíricas:

- 1) Con estratificación vertical el techo será estable en general, pero se pueden producir caídas de bloques en una altura de 0,25 B (B es el ancho del túnel)
- 2) Con estratificación horizontal de gran potencia y con pocas juntas, la excavación será estable sin roturas
- 3) Con estratificación horizontal de pequeña potencia y/o gran cantidad de juntas, en el techo se desarrollarán roturas, formándose un arco apuntando sobre el túnel,

con anchura la de éste y altura la mitad de la dimensión anterior. Este proceso es progresivo y se detendrá si se coloca rápidamente un sostenimiento.

En la tabla 3.4 que se muestra a continuación se presenta la clasificación de los 9 tipos de terreno propuestos por el autor, así como la estimación de la carga en el techo (Hr) para cada uno de ellos.

Tabla 3.4- Cargas para dimensionar el sostenimiento (Trezaghi) 1946.

Clase	Terreno	Tipo de terreno	Carga de la roca Hr (m) Inicial	Carga de la roca Hr (m) Final	Observaciones
1	Roca	Dura y sana	-	-	Revestimiento solo si hay caída de bloques
2	Roca	Dura. Estratificada o esquistosa.	-	0 a 0,5 B	Caída de bloques probable. Empuje lateral si hay estratos inclinados.
3	Roca	Masiva. Moderadamente diaclasada	-	0 a 0,25 B	Necesita entibación rápida. Empuje lateral pequeño.
4	Roca	Moderadamente fracturada. Bloques y lascas.	-	0,25 a 0,35 (B+H)	Entibación inmediata. Empuje lateral pequeño
5	Roca	Muy fracturada	-	0,35 a 1,1 (B+H)	Entibación continua. Empuje lateral considerable.
6	Roca	Completamente fracturada pero sin meteorizar	0 a 0,6(B+H)	1,1(B+H)	Los valores más altos corresponden a grandes deformaciones que aflojan el terreno
6'	Grava o arena	Densa	0,62 a 1,38 (B+H)	1,08 a 1,38 (B+H)	Empuje lateral. Ph = 3,0 y (Hr Ho, 5H)
6''	Grava o arena	Suelta	0,54 a 1,2(B+H)	1,08 a 1,38 (B+H)	Fuerte empuje lateral.
7	Suelo cohesivo	Profundidad moderada	0,94 a 1,2 (B+H)	1,1 a 2,1 (B+H)	Entibación continua con cierre en la base

8	Suelo cohesivo	Profundidad grande	-	2,1 a 4,5 (B+H)	Entibación continua y circular (y deformable en casos extremos)
9	Suelo o roca expansivos	Expansivo	-	Hasta 80 m. Sea cual sea (B+H)	

Estos valores son de aplicación para dimensionamiento de sostenimientos clásicos – cerchas y hormigón, que se consideran conservadores para rocas de buena calidad, que su campo de aplicación es para túneles de tamaño medio del orden de 8 m de anchura o menor y que son de dudosa aplicación en terrenos expansivos o que fluyen plásticamente. La distribución de cargas para el dimensionado del sostenimiento se hace suponiendo:

Presión uniforme vertical sobre la bóveda de valor:

$$P_m = \gamma H_r$$

Presión uniforme sobre las paredes de valor: $P_s \approx 0.3 P_m$

Presión uniforme sobre la solera, si la hay, de valor : $P_s \approx 0.5 P_m$

γ : densidad de la roca

H_r : se obtiene de la tabla Cuando puedan desprenderse localmente bloques, el sostenimiento deberá dimensionarse para resistir las cargas puntuales correspondientes.

5- Clasificación de Protodiakonov

En los países del este de Europa es una clasificación bastante extendida, en los que se utiliza para el dimensionamiento de sostenimientos de túneles, y que en 1976 fue adoptada en Francia junto con la de Deere, para el pre dimensionado de las excavaciones en este país.

Protodiakonov clasifica los terrenos, asignándoles un parámetro "f" llamado coeficiente de resistencia, a partir del cual, y de las dimensiones del túnel, define

las cargas de cálculo para dimensionar el sostenimiento. La clasificación se resume en la tabla 3.5 que se muestra a continuación, donde se indican el tipo de terreno y el coeficiente f, según las distintas resistencias.

