

Trabajo de Diploma

Para Optar por el Título de

Ingeniero en Minas

*Título: Evaluación de la estabilidad y propuesta
de sostenimiento para el túnel Levisa-Mayarí
Tramo II*

Autor: José Manuel Falcón Pérez

Tutores: Dr. C. Maday Cartaya Pire

Dr. C. Rafael Noa Monjes

DECLARACIÓN DE AUTORÍA

Declaro que soy el único autor del trabajo “Evaluación de la estabilidad y propuesta de sostenimiento para el túnel del Túnel Levisa-Mayarí (Tramos II ” y certifico su propiedad a favor del Instituto Superior Minero Metalúrgico de Moa “Dr. Antonio Núñez Jiménez”, el cual podrá hacer uso del mismo con la finalidad que estime conveniente.

Para que así conste firmo la presente a los _____ días del mes de _____ del _____.

José Manuel Falcón Pérez

Nombre completo del autor

Maday Cartaya Pire

Nombre completo del tutor

Rafael Noa Monjes

Nombre completo del tuto

PENSAMIENTO

- *Usted puede convencerme de que estoy equivocado, pero no puede decirme que estoy equivocado sin antes convencerme.*



Fidel Castro Ruz

Agradecimientos

- *A mis padres por su apoyo y confianza en mí durante toda la vida.*
- *A mis suegros por su ayuda y cariño hacia mí durante estos años.*
- *A mi amigo Julio por ser como un padre para mí durante estos 5 años de estudio.*
- *A mis tutores Maday Cartaya Pire y Rafael Noa Monjes por su amistad, ayuda y dedicación.*
- *A mi familia por su amor y comprensión durante toda mi vida.*
- *A mi esposa por estar siempre a mi lado en las buenas y malas.*
- *A mis amigos más cercanos.*

- *A mis compañeros de aula por tantos momentos buenos y malos que hemos pasamos juntos.*
- *A Omani y Maydali por haberme apoyado durante el inicio de la universidad.*
- *A la profesora Chebiera por su apoyo.*
- *A los profesores que contribuyeron a mi formación profesional.*
- *A las personas e instituciones que colaboraron en la investigación.*

Muchas gracias a todos

Dedicatoria

- *A mi abuelo porque siempre ha sido mi mayor inspiración.*
- *A mi mamá y a mi papá.*
- *A mi bebé y a mi esposa.*

Resumen

El presente trabajo cuenta con la siguiente estructura, introducción, cuatro capítulos, conclusiones, recomendaciones, bibliográficas y anexos. En la introducción exponemos el objeto de estudio, la hipótesis y los objetivos generales y específicos. En el primer capítulo se realiza un estudio actual de la problemática. En el segundo capítulo se realiza un estudio de las características generales de la región en el cual se ve 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. En el tercer capítulo se exponen Caracterización geomecánica del macizo rocoso y propuesta de sostenimiento, donde se ve las propiedades físicas – mecánicas de las rocas, cálculos geomecánicos, análisis y propuesta de sostenimiento, propuesta de parámetros técnicos del sostenimiento para la ejecución de los trabajos. En el cuarto capítulo se realiza un estudio Impacto medio ambiental e índices técnicos económicos.

Abstract

The present work relies on the following structure, introduction, four chapters, conclusions, recommendations, bibliographical and annexes. We in the introduction expose the object of study, the hypothesis and the general and specific objectives. In the first chapter are carried out a current study of the problem. In the second chapter are carried out a study of the general characteristics of the region in which is seen regional geology and site, climate, vegetation, orography and hydrographic, characteristic hydrogeological, regional tectonic, geology of the zone where they meet digging the Tunnel Levisa-Mayarí I scheme II. They in the third chapter are exposed Characterization geomecanic of the massive rocky and proposal of maintenance, where it are seen the physical properties- mechanic of the rocks, calculations geomecanics, analysis and proposal of maintenance, proposal of technical parameters of the maintenance for the execution of the work. In the fourth chapter are carried out a study Impact environmental medium and technical economical indexes.

Índice

INTRODUCCIÓN.....	11
<i>CAPÍTULO I. Estado actual de la problemática.....</i>	14
I.1. Marco teórico conceptual.....	14
I.2 Estado actual de la problemática.	19
<i>CAPÍTULO II. Características generales de la región.....</i>	26
II.1- Ubicación Geográfica.	27
II.2 Geología regional y local.....	27
II.3 Clima, Vegetación, Orografía e Hidrografía.	31
II.4 Población, Redes de Comunicaciones y Energía.	33
II.5 Características hidrogeológicas.....	34
II.6 Tectónica Regional.	35
II.7 Sismicidad.	35
II.8 Geología de la zona donde se encuentran excavando el Túnel Levisa Mayarí tramo II.....	35
II.9 Tectónica de la zona donde se encuentra excavando el túnel Levisa Mayarí tramo II.....	36
<i>CAPÍTULO III. Caracterización geomecánica del macizo rocoso y propuesta de sostenimiento.....</i>	37
III.1 Propiedades físicas – mecánicas de las rocas.....	38
III .2. Evaluación del Agrietamiento.	40
III.3. Evaluación de la calidad de la Rocas.....	42
III.4. Cálculos geomecánicos.	46
III.5. Análisis y propuesta de sostenimiento.	52
III.6. Propuesta de parámetros técnicos del sostenimiento para la ejecución de los trabajos.....	56
<i>CAPÍTULO IV. Impacto medio ambiental e índices técnicos económicos.</i>	69
IV .1 Impacto medio ambiental.	69

IV .2 Seguridad y salud del trabajo.	70
IV .3 Presupuesto e Índices Técnico Económicos.	72
<i>CONCLUSIONES</i>.....	74
<i>RECOMENDACIONES</i>.....	75
<i>Bibliografía</i>.....	76
<i>ANEXOS</i>	79

INTRODUCCIÓN

El Estado cubano ha establecido como su principal estrategia para lograr la invulnerabilidad económica en los últimos años, lo que le ha permitido al país disminuir los efectos del período especial y alcanzar niveles de desarrollo en lo social, económico, político y cultural, superiores a los obtenidos en períodos anteriores.

Para ello ha realizado un número considerable de inversiones en diferentes ramas, tales como: como la energética, minera, la construcción industrial, turística, en la vivienda, en el transporte, entre otras.

También se prevé un considerable impulso en la construcción de obras hidráulicas con el propósito de encontrarle solución a corto, mediano y largo plazo a los efectos de las intensas sequías que han afectado y afectan a la economía con mayor intensidad en la región oriental del país.

El Trasvase Este-Oeste, una de las obra más importante de la ingeniería cubana del siglo XX, iniciada en los años 90 por empresas del Ministerio de la Construcción, el Instituto Nacional de Recursos Hidráulico y la Dirección de Construcciones Militares, se construye por la necesidad que existe de llevar el agua de los ríos que nacen en el macizo montañoso de 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. El Comandante en jefe con su acostumbrada luz larga, previendo los problemas ecológicos como consecuencia del galopante calentamiento global, orientó la necesidad de desarrollar un amplio plan inversionista para aprovechar el caudal del agua del macizo montañoso de Nipe-Sagua-Baracoa para crear un sistema de obras que trasvasará el agua mediante interconexiones a los lugares antes mencionados.

Iniciados los primeros trabajos en Mayarí, Holguín, tuvieron que paralizarse las obras cuando comenzó la aguda etapa del Periodo Especial. Debido al paso del tiempo y la falta de preservación las obras fueron dañadas en buena parte, en el

caso de Mayarí por las crecidas de los ríos y el abandono de las obras.

A finales del año 2004, ante la crisis ambiental que provocó una severa y prolongada sequía con grandes pérdidas para las provincias orientales y Camagüey, la máxima dirección del país orientó reiniciar el plan estratégico de las obras del Trasvase Este-Oeste, que será la garantía para que los lugares más afectados dispongan de agua en este siglo, bajo cualquier circunstancia.

El Trasvase para su óptimo funcionamiento no solo ha requerido la construcción de presas, canales, conductoras y otros objetos de obra, sino también hacer más de 80 Km. de túneles en las montañas para lograr una eficiente conexión del sistema.

En las excavaciones subterráneas existen algunas afectaciones como derrumbes, pérdida de estabilidad, 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, son aspectos que no siempre se toman en consideración para el diseño correcto de este tipo de obras, lo que puede traer como consecuencia que se afecte negativamente el cumplimiento del cronograma de ejecución del proyecto y el presupuesto asignado. Ello hace necesario en ocasiones, rediseñar parcial o totalmente la construcción o algunos de sus elementos.

Teniendo en cuenta lo anteriormente planteado, el **problema** que se pretende resolver es: necesidad de evaluar las condiciones de estabilidad de las rocas y proponer el tipo de fortificación del Túnel Levisa – Mayarí Tramo II perteneciente al Trasvase Este-Oeste.

A partir de este problema se justifica la ejecución de la presente investigación, para la cual se propone como **objetivo general** evaluar la estabilidad de las rocas y diseñar una propuesta de sostenimiento para el Túnel Levisa – Mayarí Tramo II del Trasvase Este-Oeste.

Teniendo como **hipótesis** que si se realiza un estudio de las condiciones

ingeniero-geológicas, las propiedades de las rocas, las características mecánico-estructurales de los macizos donde se laborea el túnel Levisa Mayarí se puede realizar una evaluación de las condiciones de estabilidad y diseñar una propuesta de sostenimiento.

Teniendo como **objetivos específicos**:

- Evaluar las condiciones ingeniero-geológicas de la región objeto de estudio.
- Analizar las características mecánico-estructurales del macizo.
- Determinar la calidad de las rocas.
- Proponer un sistema de sostenimiento.

CAPÍTULO I. Estado actual de la problemática.

I.1. Marco teórico conceptual.

Los elementos de sostenimiento que actualmente se utilizan en la ejecución de túneles mediante métodos convencionales son:

- Hormigón proyectado
- Bulones
- Chapa Bernold
- Paraguas de micropilotes

Se describen seguidamente cada uno de estos elementos del sostenimiento.

Hormigón Proyectado.

Está constituido por un mortero de tamaño máximo de árido en torno a 8 mm, que se coloca contra el interior de la excavación compactando el mismo mediante la energía de su proyección. Este sistema de colocación y densificación es lo que diferencia claramente al hormigón proyectado del hormigón vibrado, que se coloca al amparo de un encofrado.