Tabla 3.5- Calidad del macizo según el coeficiente de fortaleza. (Simplificado de SZECHY. 1967)

Categoría	Descripción	f
Excepcional	Cuarcita, Basalto y Rocas de Resistencia Excepcional.	20
Alta Resistencia	Granito, Areniscas silíceas y Calizas muy Competentes.	15-20
Resistencia Media	Calizas, Granito algo alterado y Areniscas.	8-6
	Areniscas Medias y Pizarras.	5
	Lutitas, Areniscas Flojas y Conglomerados Friables.	4
	Lutitas, Esquistos y Margas Compactas.	3
Resistencia Baja	Calizas, Lutitas Blandas, Margas, Areniscas Friables, Gravas y Bolos Cementados:	2
	Lutitas Fisuradas y rotas, Gravas Compactas y Arcillas Preconsolidas.	1.5
Resistencia Muy Baja	Arcillas y Gravas Arcillosa.	1.0
	Suelos Vegetales, Turbas y Arenas Húmedas.	0.6
	Arenas y Gravas Finas.	0.5
	Limos y Loess.	0.3

Da unas reglas para la determinación de f en función de la resistencia a la compresión simple, el ángulo de rozamiento interno y la cohesión, éstas son:

Para rocas: $f = \frac{\sigma_c}{10}$

Para suelos: $f = \tan \varphi + \frac{c}{\sigma_c}$

Dónde:

σ_c : Resistencia compresión simple (Mpa)

φ : Angulo de rozamiento interno a largo plazo

C : Cohesión a largo plazo (Mpa)

La distribución de cargas sobre el túnel para el dimensionamiento del sostenimiento se hace suponiendo:

Presión uniforme vertical sobre clave:

$$P_v = \gamma \times h$$

Presión uniforme horizontal lateral:

$$P_L = \gamma(h + 0.5 \text{ m}) + \text{tg}^2 \left(45 - \frac{\theta}{2} \right)$$

Dónde:

$$h = \frac{B}{2f} \text{ y } B = b_2 m \text{tg} \left(45 - \frac{\theta}{2} \right)$$

Donde:

B- ancho del túnel

m-altura del túnel

f- coeficiente de resistencia

Φ - ángulo de rozamiento interno

γ - densidad del terreno

Según experiencias, se ha demostrado que esta teoría es válida para profundidades de túnel H comprendidas entre:

$$\frac{b}{2 \text{tg} \varphi} < H < \frac{B}{\text{tg} \varphi}$$

6-Clasificación de Lauffer

Esta clasificación fue desarrollada por el autor en 1958, recoge la experiencia de un estudio sistemático sobre el tiempo que permanecían estables excavaciones en diferentes tipos de roca, incluso en minas abandonadas. La clasificación se efectúa atendiendo a los parámetros:

- Longitud libre: que es la menor de las dos dimensiones, diámetro o profundidad de la excavación abierta sin revestimiento
- Tiempo de estabilidad: es el tiempo que permanece sin desmoronarse la longitud libre anteriormente definida.

En función de ambos parámetros clasifica las rocas en 7 tipos, que se muestra a continuación en la tabla 3.6:

Tabla 3.6-Clasificación de Lauffer

Tipo de roca	Longitud libre	Tiempo Estabilidad	Descripción
A	4 m	20 años	Sana
B	4 m	6 meses	Algo fracturada
C	3 m	1 semana	Fracturada
D	1.5 m	5 horas	Friable
E	0.8 m	20 minutos	Muy friable
F	0.4 m	2 minutos	De empuje inmediato
G	0.15 m	10 segundos	De empuje inmediato fuerte

Necesidades de fortificación según Lauffer:

(A) No es necesario fortificar

(B) 2-3 cm de hormigón, o bulones separados 1.5-2 m con mallas, o eventualmente refuerzo de la bóveda únicamente.

(C) 3-5 cm de hormigón, o bulones separados 1 -1.5 m con mallas, eventualmente solo refuerzo de la bóveda.

(D) 5-7 cm de hormigón, con mallas o bulones separados 0.7-1m junto con mallas y 3 cm de hormigón.

(E) 7-15 cm de hormigón con mallas, a veces bulones separados 0.5-1.2 m y 3-5 cm de hormigón alternativamente cerchas y blindaje.

(F) 15-20 cm de hormigón con cerchas y mallas, o cerchas y blindaje con hormigón posterior.

(G) Hormigonado, cerchas, reforzados y blindaje.

Según Lauffer, el tipo A no necesita sostenimiento, los tipos B y C necesitan sostenimiento de techo, el tipo D requiere cerchas ligeras, el E cerchas pesadas y los tipos F y G, requieren sostenimiento pesado y de frente.

Una descripción algo más detallada la que recoge Romana (1980) es la siguiente:

Tipo A: Roca Sana.

Terreno muy bueno.

Tipo B: Roca Sana, compacta pero fracturada.

Terreno bueno.

Tipo C: Roca Sana, bastante fracturada o roca ligeramente alterada.

Terreno medio.

Tipo D: Roca muy fracturada o bastante alterada.

Rocas Blandas.

Terreno mediocre.

Tipo E: Roca triturada o muy alterada, con juntas rellenas de arcilla, sercita o caolín.

Roca blanda, de débil cohesión.

Terrenos arcillosos con fuertes empujes.

Terreno malo.

Tipos F y G: Características análogas a “suelos”.