Actualmente con el hormigón proyectado pueden alcanzarse resistencias iguales o superiores a las del hormigón convencional encofrado, a pesar de la disminución del tamaño máximo del árido, lo que se consigue mediante la adición de humo de sílice.

Los métodos de colocación del hormigón proyectado son:

- ❖ Por vía seca, en que el aporte del agua a la mezcla de cemento y árido lo realiza el propio operario, incluyéndose en el extremo de la lanza de proyección el grifo para la regulación del caudal del agua.

Este es el sistema antiguo de colocación del hormigón proyectado, y presentaba los siguientes inconvenientes:

- Falta de homogeneidad del hormigón proyectado, debido al mayor o

menor contenido de agua regulada por un operador.

Por otro lado, como cuanto mayor fuera el contenido en agua aunque la resistencia fuera menor, también se disminuía el rebote, la tendencia del operario era a colocar más agua de la necesaria.

- Falta de compacidad del hormigón proyectado, ya que aunque se indicaba en todos los Pliegos que debía mantenerse una distancia de la lanza respecto a la zona de proyección del orden de 1.50 m, el operario para evitar el efecto desagradable del rebote, tendía a distanciarse de la posición a gunitar, hasta alcanzar una distancia con la que se realizaba un “regado” de la zona a gunitar.
- ❖ Por vía húmeda, mediante el empleo de robots que realizan automáticamente el gunitado, con lo que el operario debidamente protegido y a distancia del punto de trabajo tiene únicamente que situar los extremos de las lanzas de los robots. Figura 1.1 (ver anexos).

Durante la proyección parte del material suministrado se desprende de la masa, lo que se denomina como rebote, y que modifica el grado de aprovechamiento del hormigón gunitado y disminuye la resistencia de la gunita colocada, ya que con el rebote se pierden más gruesos que finos. El porcentaje de rechazo depende de los siguientes factores:

- Relación agua/cemento.
- Proporción de la mezcla.
- Gunitador.
- Tipo de áridos (> árido grueso = > más rebote).
- Eficacia de la hidratación.
- Presión del agua o del aire.
- Diseño y tamaño de la boquilla.
- Velocidad de la proyección.
- Capacidad del compresor.
- Angulo y distancia del impacto.

En el sostenimiento de túneles está totalmente extendida la incorporación de fibras de acero a la gunita, lo que lleva a las siguientes mejoras:

- Mayor resistencia a la tracción de la gunita colocada y menor fisuración.
- Disminución del rebote.
- Aumento del desarrollo inicial de resistencia.

Se recomienda que la longitud de las fibras sea como mínimo de 20 mm, y con cualquiera de las formas habituales según las especificaciones.

Bulones.

Pueden diferenciarse los siguientes tipos de bulones: Figura 1.2 (ver anexos).

- a) Bulones de barra a la resina o inyectados.
- b) Bulones de expansión hidráulica.
- c) Bulones de anclaje mecánico.
- d) Bulones autoperforantes.
- a) Bulones a la resina.

Están constituidos por redondo normal corrugado de acero BS-500 y diámetros de 25 a 32. La perforación se realiza con un ligero sobreancho respecto al diámetro del redondo, que debe rellenarse íntegramente con cartuchos de resina de dos componentes, cuyo endurecimiento es inmediato una vez que se produce el batido que realiza el propio martillo que perfora el agujero para la colocación del bulón.

En el extremo exterior del bulón se realiza un mecanizado en rosca, con una longitud no inferior a 150 mm y se coloca una placa y su correspondiente tuerca.

- b) Bulones de expansión hidráulica.

Son los actualmente utilizados de forma generalizada por su rapidez de colocación hasta longitudes de 6-8 m, utilizando la propia cercha del Jumbo después de haberse perforado el agujero con uno de los brazos del mismo. Consisten en una chapa flexible que se suministra ondulada, y que por presión.

Es igualmente dudoso el comportamiento de este tipo de bulones, en que la sección de chapa es muy reducida frente a los esfuerzos de cortante, que pueden producirse en el caso de rotura en riñones de una sección de túnel.

c) Bulones de anclaje mecánico.

Son bulones con cabeza metálica que por expansión aprietan contra el terreno de forma similar a los tacos de expansión colocados en viviendas. La ventaja fundamental de este tipo de bulones con anclaje en punta es que mediante el empleo de llave dinamométrica permite tensar los mismos, lo que es necesario en el caso del refuerzo del sostenimiento mediante bulones en túneles profundos con presión de confinamiento elevada para evitar la rotura de hastiales por estallido o bursting, este efecto debido a la rotura por pandeo del terreno comprimido en el entorno del perímetro del túnel, sobre todo de los hastiales, solamente se contrarresta aumentando la presión de confinamiento, una vez excavado el túnel mediante bulones o anclajes tesados.

d) Bulones autoperforantes.

Este tipo de bulón presenta las ventajas de que permite alcanzar longitudes muy superiores a la de los anclajes convencionales y puede atravesar cualquier tipo de material, incluso los muy fracturados, sin que haya problemas de pérdida de la perforación al realizarse la misma con la misma barra de anclaje. El sistema de perforación es por tanto mediante barra hueca con cabeza perdida, inyectándose por el interior del mismo mortero o lechada que además de extraer el detritus, cementa el espacio existente entre el agujero realizado y el diámetro exterior de la barra una vez que se ha alcanzado su profundidad.

Chapa Bernold.

Es una placa troquelada, de espesores de 2 ó 3 mm, que puede colocarse entre cerchas, con las siguientes funciones: figura 1.3 (ver anexos).

- Equivalen a una armadura de acero en el hormigón.

- Pueden servir de encofrado perdido para el gunitado por detrás de las mismas en el caso de un sostenimiento de túnel, o para el gunitado exterior en la visera.

No es habitual actualmente la realización de túneles con empleo de chapa Bernold, salvo en dos situaciones:

- Viseras de emboquilles, en que es sistemática su colocación, y en las que la función principal de éstas es constituir el encofrado perdido del gunitado realizado por el exterior.
- En el caso de paso de zonas hundidas en que se han formado chimeneas, en que se realiza el siguiente proceso:
 - ❖ Realización de paraguas de la zona hundida.
 - ❖ Avance con cerchas pesadas espaciadas en torno a 0.50 m y con colocación de chapa Bernold por detrás de las mismas.
 - ❖ Una vez pasada la zona hundida, inyección de mortero por detrás de la cercha y chapa Bernold hasta rellenar la oquedad, o al menos realizar un tramo de arco de hormigón de 1 m de hormigón.

Paraguas de Micropilotes.

Consiste en la realización en la clave del túnel de una protección mediante tubos continuos o micro pilotes que eviten la caída del material excavado y mejoren la estabilidad del propio frente. Figura 1.4 (ver anexos).

Como ya se ha citado, la realización de un túnel con paraguas continuo que normalmente debe solapar de 1/3 a 1/5 de la longitud del mismo, era un proceso muy lento, penoso y de elevado coste, ya que obligaba a sacar del túnel la maquinaria de perforación mientras se realizaba el paraguas por otra máquina distinta a las que se utilizaban durante la excavación.

Para limitar los desvíos de los micropilotes del paraguas la longitud de cada paraguas se limitaba a 15-25 m, lo que en la excavación se avanzaba en una semana, con lo que prácticamente debía estar disponible en la obra la máquina de

realización de estos elementos de refuerzo.

Hormigón Encofrado.

En muchos casos, una vez colocado el sostenimiento, en general en todo el desarrollo del túnel, se procede a la realización de un revestimiento de hormigón en masa, que tendría las siguientes funciones:

Mejorar el acabado estético del túnel.

- Reducir la fricción del aire permitiendo limitar la potencia de los ventiladores.
- Constituir un elemento de protección frente al fuego del sostenimiento resistente.
- Además de los puntos anteriores, es evidente que un revestimiento de hormigón encofrado constituye un nuevo elemento de soporte, que aumentará el coeficiente de seguridad del túnel una vez construido.

El encofrado suele estar constituido por 3 módulos deslizantes, de forma que pueda retirarse y adelantarse el módulo en que anteriormente se hubiera realizado el hormigonado, poniéndole por delante del que en ese momento se está hormigonado, lo que permite que esta actividad constituya un proceso continuo sin interrupciones. Figura 1.4 (ver anexos).

Universidad Complutense de Madrid Facultad de Ciencias Geológicas, Elementos de Sostenimiento de Túneles, Versión 2010, Francisco J. Castanedo Navarro Ingeniero de Caminos.

I.2 Estado actual de la problemática.

La geomecánica es quizás una de las ramas tecnológicas más antiguas del universo, los griegos y egipcios en sus construcciones empelaron los macizos rocosos para obras. En las pirámides construidas en Egipto se emplearon bloques de caliza dura. Todas estas fastuosas obras, contaron con excelentes mineros que desarrollaron una amplia gama de construcciones subterráneas, precisamente las

batallas que libraron los egipcios a lo largo de la historia condujo a construcciones y fortificaciones que hoy se observan y conservan en nuestros días.

Sin embargo la geomecánica como ciencia es a fines de los años 50, que hizo su entrada en el hasta entonces, mundo crítico de las obras subterráneas. Históricamente se conoce que el Primer Congreso de Mecánica de Rocas se celebró en Portugal en 1966. (López Jimeno, 1998).

Aun cuando la literatura especializada en estas materias se ha expandido y ha acelerado su desarrollo en todo el mundo, con el empleo tanto de revistas especializadas, como el surgimiento de nuevas técnicas y tecnologías computarizadas. 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 subterráneas.

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 (Palmstrøm, 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 experimental, se empleó hasta la década de los años cincuenta, 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, 1998, Palmstrøm, 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 10 cm, 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 Palmstrøm, 1974 (Moreno, 1998 Blanco, 1998. González de Vallejo, 1998. López Jimeno, 1998. Palmstrøm, 1998), teniendo como principal parámetro el número de grietas por metro cúbico para definir la calidad de las rocas.

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. PALMSTRØM en 1995 y 1996 (Palmstrøm, 1998) propone el índice R_{Mi}, 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 Munóz, 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.

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 infinidad 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 6,0 m 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.