Se consideran muy difíciles y necesitan métodos especiales para ser atravesados por el túnel.

Teniendo en cuenta el desarrollo histórico de las clasificaciones geomecánicas , los resultados obtenidos por estas en diferentes macizos rocosos donde se construyen obras subterráneas y su correspondencia con el comportamiento practico de las excavaciones se propone utilizar las clasificaciones de:

- Clasificación a partir del R.Q.D. (DEERE)
- Clasificación de Barton. (Q)
- Clasificación de Bienawski (RMR)

3.3 Evaluación de la estabilidad

Para el análisis de la estabilidad se hace necesario evaluar las características estructurales del macizo donde se construyen estas obras a partir de medir los principales parámetros o elementos que los caracteriza como: cantidad de familias de grietas, cantidad de grietas en cada familia, relleno, persistencia de agua, entre otras.

3.3.1 Análisis de las características estructurales de área de estudio por tramos

A partir de la litología existente en el túnel se dividió el mismo en tres tramos, obteniendo los siguientes resultados:

Tramo 1: La roca característica es la peridotita, la cual aparece con un color de gris claro a gris oscuro, apareciendo media alterada, con tres familias de grietas más diaclasas aleatorias, rellenas de un material areno arcilloso, con predominio de una superficie plana rugosa, predominando además una distancia entre grietas de 30 cm – 45cm.

Tramo 2: Presencia de peridotita brechosa muy alterada de color gris oscuro. En este tramo predominan tres familias de grietas más diaclasas aleatorias, rellenas de un material areno arcilloso con espejos de fricción, con predominio de una superficie plana rugosa, predominando además una distancia entre grietas de 35 cm - 50 cm.

Tramo 3: Peridotita alterada es la roca característica, rellenas de un material areno arcilloso con un color de gris claro a gris oscuro, predominando los tonos

oscuros. Existen además tres familias de grietas con una distancia entre ellas de 35 cm - 45 cm y una superficie plana y rugosa.

3.3.2 Evaluación de la estabilidad empleando las clasificaciones que más se adapten al macizo

➤ Cálculo de RQD de DEERE, para cada tramo

Tramo 1: Peridotita media alterada

$$\begin{aligned} RQD &= 115 - 3.3J_v & J_v &= K \times N & \text{Donde:} \\ RQD &= 115 - 3.3 \times 12 & J_v &= 2 \times 6 & K: 1.65-3 (\text{Palmstron 1982}) \\ RQD &= 115 - 39.6 & J_v &= 12 \text{ Grietas/m}^3 & N: \text{número de grietas} \\ RQD &= 75.4\% \end{aligned}$$

Tramo 2: Peridotita muy alterada

$$\begin{aligned} RQD &= 115 - 3.3J_v & J_v &= K \times N \\ RQD &= 115 - 3.3 \times 18 & J_v &= 2 \times 9 \\ RQD &= 115 - 59.4 & J_v &= 18 \text{ Grietas/m}^3 \\ RQD &= 55.6\% \end{aligned}$$

Tramo 3: Peridotita alterada

$$\begin{aligned} RQD &= 115 - 3.3J_v & J_v &= K \times N \\ RQD &= 115 - 3.3 \times 16 & J_v &= 2 \times 8 \\ RQD &= 115 - 52.8 & J_v &= 16 \text{ Grietas/m}^3 \\ RQD &= 62.2\% \end{aligned}$$

➤ Cálculo del factor de estabilidad Q según Barton para cada tramo.

Tramo 1: Peridotita media alterada

$$\begin{aligned} Q &= \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \\ Q &= \frac{69}{12} \times \frac{1.5}{6} \times \frac{1}{2.5} \\ Q &= 0.57 \end{aligned}$$

Tramo 2: Peridotita muy alterada

$$\begin{aligned} Q &= \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \\ Q &= \frac{55.6}{12} \times \frac{1.5}{6} \times \frac{1}{2.5} \\ Q &= 0.46 \end{aligned}$$

Tramo 3: Peridotita alterada

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

$$Q = \frac{62}{12} \times \frac{1}{6} \times \frac{1}{2.5}$$

$$Q = 0.33$$

Donde:

J_n: índice de diaclasado que indica el grado de facturación del macizo rocoso.

J_r: índice de rugosidad de las discontinuidades o juntas.

J_a: índice que indica la alteración de las discontinuidades.

J_w: coeficiente reductor por la presencia de agua.

SRF (stress reduction factor): coeficiente que tiene en cuenta la influencia del estado tensional del macizo rocoso.

➤ **Calculo del factor de estabilidad RMR según Bienawski para cada tramo.**

Tramo 1: Peridotita media alterada

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

$$RMR = 9 (\ln 0.57) + 44$$

$$RMR = 38.96$$

Tramo 2: Peridotita muy alterada

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

$$RMR = 9 (\ln 0.46) + 44$$

$$RMR = 37.07$$

Tramo 3: Peridotita alterada

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

$$RMR = 9 (\ln 0.33) + 44$$

$$RMR = 34.01$$

A continuación en la tabla 3.7 se reflejan los resultados del análisis geomecánico:

Tabla 3.7- Resultado de los cálculos geomecánicos

Parámetros	Tramo I	Tramo II	Tramo III
RQD	75	56	62
Clasificación	Media	Media	Media
Jn	12	12	12
Jr	1.5	1.5	1
Ja	6	6	6
Jw	1	1	1
SRF	2.5	2.5	2.5
Q	0.57	0.46	0.33
Clasificación	Roca Muy Mala	Roca Muy Mala	Roca Muy Mala
RMR	39	37	34
Clasificación	Mala	Mala	Mala

3.3.3 Evaluación del tamaño de bloques

Para la determinación de la bloquicidad en cada macizo rocoso, se deben analizar los diferentes métodos existentes al respecto y utilizar aquellos que más se adecuan a las características geo-estructurales del macizo estudiado. Para lograr esto se debe hacer un estudio detallado del agrietamiento, ya que el mismo en la mayoría de los casos constituye la base para valorar la bloquicidad, se debe analizar también la disposición estructural de los bloques y su influencia en el proceso de arranque de las rocas.

Dentro de los métodos que se deben emplear se encuentran:

- El método para determinar el volumen del bloque a partir de la frecuencia de las grietas (N_a), este se basa en analizar un área de observación, tiene en cuenta también la longitud de las grietas y su correspondencia con el área de observación.
- El método para determinar el volumen del bloque a partir del número de grietas por m^3 , este se basa en la distancia de grietas de cada familia y el número de grietas aleatorias
- El método para clasificación del volumen de los bloques relacionado con el tamaño de la partícula (Método de Palmstrom) y se debe determinar el tipo

y forma de los bloques teniendo en cuenta la distancia entre las grietas de cada familia.

- Método para determinar el volumen de los bloques a partir del espacio entre grietas y tiene en cuenta la distancia entre grietas de cada familia y el ángulo entre las familias de grietas.

Para llevar a cabo este proceso, se utilizaron dos métodos, los cuales se analizan a continuación.

Método para determinar el volumen del bloque a partir del número de grietas por m³.

$$J_v = \sum \left(\frac{1}{S_i} \right) + \frac{Nr}{5}$$

Donde:

Si – Distancia entre las grietas de cada familia.

Nr – Número de grietas aleatorias.

Conociendo los valores de Jv y utilizando la tabla 3.8, se puede determinar el tamaño de los bloques. (Palmstrøm,1986 y 1995).

Tabla 3.8 Determinación del tamaño de los bloques a partir de la cantidad de grietas por m³.

Descripción	Numero de grietas(Jv)
Bloques muy grandes	Menor de 1
Bloques grandes	1- 3
Bloques medios	3 – 10
Bloques pequeños	10 – 30
Bloques muy pequeños	Mayor de 30

Tramo I:

$$J_v = \sum \left(\frac{1}{S_i} \right) + \frac{Nr}{5}$$

$$J_v = \frac{1}{30} + \frac{6}{5}$$

$$J_v = 1.23 \text{ grietas/m}^3$$

Tramo II:

$$J_v = \sum \left(\frac{1}{S_i} \right) + \frac{Nr}{5}$$

$$J_v = \frac{1}{35} + \frac{9}{5}$$

$$J_v = 1.83 \text{ grietas/m}^3$$

Tramo III:

$$J_v = \sum \left(\frac{1}{S_i} \right) + \frac{Nr}{5}$$

$$J_v = \frac{1}{40} + \frac{8}{5}$$

$$J_v = 1.63 \text{ grietas/m}^3$$

A continuación en la tabla 3.9 se muestran los resultados obtenidos en el cálculo de bloquicidad

Tabla 3.9 Resultados obtenidos en el cálculo de bloquicidad

Tramos	Numero de grietas(Jv)	Descripción
Tramo I	1.23 grietas/m ³	Bloques grandes
Tramo II	1.83 grietas/m ³	Bloques grandes
Tramo III	1.63 grietas/m ³	Bloques grandes

2 - Método para determinar el volumen de los bloques a partir del espacio entre grietas.

$$V_b = \frac{S_1 * S_2 * S_3}{\sqrt{1 - (\cos\alpha)^2 - (\cos\beta)^2 - (\cos\gamma)^2 - 2\cos\alpha * \cos\beta * \cos\gamma}}$$

Donde:

S_1, S_2, S_3 – distancia entre grietas de cada familia.

α, β, γ – ángulo entre las familias de grietas.