Se debe aclarar que las clasificaciones geomecánicas, si bien se puede considerar como una parte de la caracterización geomecánica del macizo rocoso de ningún modo pueden representar por sí solas a esta problemática. Ya que no incluyen en su análisis una variedad de parámetros que deben ser considerados para tener un pronóstico del comportamiento del macizo rocoso

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)

CAPÍTULO II. Características generales de la región

La construcción del Túnel Levisa – Mayarí consta de 5 frentes de trabajo, uno que inicia el Tramo II, llamado El Loro, dos que subdividen el túnel de Conexión I, uno con dirección hacia el Tramo II y el otro hacia el Tramo III A, también se ejecuta el túnel de Conexión II subdividido en una galería con dirección hacia La Ceiba y otra en dirección hacia Tramo IV.

La construcción del Tramo II se ejecuta a partir de la solicitud realizada por la inversión de diseñar un túnel a partir del trazado ajustado con la finalidad de permitir la conducción del gasto mínimo de 30.0 m³/s desde la presa Levisa hasta la presa Mayarí, en unión con los tramos que le anteceden (sin proyectar) y el tramo I (construido).

Para su proyección se tuvieron en cuenta que las conducciones se realizará a presión aprovechando la carga de la presa Levisa con cota de nivel de aguas normales de 96.00 msnm y cota de fondo del túnel a la salida de 65.00 msnm (en estudio). El túnel tramo II en la estación 0+100.00 tendrá cota de fondo 65.00 msnm. Debe proyectarse un túnel que tenga pendiente por el fondo para permitir el drenaje durante el periodo de construcción debido a que el mismo se construirá por debajo de la línea del nivel freático.

El tramo que resta para la unión con el tramo I ya construido (104.00 m), constituye un proyecto aparte y no se diseña en este proyecto debido a que su concepción obedece a dar solución de evacuar el escurrimiento de los dos arroyos que se interceptan en el cruce del túnel; no obstante la solución podrá ser una sección revestida de hormigón armado que servirá de fondo para la proyección de un umbral ancho con pozo amortiguador y un drenaje de fondo para evacuar el agua evitando la acumulación de esta frente al túnel que se construya, debiéndose por último conformar el terreno y así proteger la obra.

II.1- Ubicación Geográfica.

El Túnel Levisa – Mayarí Tramo II perteneciente al Traspase Este-Oeste, geográficamente se encuentra ubicado en el municipio Holguinero de Mayarí en el extremo oriental de La Isla de Cuba figura 2.1 (ver anexos) , al noreste de la provincia de Holguín, limitado al norte con la Bahía de Nipe, al sur con los municipios Julio Antonio Mella, San Luís y Segundo Frente Oriental, pertenecientes a la provincia Santiago de Cuba de oeste a este respectivamente, al este con el municipio Frank País y al oeste con los municipios Banes, Baguanos y Cueto, pertenecientes a la provincia de Holguín de norte a sur respectivamente.

El Tramo II del túnel se encuentra en una zona intrincada donde no existe prácticamente acceso formado por un relieve montañoso, en el trazado las alturas van desde cota 64.30 hasta 179.17 msnm, todo el trazado puede verse en la hoja cartográfica a escala 1:50 000 de Mayarí 5077-I.

La obra del tramo completo tiene una longitud de 1 797.73 m, ubicándose su inicio en las coordenadas: N-623307.466 y E-215109.958 estación 0+000.00 del trazado separado a 4.02 m de la entrada del túnel tramo I (construido) y finaliza en la estación 1+797.73 con coordenadas N-624072.073 y E-216736.956, coincidiendo con el final de la unión del túnel de conexión 1, e inicio del tramo III.

II.2 Geología regional y local.

El municipio Mayarí se encuentra ubicado en el complejo ofiolítico Mayarí-Baracoa, el cual se localiza en el extremo oriental de la Isla de Cuba. En este macizo se pueden distinguir diferentes mantos de cabalgamiento, en los que se aprecian espejos de fricción y escamas tectónicas de diferentes espesores (Figura 2.2). En los estudios realizados por Proenza (1998) en la región, este divide las fajas ofiolíticas en dos grandes macizos: 1) El macizo Moa-Baracoa y 2) El Macizo Mayarí-Cristal.

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 (intramontañoso). 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 terrígenas carbonatadas sobreyaciendo 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 harzburgitas y en menor grado Dunitas 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 en bloques de diversas dimensiones que van desde algunos m² hasta km². El macizo también es atravesado por diques de rocas básicas predominantemente Gabros y Diabasas (Arango et al., 1988).

En Mayarí la geología se describe según el mapa geológico 1:25000 tomado del Instituto de Geología y Paleontología (I.G.P.) 2001 Figura 2.3.

Rocas Serpentinizadas del Complejo Ofiolítico: Constituidas por harzburgitas y peridotitas. Se han datado con una edad de Jurásico-Cretácico Temprano (Iturralde-Vinent, 1996). Se considera que estas rocas serpentinizadas poseen un espesor superior a los 1000 metros, se presentan en forma de escamas tectónicas muy fracturadas (Fonseca et al., 1985).

Formación Río Macío (Holoceno): Está integrada por depósitos en valles aluviales de composición y granulometría heterogénea. Los cuales están formados por sedimentos arenosos, areno-arcillosos y conglomerados, estos últimos los conforman fragmentos de rocas ultramáficas serpentinizadas (peridotitas y harzburgitas). Mineralógicamente se pueden describir por la presencia de óxido e hidróxido de hierro y aluminio. Los minerales de hierro son hematita, goethita, magnetita, y de aluminio principalmente gibbsita. Las arcillas están representadas por montmorillonita. En la parte superior del perfil aparecen materiales orgánicos.

Formación Bitirí (P3-N1 (1)): Calizas algáceas, duras, carsificadas, que contienen ocasionalmente fragmentos de corales.

Formación Camazán (P3-N1 (1)): Calizas biodetríticas, calcarenitas, calciruditas, limolitas con intercalaciones de margas y arcillas.

Formación Río Jagüeyes (N1 (1)-N1 (2)): Limolitas, areniscas, gravelitas, margas, calizas, calcarenitas y arcilla.

Formación Castillo de los Indios (Eoceno Inferior-Medio): Margas con intercalaciones de calizas arcillosas, areniscas polimícticas, con glomerados polimícticos, limolitas y tobas.

Formación Charco Redondo (P2 (2)): Calizas compactas órgano-detríticas, fosilíferas, de color variable.

Formación Dátil (N2-Q1): Conglomerados polimícticos masivos, poco rodados y seleccionados.

Formación Júcaro (N1 (3)-N2): Calizas arcillosas, calcarenitas, margas, limolitas, arcillas yesíferas y dolomitas.

Formación La Picota (K2): Conglomerados polimícticos con intercalaciones de areniscas y conglobrechas mal seleccionadas que se intercalan con argilitas.

Formación Puerto Boniato (P2 (2)): Alternancia de calizas y margas, con intercalaciones de sílice.

Gabros del Complejo Ofiolítico: Los cuerpos de gabros forman grandes bloques y diques incluidos en el macizo ofiolítico, cuyos contactos con los otros tipos litológicos son generalmente tectónicos, las dimensiones de los cuerpos de gabros varían de uno a tres kilómetros de ancho y de 10 a 15 kilómetros de longitud. Se estima que presentan un espesor medio de 500 metros (Fonseca et al., 1985).

Formación Miranda (P1 (1)-P2): Tobs con intercalaciones de tufitas, areniscas tobáceas, calizas, conglomerados, limolitas, margas, gravelitas y conglomerados

vulcanomícticos.

Formación Sagua (P2 (2)-P2 (3)): Margas con intercalaciones de calizas arcillosas, areniscas polimícticas, conglomerados polimícticos, limolitas y tobas.

Formación Yateras (P3-N1 (1)): Alternancia de calizas biodetríticas y detríticas, y calizas biógenas de grano fino a grueso, estratificación fina a gruesa o masivas, duras, de porosidad variable, a veces aporcelanadas que frecuentemente contienen grandes Lepidocyclinas. Coloración por lo general blanca, crema o rosácea, y con menos frecuencia carmelitas.

Formación Jaimanitas (Q3-4): Calizas biodetríticas masivas, generalmente carsificadas, muy fosilíferas conteniendo principalmente conchas bien preservadas y corales de especies actuales y ocasionalmente biohermos. Las bolsas cársicas se encuentran rellenas por una fina mezcla carbonato- arcillosa ferruginosa de color rojo ladrillo. Pasan a calcarenitas masivas o finamente estratificadas y a veces contienen intercalaciones de margas. La cementación es variable. La coloración predominante es blancuzca o amarillenta.

Formación Jutía (Q4): Depósitos de pantanos, de mangles, limos, limos arenosos.

Se sabe que los deslizamientos están relacionados con las laderas y taludes de una estructura geológica determinada. En la mayoría de los casos, los deslizamientos 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 deslizamientos resulta más favorable en tramos donde en

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.

II.3 Clima, Vegetación, Orografía e Hidrografía.

➤ Clima.

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 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.

La precipitación anual oscila entre valores de 1600 a 1900 mm en la porción centro y sur, en la norte de 1200 y 1400mm. La evaporación media anual es de 400 a 1700 mm. El escurrimiento superficial en la parte central y sur es de 15 a 30 l/s/Km. y al norte de 5 a 20 l/s/km.

➤ Vegetación.

La vegetación presente en la zona es variada principalmente abundan los charrascales sobretodo en la zona donde la pendiente es más pronunciada. En algunas zonas se observan pinos y otras plantas.

En la parte norte, es predominante, el patabán y yana. En las costas bajas cambia a saladares y prados de saladares. En la parte central hay predominio de bosques aciculifolios con vegetación arbórea, arbustiva renovada en los talados con pinos (pinos cubensis) y bosques planifolios predominando con mayor frecuencia en los

desfiladeros. En la parte sur existen bosques planifolios con vegetación arbórea y arbustiva renovada en los talados y ocasionalmente con cambios rápidos en los sectores con predominio de especies perennifolios en las montañas.

➤ Orografía.

La Orografía de esta región 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 Cabónico 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.

Hacia la parte sur el relieve 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 montañoso se caracteriza por tener forma de colinas medias a altas con cimas redondeadas en las elevaciones premontañosas,

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.

II.4 Población, Redes de Comunicaciones y Energía.

➤ Población.

Los poblados más importantes en la región son: la ciudad de Mayarí, Levisa, Guaro, Cayo Mambí (Frank País), Sagua de Tánamo, Cueto, apareciendo también algunos caseríos diseminados como Pinares de Mayarí, Arroyo Seco, La Pedrona, Colorado, El Cocal entre otros.