Teniendo los valores de S_1, S_2 y S_3 se puede conformar los círculos de tensiones mediante el DIP y determinar los ángulos α, β y γ para obtener el tamaño de los bloques. (Ver figuras 1, 2 y 3 del anexo)

Conociendo el valor de V_b y utilizando la tabla 3.10, se puede determinar el tamaño de los bloques.

Tabla 3.10 Determinación del tamaño de los bloques a partir del volumen del bloque

Tamaño del bloque	Volumen del bloque(m³)
Extremadamente pequeño	< 0.00001
Muy pequeño	0.00001 - 0.00002
Pequeño	0.00002 - 0.01
Medio	0.01 - 0.2
Grande	0.2 – 10
Muy grande	10 – 200
Extremadamente grande	> 200

Tramo I:

Datos:

Familia I - 45°/140° $S=0.3$ $\alpha = 83.03^\circ$

Familia II - 40°/025° $S=0.4$ $\beta = 12.84^\circ$

Familia III - 29°/240° S=0.45 Y = 56.99°

$$Vb = \frac{0.3 * 0.4 * 0.45}{\sqrt{1 - (\cos\alpha)^2 - (\cos\beta)^2 - (\cos\gamma)^2 - 2\cos\alpha * \cos\beta * \cos\gamma}}$$

$$Vb = \frac{0.054}{\sqrt{1 - (\cos 83.03)^2 - (\cos 12.84)^2 - (\cos 56.99)^2 - 2\cos 83.03 * \cos 12.84 * \cos 56.99}}$$

$$Vb = 0.05 m^3$$

Tramo II:

Datos:

Familia I - 40°/050° S=0.35 α = 29.01°

Familia II - 80°/160° S=0.4 β = 84.14°

Familia III - 70°/259° S=0.5 Y = 33.91°

$$Vb = \frac{0.35 * 0.4 * 0.5}{\sqrt{1 - (\cos\alpha)^2 - (\cos\beta)^2 - (\cos\gamma)^2 - 2\cos\alpha * \cos\beta * \cos\gamma}}$$

$$Vb = \frac{0.07}{\sqrt{1 - (\cos 29.01)^2 - (\cos 84.14)^2 - (\cos 33.91)^2 - 2\cos 29.01 * \cos 84.14 * \cos 33.91}}$$

$$Vb = 0.19 m^3$$

Tramo III

Datos:

Familia I - 39°/150° S=0.3 α = 73°

Familia II - 79°/064° S=0.36 β = 16°

Familia III - 41°/083° S=0.45 Y = 84°

$$Vb = \frac{0.3 * 0.36 * 0.45}{\sqrt{1 - (\cos\alpha)^2 - (\cos\beta)^2 - (\cos\gamma)^2 - 2\cos\alpha * \cos\beta * \cos\gamma}}$$

$$Vb = \frac{0.048}{\sqrt{1 - (\cos 73)^2 - (\cos 16)^2 - (\cos 84)^2 - 2\cos 73 * \cos 16 * \cos 84}}$$

$$Vb = 0.24m^3$$

A continuación en la tabla 3.11, se muestran los resultados obtenidos en el cálculo de bloquicidad.

Tabla 3.11 Resultados obtenidos en el cálculo de bloquicidad

Tramos	Volumen del bloque(m³)	Descripción
Tramo I	0.05	Bloques medios
Tramo II	0.19	Bloques medios
Tramo III	0.24	Bloques grandes

3.4 Análisis y propuesta de sostenimiento

En este tipo de obra el sostenimiento más empleado es el Hormigón proyectado reforzado con fibras, combinado con anclas metálicas, ya que el hormigón logra impermeabilizar el túnel y las fibras ofrecen una mayor resistencia y las anclas ofrecen contacto con la roca logrando mayor soporte.

Hormigón proyectado reforzado con fibras: El hormigón proyectado con fibras se ha vuelto ahora más importante debido al desarrollo de nuevos y más efectivos métodos, su disponibilidad creciente y su inclusión en varios estándares. Puede considerarse que las fibras actúan en perfecta combinación con el concreto proyectado. El concreto proyectado es un material frágil con resistencia limitada a la flexión y a la tensión, pero con una excelente resistencia a la compresión. Por ello tiene sentido utilizar el concreto proyectado reforzado con fibras ya que este nos muestra una serie de ventajas:

Ventajas del hormigón proyectado reforzado con fibras:

- Distribución homogénea del refuerzo con fibras en el concreto proyectado.
- Incremento en la ductibilidad.
- Alta resistencia a la tensión y a la flexión
- Mayor seguridad debido a la deformación post fisuración
- Aumento de resistencia al impacto

-
- Mejora la adherencia
 - Reducción de la fisuración por retracción temprana
 - Mayor resistencia al fuego.

Fibras sintéticas: Se obtienen por síntesis de diversos productos derivados del petróleo ,como el poliéster, el nylon o spandex, es decir, esta fibra es enteramente química, y tanto la elaboración de la materia prima como la fabricación de la hebra o filamento, son producto del hombre

Características:

Poseen bajo módulo de elasticidad y alto alargamiento de rotura (14-20 %) Dan lugar a hormigones muy manejables.