➤ Redes de Comunicaciones.

En sentido general el sistema de comunicaciones se encuentra desarrollado fundamentalmente hacia el norte de la región, existiendo dos vías de comunicación, terrestres y marítimas. Dentro de las terrestres se encuentran vías de orden principal, como la carretera pavimentada que enlaza Cueto con Mayarí, Mayarí con Sagua, Sagua con Frank País y Sagua con Las Calabazas. Entre las vías de orden secundario se encuentran terraplenes, trillos y senderos que unen a los diferentes poblados y obras de menor importancia. Las comunicaciones marítimas se realizan por los puertos de Nicaro y Felton, utilizado el primero

fundamentalmente para la exportación de minerales, recepción de equipos y materiales para la fábrica de níquel ubicada en el área. También las redes de Comunicaciones pertenece al MICOM, así como la distribución de la prensa, la actividad de teléfonos es realizada por ETECSA y Radio Cuba atiende las repetidoras de radio y TV.

➤ **Energía.**

Para la generación de electricidad se cuenta con la Termoeléctrica 'Lidio Ramón Pérez', una planta eléctrica en la Empresa del Níquel "Comandante René Ramos Latour", así como grupos electrógenos entre los que se encuentra ubicados en diferentes centros priorizados para garantizar los servicios vitales que se prestan.

II.5 Características hidrogeológicas.

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 fisurales o de grietas, al cual pertenecen los relacionados con las formaciones rocosas (ofiolitas), 3) Las aguas estrato-fisurales de rocas areno-carbonatadas, calizas, margas y areniscas de edad paleogénica, relacionadas con las Formaciones Mucaral, Bitirí y Río Jagüeyes.

Para evaluar las aguas subterráneas se creó el mapa de hidroisohipsas, ver figura 2.2, utilizando el mapa de polibasitas de III orden que es el que más se correlaciona con la red de drenaje permanente obtenido con la red de drenaje 1:10 000.

El manto freático se encuentra generalmente por encima del túnel y las aguas subterráneas como tendencia fluyen en dirección oeste hacia el río Mayarí. En el Perfil Ingeniero-Geológico pronóstico se representó el nivel freático obtenido del modelo de infiltración pudiéndose observar que en el perfil de este tramo existen varios puntos donde es posible que se alimente el manto cuando llueve.

II.6 Tectónica Regional.

La tectónica en la zona está representada por las siguientes fallas:

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

Estas fallas se cortan formando un triángulo que conforma el Bloque Oriental Cubano, ver (figura 2.3 y 2.4(ver anexos)) el que está muy cerca del límite entre las Placas Norteamericana y Caribe; posición ésta que lo hace muy vulnerable a movimientos sísmicos.

II.7 Sismicidad.

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. En la figura 2.5. Se puede observar el Mapa de Zonificación Sísmica de la Región Oriental de Cuba y el estudio sísmico que se hizo por el método de reflexión.

II.8 Geología de la zona donde se encuentran escavando el Túnel Levisa Mayarí tramo II.

Las investigaciones geológicas por el eje del túnel demostraron que las rocas de la elevación Levisa Mayarí, que atraviesa el túnel están representadas en toda su profundidad por serpentinitas esquistosas y budinadas, capa 5b, Serpentinita agrietada y/o brechosa media, capa 5c y Gabros, capa 6.

Las características de dureza de las rocas, son muy variadas y en general bajas. Como promedio, para las serpentinitas en estado de saturación, la resistencia temporal a la compresión es de un orden de 130 kg/cm².

II.9 Tectónica de la zona donde se encuentra escavando el túnel Levisa

Mayarí tramo II.

Los macizos donde se ubican las obras estudiadas, por lo general presentan una gran actividad tectónica, las dislocaciones están representadas por zonas de fragmentación y agrietamiento abierto, en los mismos aparecen algunas fallas con direcciones muy variadas.

La tectónica de la región es compleja y muy variada respondiendo en primer lugar a la gran variedad de litología del macizo y a los diferentes procesos de movimiento ocurridos en la corteza terrestre. En esta zona se pone de manifiesto la superposición de fenómenos tectónicos originados en condiciones geodinámicas contrastantes y en diferentes períodos, lo que provoca un intenso plegamiento, el cual permite caracterizar la estructura geológica.

CAPÍTULO III. Caracterización geomecánica del macizo rocoso y propuesta de sostenimiento.

Por estabilidad de las rocas denudadas se entiende su capacidad de resistir la aparición y manifestación de la presión sin destruirse. En las zonas cercanas al contorno de las excavaciones y como consecuencia de la concentración de tensiones que en esas zonas se producen, puede ocurrir que la magnitud de las tensiones actuantes sobrepase el límite de resistencia de la roca, lo que trae consigo su deformación o destrucción.

La estabilidad del sistema macizo-excavación depende de un gran número de factores, entre ellos los más importantes son:

- Propiedades físico-mecánicas 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, material del que están rellenas las grietas, entre otros aspectos.
- Tensiones actuantes en el macizo (antes y después de hecha la excavación).
- Forma y dimensiones de la sección transversal de la excavación.
- Ubicación espacial de la excavación en el macizo.
- Método de laboreo empleado.
- Cantidad de agua e hidrología en el macizo.

En la actualidad uno de los problemas más debatidos en la esfera de la Mecánica de Rocas y la Construcción Subterránea, es como valorar la estabilidad de las excavaciones subterráneas, desde el punto de vista cuantitativo. Actualmente para tal efecto existen numerosos criterios, los cuales se basan en el empleo de diferentes indicadores que permiten clasificar el macizo en categorías, según su estabilidad.

Las excavaciones subterráneas son estructuras enormemente complejas; para

realizar tales obras es necesario poseer el máximo conocimiento del macizo rocoso donde se realiza la excavación. La mejor clasificación sería conocer las propiedades mecánicas del macizo, como combinación de las propiedades de las rocas y de las discontinuidades. Por ser esto prácticamente imposible, se han hecho clasificaciones en las que se diferencian los macizos rocosos en diversas categorías de calidad.

Con las experiencias citadas y con el "Índice de calidad del macizo rocoso" se estiman los métodos de excavación más adecuados y las necesidades de sostenimiento.

Para clasificar un determinado macizo rocoso, se dividirá éste previamente en dominios estructurales, cada uno de los cuales tendrá características similares, como: litología, espaciado de las juntas, etc. Los límites de un dominio estructural pueden coincidir con rasgos geológicos, tales como fallas o diques.

III.1 Propiedades físicas – mecánicas de las rocas.

Las propiedades físico - mecánicas de las rocas fueron determinadas con el empleo de las metodologías conocidas, haciendo uso del Laboratorio de Ensayo de Materiales de la Empresa Constructora de Obras Hidráulicas Tránsito Este – Oeste.

➤ Masa Volumétrica.

La masa volumétrica de una roca es la relación que existe entre su masa y el volumen que ella ocupa, teniendo en cuenta su porosidad. Se utilizó una balanza analítica KERN de 0-6500 g y precisión de 0,01 g, además se utilizó un pie de rey universal Mitutoyo de 300 mm.

Se pesó la muestra, se midió en cada base paralela dos diámetros perpendiculares entre sí y se calculó el valor promedio del diámetro de la muestra. Se midió la altura del testigo según 4 generatrices de diámetros perpendiculares entre si y se calculó el valor promedio de la altura. Al conocer todos estos datos se

determinó la magnitud de la masa volumétrica directamente y la misma se expresa en la tabla 1.(ver anexos).

➤ Densidad de las Rocas.

La densidad es la masa de la unidad de volumen de la fase sólida (esqueleto mineral) de la roca y se empleó el método picnométrico.

La determinación se hizo con dos picnómetros y dos ejemplares para cada muestra de roca. La diferencia de ambas determinaciones no fue mayor de 0,02 g/cm³. Como valor de la densidad se tomó la media de ambas determinaciones que cumplen la precisión señalada Tabla 2. (ver anexos).

➤ Resistencia a Compresión.

Como se explicó al inicio las muestras empleadas fueron cilíndricas con dimensiones estándar de su diámetro y altura.

Se empleó una prensa hidráulica con límite de carga de 2000 kN. Se aplicó una carga de $5 - 10 \frac{Kg}{cm^2}$ por segundo, siendo $h \neq d$, los resultados de la magnitud promedio de la resistencia de las rocas se muestra en la Tabla 3. (ver anexos).

➤ Resistencia a Tracción.

Se determinó aplicando el método Brasileiro, creado en Brazil en el año 1949, de ahí proviene su nombre, consiste en ensayar una muestra de forma cilíndrica que se acuesta en los platos de la prensa para su ensayo.

Con el fin de alcanzar una mínima influencia de la concentración de tensiones que ocurre cerca de las superficies de las caras de la muestra, estas tuvieron una longitud de 5,96 mm y un diámetro de 5,14 (40-45 mm), logrando que se cumpliera $\ell > d$.

Para lograr una distribución más uniforme de la carga de la prensa sobre la muestra se pusieron juntas de neopreno entre los platos y el testigo.

Se midieron las dimensiones de las muestras, se colocaron en la prensa y se aplicó una carga de 5 Kg/cm² por segundo hasta su destrucción, eso se hizo con 5 muestras diferentes. El resultado promedio de la determinación de la resistencia a tracción se muestra en la tabla 3.4. (ver anexos).

III .2. Evaluación del Agrietamiento.

Las mediciones del agrietamiento se efectuaron directamente en diferentes tramos del túnel. A continuación se mostraran en las figuras los principales sistemas de grietas, el agrietamiento se procesó con la aplicación del software DIP 5.5. Tabla 3.5 (ver anexos) y Figuras 3.1, 3.2, 3.3 (ver anexos).

Caracterización de las principales fábricas lito-estructurales tramo II.

La principal litología presente en el área de estudio son las serpentinitas con distinto grado de serpentización y con distinta fábrica secundaria. A continuación describiremos las mismas para que se tenga mejor idea de sus características.

- Serpentinitas esquistosas y budinadas, capa 5b.

Aflora en el inicio del tramo II, se caracteriza por la presencia de serpentinita esquistosa, plegada con budinas espaciadas de tamaño medio a grande. Las serpentinitas esquistosas presentan una dureza blanda y las budinas son de dureza media. El grado de meteorización es de categoría II (algo meteorizada), en las grietas y planos de esquistosidad se observa humedad. Las grietas aparecen juntas y muy juntas continuas, predominando las de abertura cerrada y en menor medida abiertas, la rugosidad es escalonada rugosa y ondulada rugosa.

Las budinas por lo general son rocas más duras que la zona que la bordea las cuales son esquistosas, desde el punto de vista ingeniero-geológico este es un factor desfavorable toda vez que las budinas pueden volverse inestables cuando se excavan y pierden su confinamiento natural. En esta fábrica la zona esquistosa

predomina sobre la parte budinada por lo tanto hay que tener en cuenta que se va a avanzar sobre un tipo de roca blanda a muy blanda en algunos sectores y van aparecer bloques alargados de rocas de dureza media.

La presencia de humedad en esta litología puede aumentar la posibilidad de inestabilidad en los tramos excavados, por lo que en el avance deberá prestarse especial cuidado en el drenaje y el control geológico durante la ejecución de la obra. Figura 3.4 (ver anexos).

- Serpentinita agrietada y/o brechosa media, capa 5c.

Son muy frecuentes a lo largo de la traza del túnel y se caracterizan por presentar bloques brechosos de tamaño medio entre 10-30 cm. Por su dureza se clasifican como rocas medias a blandas, algo meteorizadas. Aunque no se comprobó, es posible la circulación de agua por las zonas de mayor agrietamiento. Las grietas están separadas, tienen una continuidad alta, son abiertas en superficie y sus planos son ondulados rugosos y escalonados-rugosos, aunque en profundidad, alejado de la zona de meteorización los planos son por lo general cerradas, y si están abiertas, están rellenas generalmente de serpopita, aunque pueden tener otros rellenos como arcillas, carbonatos y más raramente cuarzo. Cuando están abiertas sin relleno por lo general su abertura está en el orden del milímetro o fracción del milímetro.

Este tipo de litología es más favorable para la ejecución de las obras planificadas, no obstante, a no haberse detectado circulación de agua en las zonas afloradas, es necesario presentar especial cuidado a este factor.

Aunque los bloques son mayores, el agrietamiento abierto es un factor desfavorable desde el punto de vista de la estabilidad. Figura 3.4 (ver anexos)

- Gabros, capa 6.

En el levantamiento ingeniero-geológico realizado por los 3 ejes, se detectaron abundantes bloques angulosos de gabro microcristalino gris oscuro con brillo de

los pequeños cristales de piroxeno y plagioclasa básica, dándole un parecido a una piedra de esmeril artificial, además de presentar una gran dureza.

Por lo general afloran en las partes más elevadas de los trazados, donde al parecer se encuentran "in situ" en la profundidad, como demuestran las altas resistividades de la tomografía eléctrica realizada y que parece contornear la forma de estos cuerpos que fuera un gran sill y/o dique intrusivo en su formación inicial y que en su emplazamiento tectónico fluyó entre los bloques de serpentinita, dejando entre esta y el gabro una banda esquistosa de pequeño espesor desde algunos centímetros hasta algo más de 50 cm.

Figura 3.4 (ver anexos).

III.3. Evaluación de la calidad de la Rocas.

Para la evaluación de la estabilidad del macizo con el empleo de criterios ingenieriles empíricos conocidos como "clasificaciones geomecánicas", esencialmente, se pretende con ellas, 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.

Clasificación a partir del R.Q.D.

El R.Q.D (ROCK QUALITY DESIGNATION) , (Deere et al 1.963) es un índice obtenido de la recuperación de testigo en sondeos de diámetro mínimo 54mm. Y se define como el porcentaje de la longitud de testigo recuperado en trozos mayores de 10cm. respecto a la longitud de sondeo.

Este índice, de uso muy generalizado, quizá 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.

El RQD fue desarrollado principalmente en rocas de naturaleza ígnea.

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

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

$$RQD = 115 - 3.3J_v$$

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 en la tabla 3.6 (ver

anexos).

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.

Basándose en datos experimentales en distintas obras y tipos de roca, Merrit (1.968) 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.

Clasificación de Barton.

Barton y otros investigadores establecen una clasificación geomecánica de las rocas, a partir de un índice de calidad “Q” que obtienen de 6 parámetros procedentes de la observación del macizo rocoso, para lo que establecen la correspondiente valoración.

Igual que en otras clasificaciones y procedente de la experiencia y observación de túneles construidos, se establecen unos criterios empíricos para el dimensionado del túnel.

Determinación del índice Q

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

Dónde:

RQD- es un índice definido anteriormente.

Jr- índice que contempla la continuidad y rugosidad de las superficies de las

grietas.

Jn- índice que se toma según la cantidad de sistemas de grietas.

Ja- índice que depende del grado de alteración de las grietas y de las características de su relleno coeficiente reductor por la presencia del agua.

Jw- índice que caracteriza la humedad de las rocas.

SRF- (stress reduction factor) es un coeficiente que tiene en cuenta la influencia del estado tensional en el macizo rocoso.

Los tres grupos formados con estos parámetros son:

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

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

$\frac{J_w}{SFR}$ - representa la influencia del estado tensional.

En la tabla 3.7 (ver anexos) se reflejan los criterios de valoración de estos parámetros. El rango de variación del índice Q está entre 0.001 y 1.000. Este intervalo se ha dividido en 9, que han dado lugar a la siguiente clasificación cualitativa.

Estimación de parámetros (ver anexos) que intervienen en el índice Q (BARTON, 1974). Tablas 3.8, 3.9 y 3.10 (ver anexos).

Clasificación de Bienawski (RMR).

Esta clasificación fue publicada por su autor en 1.973 y ha sido ligeramente modificada en el año 1.976 y 1.979 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 1.973 y 1.979.

Esencialmente, la clasificación consiste en la obtención de un índice de calidad – del macizo rocoso- denominado “Rock Mase Rating” (RMR), que depende de:

- a) resistencia de la roca matriz.
- b) condiciones del diaclasado.
- c) efecto del agua.
- d) posición relativa del diaclasado respecto a la excavación.

Para tener en cuenta la incidencia de estos factores se definen una serie de parámetros, asignándoles unas determinadas valoraciones, 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) Tabla 3.11 (ver anexos) Corrección por la orientación de las diaclasas, según Bieniawski (1979) Tabla 3.12 (ver anexos) Clasificación, según Bieniawski (1979). Tabla 3.13. (ver anexos)

III.4. Cálculos geomecánicos.

Para diseñar el sostenimiento a emplear se determinan, a continuación, los índices de calidad del macizo rocoso Q, RQD y RMR, por tramos de excavación según las diferentes litologías y las particularidades estructurales de cada tramo, como son

las zonas de fallas y las afectadas por el agua.

Cálculo de RQD de DEERE para cada zona.

$$RQD = 115 - 3.3J_v$$

➤ Capa N⁰ 5a'.

$$e_{eq}(Total) = e_{eq}(Familia_1) + e_{eq}(Familia_2) + e_{eq}(Familia_.....x)$$

$$J_v = \frac{1}{e_{eq}}$$

$$J_v = \frac{1}{e_{eq}} = \frac{1}{0.0308} = 32.4 \text{ _ Grietas/m}^3$$

Clasificación a partir del R.Q.D.

$$RQD = 115 - 3.3 \cdot J_v$$

$$RQD = 115 - 3.3 \cdot 32.4 = 8$$

➤ Capa N⁰ 5b'.

$$J_v = \frac{1}{e_{eq}} = \frac{1}{0.0367} = 27.2$$

$$RQD = 115 - 3.3 \cdot 27.2 = 25$$

➤ Capa N⁰ 5c' y Capa N⁰ 6'.

$$J_v = \frac{1}{e_{eq}} = \frac{1}{0.0645} = 15.15$$

$$RQD = 115 - 3.3 \cdot 15.15 = 65$$

➤ Zona de Falla I.

$$J_v = \frac{1}{e_{eq}} = \frac{1}{0.0314} = 31.8$$

$$RQD = 115 - 3.3 \cdot 31.8 = 10$$

➤ Zona de Falla II.

$$J_v = \frac{1}{e_{eq}} = \frac{1}{0.0314} = 31.8$$

$$RQD = 115 - 3.3 \cdot 31.8 = 10$$

➤ Zona de agua.

$$J_v = \frac{1}{e_{eq}} = \frac{1}{0.0348} = 28.7$$

$$RQD = 115 - 3.3 \cdot 28.7 = 20$$

Calculo del factor de estabilidad Q según Barton para cada zona.

➤ Capa N° 5a'.

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

$$Q = \frac{8}{15} \cdot \frac{4}{12} \cdot \frac{1}{10} = 0.004$$

➤ Capa N° 5b'.

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

$$Q = \frac{25}{6} \cdot \frac{1.5}{0.75} \cdot \frac{1}{2.5} = 3.33$$

➤ Capa N° 5c' y Capa N° 6'.

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

$$Q = \frac{65}{6} \cdot \frac{1.5}{0.75} \cdot \frac{1}{2.5} = 8.67$$

➤ Zona de Falla I.

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

$$Q = \frac{10}{15} \cdot \frac{2}{10} \cdot \frac{0.5}{10} = 0.01$$

➤ Zona de Falla II.

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

$$Q = \frac{10}{15} \cdot \frac{0.5}{12} \cdot \frac{0.33}{15} = 0.001$$

- Zona de agua.

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

$$Q = \frac{20}{12} \cdot \frac{1.5}{3} \cdot \frac{0.33}{2.5} = 0.1$$

Calculo del factor de estabilidad RMR según Bienawski para cada zona.

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

$$RMR = 9 \cdot (\ln 1,40) + 44$$

- Capa N° 5a'.

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

$$RMR = 9 \cdot (\ln 0.004) + 44 = 5.69$$

- Capa N° 5b'.

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

$$RMR = 9 \cdot (\ln 3.33) + 44 = 55$$

- Capa N° 5c' y Capa N° 6'.

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

$$RMR = 9 \cdot (\ln 8.67) + 44 = 63$$

- Zona de Falla I.

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

$$RMR = 9 \cdot (\ln 0.01) + 44 = 5$$

➤ Zona de Falla II.

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

$$RMR = 9 \cdot (\ln 0.001) + 44 = 0$$

➤ Zona de agua.

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

$$RMR = 9 \cdot (\ln 0.1) + 44 = 24$$

Resultados de estos cálculos se reflejan en la siguiente Tabla.

De los resultados anteriores llegamos a la conclusión que las zonas por donde se va a proyectar el túnel es una zona muy agrietada donde la calidad de las rocas varía de roca de calidad media a roca excepcionalmente mala.