Aplicaciones:

Fundamentalmente en el control de la fisuración por retracción en morteros y hormigones. En pavimentos mejoran ligeramente la resistencia al impacto, algunas resistencias al fuego.

Ventajas:

Las fibras sintéticas son baratas. Químicamente estables en medio alcalino. No se corroen ni absorben agua. Tienen poca adherencia con la matriz.

Fortificación de anclas metálicas:

Este tipo de fortificación, en los últimos años se emplea en las excavaciones de gran sección, lo cual se debe a la firmeza que con ella se logra, la comodidad de su instalación, no afectar la sección útil de la excavación, no estorbar y su bajo costo.

Además cuando se emplea este tipo de fortificación no necesitamos una configuración exacta del perfil de la sección de la excavación, lo cual es un aspecto de gran importancia en excavaciones de gran sección y túneles, ya que después de los trabajos con explosivos es difícil obtener un contorno exacto de ellas.

Se recomienda hacer todo lo posible para colocar las anclas de forma uniforme por todo el perímetro, instalando, en los lugares agrietados y con fisuras, anclas adicionales.

El largo de las anclas y la distancia entre ellas se establece mediante el cálculo, habitualmente su largo oscila entre 1.5 y 3.5 m aumentándose en rocas débiles, en tanto que la distancia entre ellas y las filas oscila entre 1 y 2 m.

Las anclas deben ser instaladas, lo más rápidamente posible, después del desnudamiento de las rocas para prevenir el desarrollo de las deformaciones en el macizo.

La fortificación con anclas metálicas es del tipo de cuña y ranura o del tipo de empuje, pero tienen la desventaja de estar sometida al efecto de la corrosión.

El número de anclas depende del tamaño de la roca a asegurarse y del grado de peligro de caída de la misma. Como guía para áreas normales que necesiten anclas, podemos decir que pueden estar espaciados cada 1.20 m de distancia.

El perno de rosca continua a todo lo largo de la barra de acero es el sistema más completo para anclar o estabilizar la roca. Consiste en una barra de acero de alta resistencia, con una rosca de diseño especial de 5 hilos por pulgada.

Ventajas

- Al tener rosca continua a todo lo largo, siempre se podrá aplicar tensión para activar el anclaje.
- La placa de acero de soporte siempre podrá estar en contacto con la roca, logrando mayor soporte.
- La adherencia con la pasta de cemento o con la resina, es mucho mayor que en la varilla corrugada, logrando anclas de muy alta resistencia en las rocas de mala calidad.
- Al tener la placa de acero un domo semiesférico y una rondana de la tuerca, también semiesférica se logra una junta universal en la que la placa siempre quedara ajustada a la roca, sin importar el ángulo de inclinación del ancla con respecto a la roca expuesta.

-
- Se logra un anclaje óptimo a un bajo costo, ya que el precio del ancla con rosca continua es similar al de la varilla corrugada, con la ventaja adicional del ancla roscada que se entrega recto y cortado a la longitud que se solicite.

Longitud de las anclas

$$l_a = l_1 + l_2 + l_3$$

$$l_a = 6cm + 130cm + 40cm$$

$$l_a = 176cm = 1.76m$$

Espesor de la capa de roca fracturada a fortificar

$$l_2 = \frac{a}{f} = \frac{3.0m}{2.00} = 1.50m$$

Distancia entre anclas

$$d = \sqrt{\frac{q_c}{1,2 * l_2 * \gamma_v}} = \sqrt{\frac{8000}{1,2 * 1,50 * 2700}} = \sqrt{\frac{8000}{4500}} = \sqrt{1.7} = 1.33m$$

Donde:

a - semiancho de la excavación

f – fortaleza de la roca

l_a – longitud del ancla

l₁ – parte del ancla que sobresale de la excavación (4-6 cm)

l₂ – espesor de la capa de roca fracturada a fortificar

l₃ – longitud del cierre (30-40 cm)

q_c – capacidad portadora del ancla (140 MPa)

γ_v - masa volumétrica de la roca

Numero de anclas

$$N = \frac{W * FS}{B}$$

Donde:

W: volumen del bloque por peso específico

B: carga de capacidad portante del perno (4.10 kg/cm^2)

FS: factor de seguridad

Tramo I:

$$N = \frac{W * FS}{B}$$

$$N = \frac{5 * 2}{4.10}$$

$$N = \frac{10}{4.10}$$

N=3 anclas

Tramo II:

$$N = \frac{W * FS}{B}$$

$$N = \frac{19 * 2}{4.10}$$

$$N = \frac{38}{4.10}$$

N=9 anclas

Tramo III:

$$N = \frac{W * FS}{B}$$

$$N = \frac{24 * 2}{4.10}$$

$$N = \frac{48}{4.10}$$

N = 12 anclas

Ya obtenido la longitud de las anclas, la distancia entre ellas y su número total se conformaron los esquemas de dimensionamiento y refuerzo de los tres tramos (Ver figuras 4, 5 y 6 del anexo)