Resultados de los cálculos geomecánicos.

Formulación				Q=(RQD/Jn)*(Jr/Ja)*(Jw/SRF), LTE=2*CTE*Q ^{0.4}		
Parámetros	Zonas					
	Capa N° 5 a´	Capa N° 5b´	Capa N° 5c´ y Capa N° 6´	Zona de falla I	Zona de falla II	Zona de agua
RQD	8	25	65	10	10	20
Clasificación	Roca muy mala	Roca muy mala	Roca regular	Roca muy mala	Roca muy mala	Roca muy mala

Jn	15	6	6	15	15	12
Jr	4	1.5	1.5	2	0.5	1.5
Ja	12	0.75	0.75	10	12	3
Jw	1	1	1	0.5	0.33	0.33
SRF	10	2.5	2.5	10	15	2.5
Q	0.004	3.33	8.67	0.01	0.001	0.1
Clasificación	Roca Excepcionalmente mala	Roca media	Roca media	Roca extremadamente mala	Roca excepcionalmente mala	Roca muy mala
RMR	5.69	55	63	5	0	24
Clasificación	Roca muy mala	Roca media	Roca buena	Roca muy mala	Roca muy mala	Roca mala
LTE	0.21	3.2	4.7	0.30	0.10	0.8
FS	0.03	0.50	0.80	0.04	0.02	0.13

III.5. Análisis y propuesta de sostenimiento.

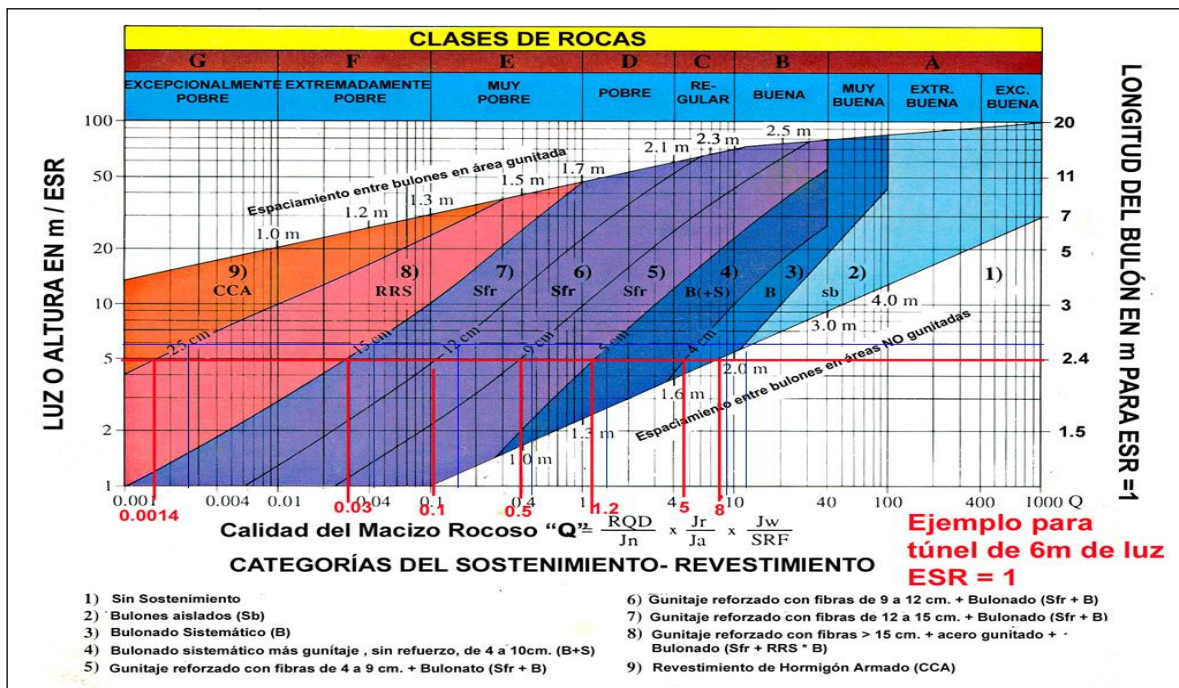
El sostenimiento de obras subterráneas, tienen como objetivo controlar las deformaciones que se producen en las excavaciones producto de las tensiones que ejerce el macizo rocoso. Existen varios tipos de sostenimientos, y la utilización de uno u otro, dependen en medida de las condiciones del macizo, del destino de la excavación y de su plazo de servicio.

El cálculo del sostenimiento fue diseñado teniendo en cuenta el gráfico de diseño del sistema Q para túneles y cavernas con actualización del año 1986.

1. Del método Noruego de excavación de túneles: Sistema Q de Barton. (Ingeotunel 1, 2000).
2. Clasificación de Bieniawski (RMR). (Ingeotunel 1, 2000).

Los valores del gráfico utilizado fueron determinados con un ESR = 1, teniendo en

cuenta la importancia de la obra y los problemas que traería por deficiencia del sostenimiento revestimiento del túnel en la etapa de explotación.



Con los valores de Q ajustados por criterios de Expertos dados en la investigación Geológica se calcularon los valores de RMR utilizados en los cálculos para la proyección del sostenimiento-revestimiento del túnel, así como la longitud libre de la excavación, estos valores pueden verse representados en los planos, y los valores del RMR en la tabla 3.14.

Para el túnel Levisa – Mayarí Tramo II se propone el sostenimiento considerando las diferentes características de los tramos de excavación estudiados, según su comportamiento estructural, derivado de los resultados de la calidad de las rocas obtenidos y de las zonas afectadas por fallas.

➤ **Argumento del trazado. Pendiente y secciones transversales propuestas para el túnel Levisa – Mayarí Tramo II.**

Argumento del trazado: El trazado del túnel obedece a cumplir los siguientes parámetros condicionales;

1. Realizar un trazado lo más lineal posible con la longitud necesaria teniendo en cuenta el alto costo en que se incurre para su construcción y el incremento de pérdidas hidráulicas por incremento de longitud.
2. Búsqueda de posibles túneles de conexión a distancias no mayores de dos (2) kilómetros para garantizar una buena ventilación, así como la extracción de gases y polvos en el proceso de voladura.
3. Ubicar el túnel por zonas donde se garantice evitar el cruce por zonas de fallas y en el caso de que no sea posible tal condición cruzarlas lo más perpendicular posible.

Pendiente: El túnel se ha proyectado con dos pendientes, dividiéndose en dos tramos convenientemente, de forma tal que se garantiza que en el período de construcción se pueda drenar y evacuar el agua producto a que el mismo se encuentra en su mayor longitud por debajo de la línea del nivel freático, datos aportado por la investigación Geológica.

Las pendientes se encuentran ubicadas en los dos tramos de la forma siguiente;

1. Primer tramo, desde la estación 0+100.00 hasta la estación 0+922.19, pendiente 0.001 m/m.
2. Segundo tramo, desde la estación 0+ 927.83 hasta la estación 1+797.73, pendiente 0.00093 m/m.

Existe un tramo 5.64 m, ubicado entre las estaciones 0+922.19 y 0+927.83 que se le ha dado convenientemente pendiente cero, debido a que en este se situaron los dos pozos de ventilación.

Secciones transversales: En el tramo se han establecido seis (6) secciones típicas atendiendo al índice de calidad del macizo rocoso (Q), clasificación de Barton, valores que fueron determinados en las investigaciones geológicas que sirven de base al Proyecto Técnico Ejecutivo, las mismas se describen a continuación.

➤ **Metodología utilizada para el cálculo Hidráulico.**

Para el cálculo hidráulico del túnel se tuvo cuenta:

- Determinación de las dimensiones de su sección transversal del túnel desde el punto de vista constructivo.
- Elección de la forma de su sección transversal.
- Formula a emplear en el cálculo (Mannig).

El análisis hidráulico se realizó con el programa EPANET, teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

- El túnel se encuentra completamente lleno en todo momento, y por consiguiente que el flujo de agua que se conduce es a presión.
- La dirección del flujo es siempre del nudo de mayor altura piezométrica (suma de la cota más la presión) al de menor altura piezométrica.

Los principales parámetros para el cálculo fueron:

- Los nudos, iniciales y finales.
- El diámetro equivalente del túnel.
- Las longitudes de los tramos.
- El coeficiente de rugosidad (para calcular las pérdidas de carga).
- El estado en que trabaja el túnel (abierto).

Para la modelación se tuvo en cuenta el análisis de varias variantes considerando que los túneles (de varios tramos), debe conducir el agua desde la Presa. Miguel hasta la Presa. Mayarí, existiendo otros embalses intermedios: Presa. Río Grande, Presa. Cabonico y Presa. Levisa, predominando y aprobándose la variante de que la Presa. Miguel y los tres restantes embalses deben proyectarse con la misma cota de nivel de aguas normales.

Teniéndose en cuenta la premisa antes mencionada y que la Presa. Mayarí se encontrará con un nivel de explotación en cota 71.00 msnm, se realizó la modelación hidráulica, dando como resultado que las presas deben tener un nivel de aguas normales (NAN) de 96.00 msnm y para todos los tramos de los túneles los datos básicos que a continuación se tabulan. Tabla 3.15.

III.6. Propuesta de parámetros técnicos del sostenimiento para la ejecución de los trabajos.

➤ Sección Típica del Túnel - 1.

Características:

- **Índice de calidad del macizo rocoso - 0.001 en zona de falla.**
- Categoría de sostenimiento - 9.
- Sostenimiento: Hormigón proyectado con fibra espesor-5 cm, inmediato después de cada voladura; tipo de revestimiento - Hormigón armado $R'_{bk}=30.0$ Mpa.
- Sección de excavación total - 31.66 m².
- Longitud de avance (Barton) -1.0 m.
- Sección Hidráulica – 26.74 m².
- Ancho interior por el fondo - 6.0 m.
- Altura interior - 5.71 m.
- Losa de piso tecnológico (espesor) - 0.20 m.
- Losa de fondo del túnel (espesor) - 0.20 m.