A continuación en la tabla 3.12 se muestran los resultados obtenidos en el cálculo de la fortificación de anclas

Tabla 3.12 Resultados obtenidos en el cálculo de la fortificación de anclas

Tramos	Longitud de las anclas(m)	Distancia entre anclas(m)	Numero de anclas
Tramo I	1.76	1.33	3 anclas
Tramo II	1.76	1.33	9 anclas
Tramo III	1.76	1.33	12 anclas

CONCLUSIONES

1. Teniendo en cuenta las características ingeniero- geológica, las propiedades físico mecánicas y el comportamiento estructural del macizo, se utilizaron las clasificaciones geomecánicas que más se adaptan al mismo, la clasificación de Deere, basada en el índice de calidad del macizo(RQD), la clasificación de Barton, basada en el índice (Q) y la clasificación de Bieniawski, basada en el (RMR); de donde se obtiene que la calidad de las rocas varia de entre medias y muy malas, definiendo que estas se comportan de manera inestable.
2. Según la calidad de la roca se propone que el sostenimiento a emplear es hormigón proyectado reforzado con fibras sintéticas con un espesor que oscila entre 8 cm y 20 cm, y anclas metálicas.

RECOMENDACIONES

1- Que se realice una evaluación de la excavación a medida que se avance en el proceso de construcción de forma tal que los resultados se correspondan con el comportamiento del macizo en el tramo en cuestión.

BIBLIOGRAFÍA

1. ACOSTA BETANCOURT, R.J. 1996. Estudio de los parámetros que influyen en la ubicación de los objetivos económicos y sociales en los túneles populares de la ciudad de Holguín. Tesis de Maestría. ISMMANJ.Moa.
2. ALFARO.S.J.M. 2000. Aplicación de nuevas técnicas en el estudio ingeniero geológico de los macizos rocosos. Memorias "Primer Simposio Internacional la Geodesia y la Geomecánica Aplicada a la construcción: Ciudad de la Habana. Cuba. 19 – 28p.
3. ARANGO, A. 1988. Informe Geológico. Proyecto C.H.A de Río Guayabo y Río Sojo. Holguín. 24 p.
4. BARTON, N, R y Choubey. 1974. A review of the shear strength of filled discontinuities in rock. Ed.e.Brooch.
5. BARTON, N. (1991): "Geotechnical Design". World Tunnelling.
6. BARTON, N.; LIEN, R. y LUNDE, J. 1977. "Estimation of support requirements for underground excavations". Proc. of 16th Symposium of Design Methods in Rock Mechanics. Minnesota, 1975. Published by ASCE, New York, 1977. Discussion.
7. BARTON, N.; LØSET, F.; LIEN, R. y LUNDE, J. 1980: "Application of System in Design Decisions Concerning Dimensions and Appropriate Support for Underground Installations". International Conference on Subsurface Space. Rockstore, Stockholm. Sub-surface Space, Vol. 2. Pergamon.
8. BLANCO, T. R. 1998. Valoración de la estabilidad de las excavaciones a partir del criterio de formación y dimensiones de una zona de deformación inelástica en su contorno: Centro nacional de informaciones geológicas. Instituto de Geología y Paleontología. Memorias III Congreso Cubano de Geología y Minería. La Habana. Cuba. 57 - 60p.
9. BLANCO, T. R. 1998. Elementos de la mecánica de los medios rocoso: Félix Varela, La Habana, 327p.
10. BLANCO, T. R. 2001. Laboreo de excavaciones subterráneas: Félix Varela, La Habana, 93p