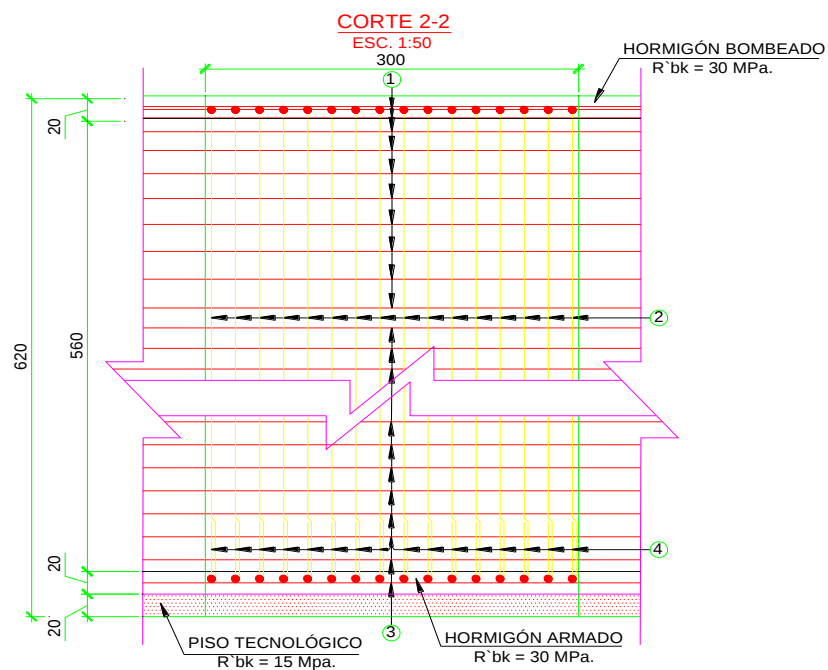
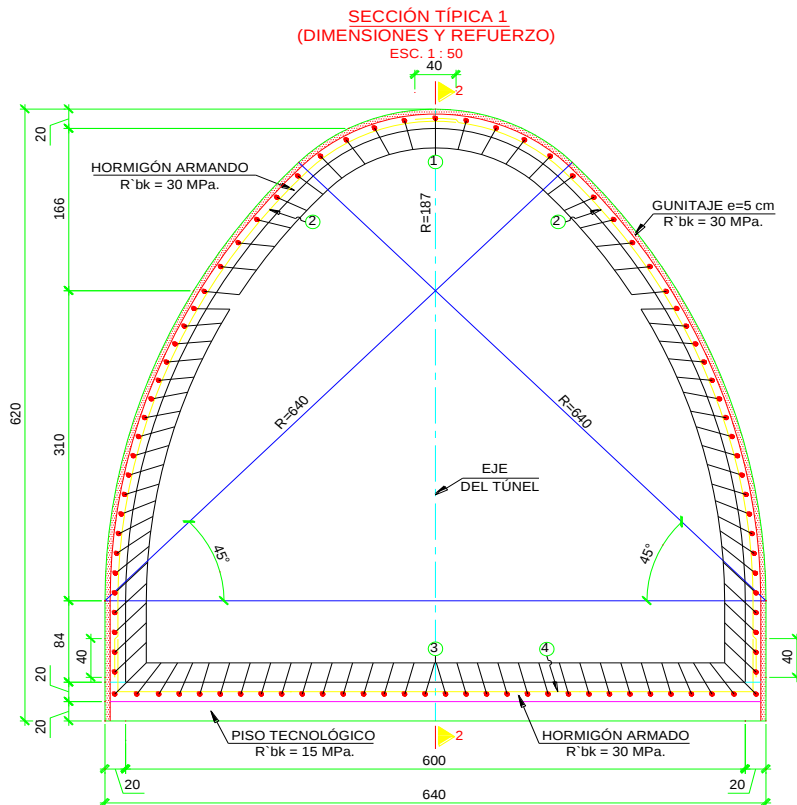


Figura 3.5 Sección Típica del Túnel – 1.

Etapas de construcción y plazos de ejecución.

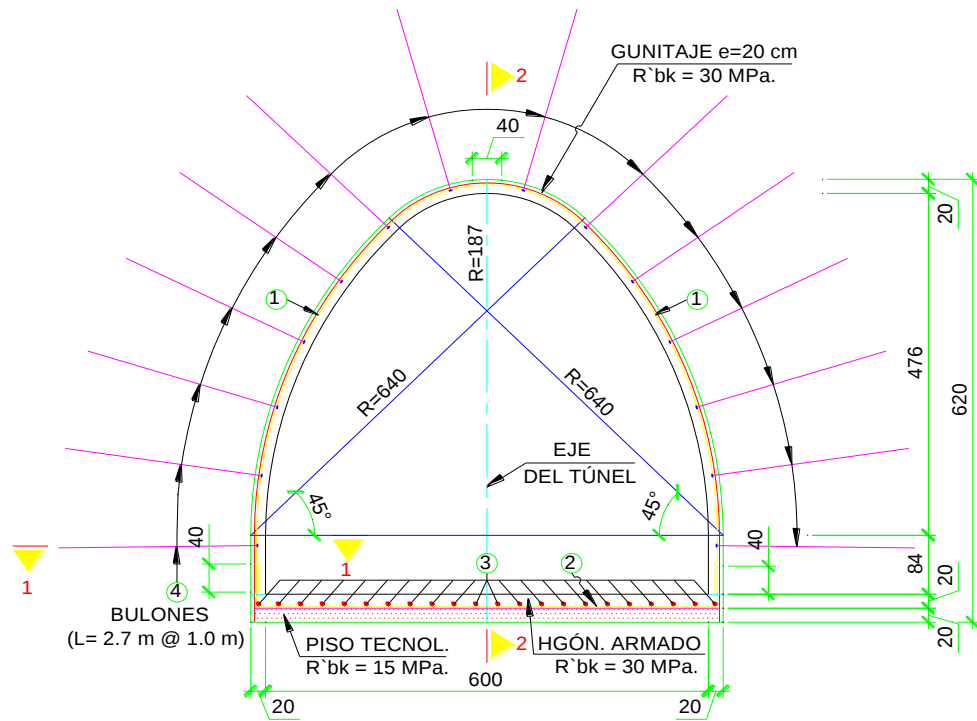
- En un tramo de 3.0 m.
- I Etapa - Excavación con voladura -1.0 m.
- II Etapa - Gunitaje de 5 centímetros a medida que se explosiona y avanzar hasta 3.0 m si el frente lo permite.
- III Etapa - Hormigón armado.
- Después de la III etapa se puede continuar con el avance de la excavación y las demás etapas hasta completar el tramo.

➤ Sección Típica del Túnel - 2.

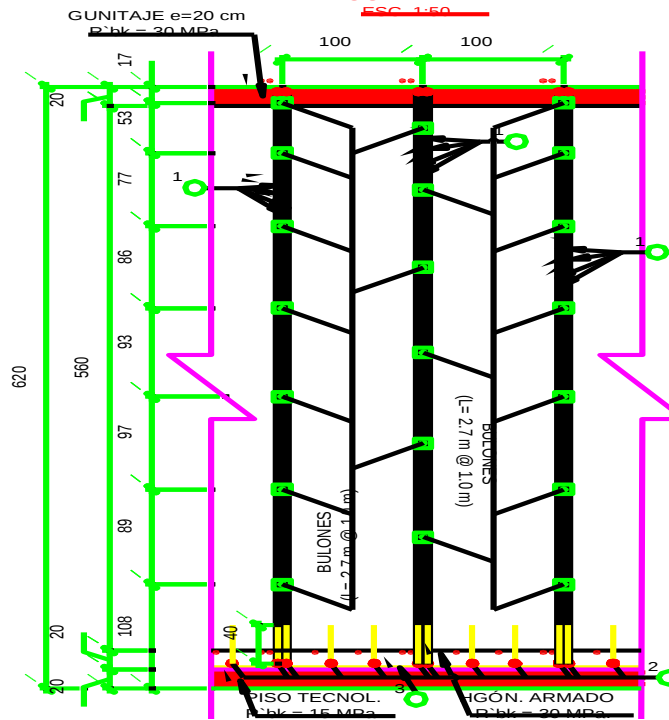
Características:

- **Índice de calidad del macizo rocoso - 0.01.**
- Categoría de sostenimiento - 8.
- Tipo de revestimiento-Sostenimiento: Hormigón proyectado con fibra espesor - 5 cm, inmediato después de cada voladura; bulonado sistemático con bulón $L=2.70$ m, espaciado a 1.0 m en ambos sentidos (transversal y longitudinal); arcos de acero espaciado 1.0 m (4 $\varnothing$ 12.5 mm, unidos a los bulones).
- Hormigón proyectado con fibra espesor - 15 cm, para un revestimiento total de 20 cm.
- Sección de excavación total - 31.6657 m^2 .
- Longitud de avance (Barton) - 1.0 m.
- Sección Hidráulica – 26.74 m^2 .
- Ancho interior por el fondo - 6.0 m.
- Altura interior - 5.71 m.
- Losa de piso tecnológico (espesor) - 0.20 m.
- Losa de fondo del túnel (espesor) - 0.20 m.

SECCIÓN TÍPICA 2
(DIMENSIONES Y REFUERZO)
ESC 1:100



CORTE 2-2



- Figura 3.6 Sección Típica del Túnel – 2.

Etapas de construcción y plazos de ejecución.

- En un tramo de 3.0 m.
- I Etapa - Excavación con voladura -1.0 m.
- II Etapa - Gunitaje de 5 centímetros a medida que se explosiona y avanzar hasta 3.0 m si el frente lo permite.
- III Etapa - Bulonado sistemático en techo y paredes.
- IV Etapa - Colocación de los 4 aceros para formar los arco transversales.
- V Etapa - Gunitaje de 15 cm.
- Después de la III etapa se puede continuar con el avance de la excavación y las demás etapas hasta completar el tramo.

➤ Sección Típica del Túnel - 3.

Características:

- **Índice de calidad del macizo rocoso - 0.1.**
- Categoría de sostenimiento - 7.
- Tipo de revestimiento – Sostenimiento: Hormigón proyectado con fibra espesor-5 cm, inmediato después de cada voladura; bulonado sistemático con bulón L=2.70 m, espaciado a 1.35 m en ambos sentidos (transversal y longitudinal); hormigón proyectado con fibra espesor-10 cm, para un revestimiento total de 15 cm.
- Sección de excavación total - 31.66 m².
- Longitud de avance (Barton) - 1.50 m.
- Sección Hidráulica – 26.74 m².
- Ancho interior por el fondo - 6.0 m.
- Altura interior - 5.71 m.
- Losa de piso tecnológico (espesor) - 0.20 m.
- Losa de fondo del túnel (espesor) - 0.20 m.