-
11. CARTAYA.P, M.2001.Caracterización geomecánica de macizos rocosos en obras subterráneas de la región oriental del país. Tesis Doctoral.ISMMANJ.
 12. COLECTIVO DE AUTORES. 1991. Informe ingeniero geológico, Trasvase Este–Oeste (Melones–Sabanilla Túnel Seboruquito - Esperanza. ENIA– Holguín, junio.
 13. COLECTIVO DE AUTORES. 1992^a. Informe ingeniero geológico, Trasvase Este – Oeste (Melones – Sabanilla): Túnel Guaro – Manacal. Empresa de Proyectos e Investigaciones del MINFAR – Holguín. (E. C. M. No 2).
 14. COLECTIVO DE AUTORES. 1992b. Informe ingeniero geológico, Trasvase Este – Oeste (Melones – Sabanilla): Túnel Mula 2 - Batista. Empresa de Proyectos e Investigaciones del MINFAR – Holguín (E. C. M. No 2).
 15. COLECTIVO DE AUTORES. 1992c. Informe ingeniero geológico, Trasvase Este – Oeste (Melones – sabanilla): Túnel Buenaventura. Empresa de Proyectos e Investigaciones del MINFAR – Holguín (E. C. M. No 2).
 16. COLECTIVO DE AUTORES. 1992d. Informe ingeniero geológico, Trasvase Este – Oeste (Melones – Sabanilla): Túnel Castellanos 2 – Julia 3. Empresa de Proyectos e Investigaciones del MINFAR – Holguín (E. C. M. No 2).
 17. CUESTA, A.2010.Procedimiento para elegir la técnica de control de las filtraciones que afectan las excavaciones subterráneas en macizos rocosos poco porosos y agrietados. Tesis Doctoral. ISMM de Moa, Holguín.
 18. FALCÓN, J.2013.Evaluación de la estabilidad y propuesta de sostenimiento para el túnel Levisa – Mayarí Tramo II.Tesis de Diploma. ISMM de Moa, Holguín.
 19. GONZÁLEZ DE VALLEJO. L. 1998. Las clasificaciones geomecánicas para túneles. Ingeotúneles: Carlos López Jimeno - Madrid. I. T. S. De Ingenieros de Minas. U. P. Madrid. T – I, 25 – 66p.
 - 19- GONZÁLEZ DE VALLEJO. L. 2002. Ingeniería geológica .Pearson Educación-Madrid, 507p

-
20. HIDALGO, H.A.SÁNCHEZ, R. G. 1991a. Informe ingeniero geológico, Traspase Este – Oeste (Melones – sabanilla): Túnel Melones – Levisa. INRH – Holguín.
 21. HIDALGO, H. A. 1991b. Informe ingeniero geológico, Traspase Este – Oeste (Melones – sabanilla): Túnel Enmedio - Guayabo. INRH – Holguín.
 22. GONZALEZ REAL. 2017. Evaluación de la estabilidad del túnel Levisa – Mayarí, tramo v y propuesta de sostenimiento. Tesis de Diploma. ISMM de Moa, Holguín.
 23. (LÓPEZ JIMENO, 1998). Primer Congreso de Mecánica de Rocas se celebró en Portugal en 1966.
 24. Marlon Hernández Chery. 2009. Cálculo de Sostenimiento para la Cámara de Acceso a la PCHE correspondiente al Traspase Este-Oeste. Tesis de Diploma. ISMM de Moa, Holguín.
 25. MORENO, TALLÓN. E. Las clasificaciones geomecánicas de las rocas, aplicadas a las obras subterráneas: KAHER II, S.A. Madrid. (Curso impartido en el ISMM 1998). 63p.
 26. NOA, R. 2003. Indicaciones para la elección del método de arranque de las rocas durante el laboreo de excavaciones subterráneas horizontales de pequeña y mediana sección en Cuba oriental. Tesis de Doctorado. ISMM de Moa, Holguín.
 27. PALMSTROM. A. Caracterización de macizos rocosos mediante el Rmi y sus aplicaciones en Mecánica de Rocas. Ingeotúneles: Carlos López Jimeno - Madrid. 1998. I. T. S. De Ingenieros de Minas. U. P. Madrid. T – II, 79 – 107p.
 28. PÉREZ, C Y OTROS. 1991. Informe ingeniero geológico, traspase Este –Oeste (Melones - sabanilla): Túnel Esperanza - Enmedio. INRH – Holguín.
 29. PROENZA, J. 1998. Mineralización de cromitas en la Faja Ofiolítica Mayarí- Baracoa (Cuba). El ejemplo del Yacimiento Mercedita. Tesis doctoral. Universidad de Barcelona. 227 p.

-
30. ROUCO, I. 2015. Evaluación de la estabilidad y propuesta de sostenimiento para el túnel Levisa – Mayarí Tramo IV. Tesis de Diploma. ISMM de Moa, Holguín.
 31. <http://hispagua.cedex.es/sites/default/files/especiales/Trasvases/cuba.html>(
Hispagua - Sistema Español de Información sobre el Agua: Trasvases en América.)
 32. <http://caribeña.eumed.net/trasvase-este-oeste/> (Lías Pupo, Yusemy; Leyva Sandín, Yuneisy y Almaguer Riverón, Carmen: "El impacto sociocultural del trasvase Este-Oeste: un estudio de caso" en Revista Caribeña de Ciencias Sociales, diciembre 2014)
 33. <http://www.trabajadores.cu/20160901/el-trasvase-este-oeste-beneficia-a-la-poblacion-y-al-agro/>(Valdés Paz, Manuel: "El trasvase este-oeste beneficia a la población y al agro" en *Periódico Trabajadores*, 1 de septiembre 2016)
 34. <https://es.scribd.com/document/210967272/Conferencia-Hormigon-con-fibras>