SECCIÓN TÍPICA 3
(DIMENSIONES Y REFUERZO)
ESC 1:100

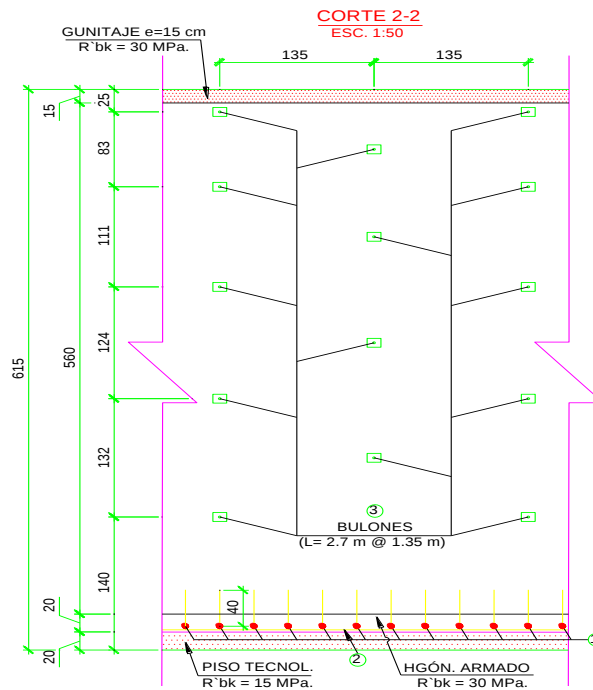
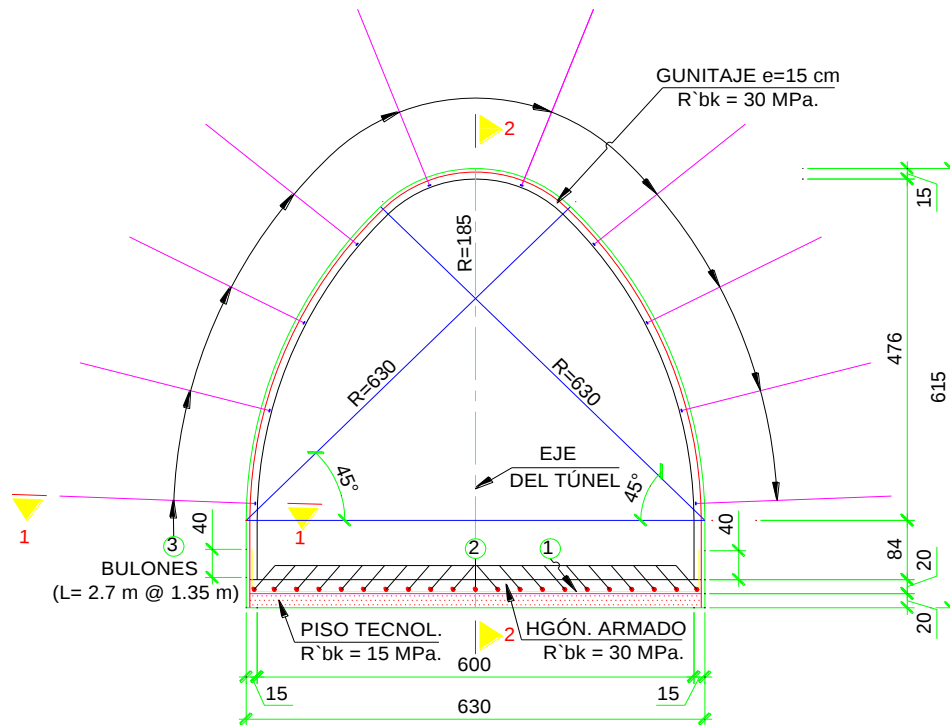


Figura 3.7 Sección Típica del Túnel – 3.

Etapas de construcción y plazos de ejecución.

- En un tramo de 3.0 m.
- I Etapa - Excavación con voladura -1.50 m.
- II Etapa - Gunitaje de 5 centímetros a medida que se explosiona y avanzar hasta 3.0 m si el frente lo permite.
- III Etapa - Bulonado sistemático en Gunitaje de 10 cm.
- Después de la III etapa se puede continuar con el avance de la excavación y las demás etapas hasta completar el tramo.

➤ Sección Típica del Túnel - 4.

Características:

- **Índice de calidad del macizo rocoso – 1.**
- Categoría de sostenimiento - 5.
- Tipo de revestimiento – Sostenimiento: Hormigón proyectado con fibra espesor-3 cm, inmediato después de cada voladura; bulonado sistemático con bulón L=2.70 m, espaciado a 1.35 m transversal y 1.70 m longitudinal; hormigón proyectado con fibra espesor -7 cm, para un revestimiento total de 10 cm.
- Sección de excavación total - 30.79 m².
- Longitud de avance (Barton) - 3 m.
- Sección Hidráulica – 26.74 m².
- Ancho interior por el fondo - 6.0 m.
- Altura interior - 5.68 m.
- Losa de piso tecnológico (espesor) – 0.20 m.
- Losa de fondo del túnel (espesor) - 0.20 m.

SECCIÓN TÍPICA 4
(DIMENSIONES Y REFUERZO)
ESC 1:100

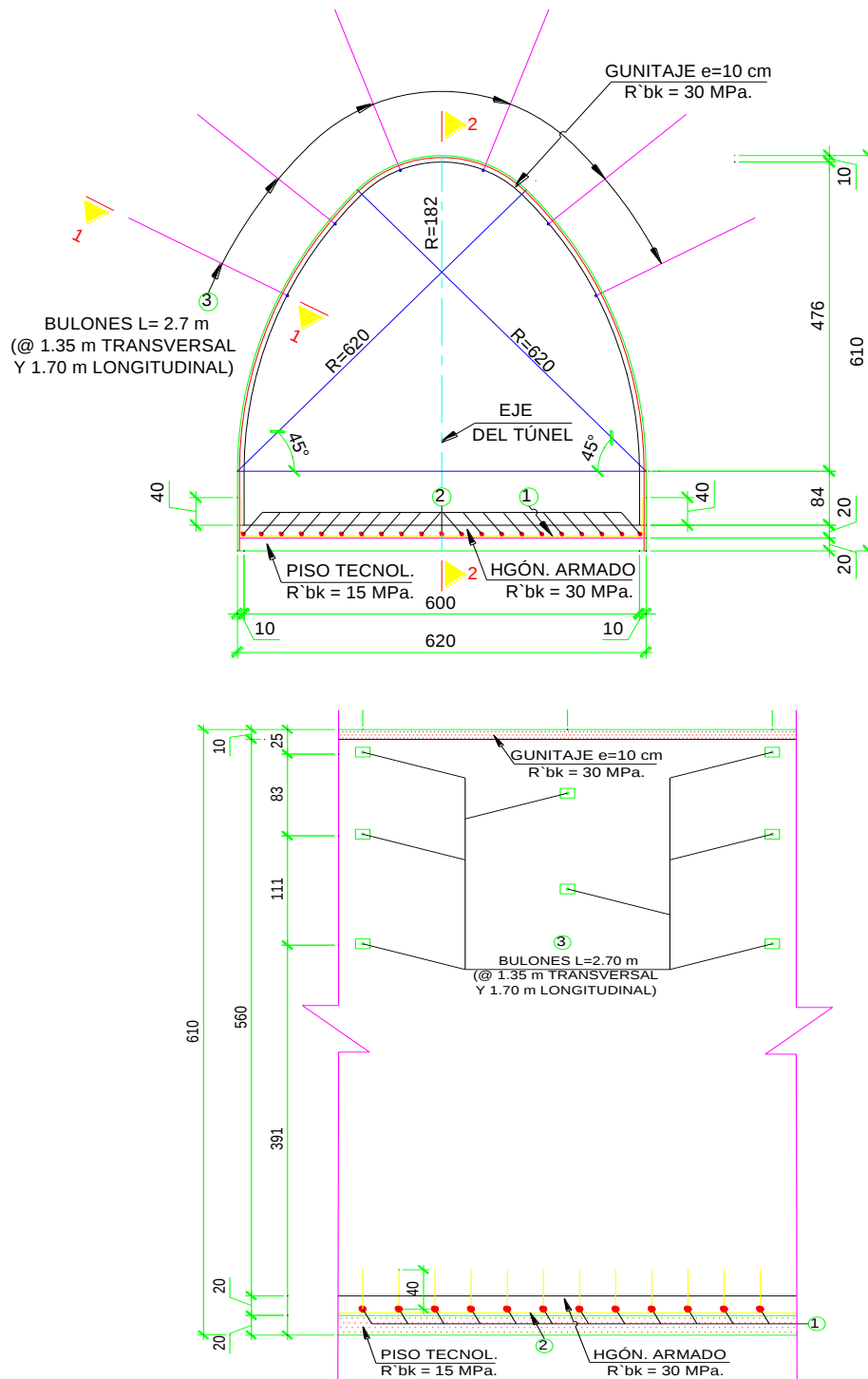


Figura 3.8 Sección Típica del Túnel – 4.

Etapas de construcción y plazos de ejecución.

- En un tramo de 3.0 m.
- I Etapa - Excavación con voladura -3.0 m.
- II Etapa - Gunitaje de 3 centímetros a medida que se explosiona y avanzar hasta 6.0 m si el frente lo permite.
- III Etapa - Bulonado sistemático en techo y paredes.
- IV Etapa - Gunitaje de 7 cm.
- Después de la III etapa se puede continuar con el avance de la excavación y las demás etapas hasta completar el tramo.

➤ Sección Típica del Túnel - 5.

Características:

- **Índice de calidad del macizo rocoso – 3; 4 y 5.**
- Categoría de sostenimiento - 4.
- Tipo de revestimiento – Sostenimiento Hormigón proyectado con fibra espesor - 3 cm, inmediato después de cada voladura; bulonado sistemático con bulón L=2.70 m, espaciado a 1.35 m transversal y 2.0 m longitudinal; hormigón proyectado con fibra espesor -2 cm, para un revestimiento total de 5 cm.
- Sección de excavación total - 29.93 m².
- Longitud de avance(Barton) - 3.0 m.
- Sección Hidráulica - 26.74 m².
- Ancho interior por el fondo - 6.0 m.
- Altura interior - 5.65 m.
- Losa de piso tecnológico (espesor) - 0.20 m.
- Losa de fondo del túnel (espesor) - 0.20 m.

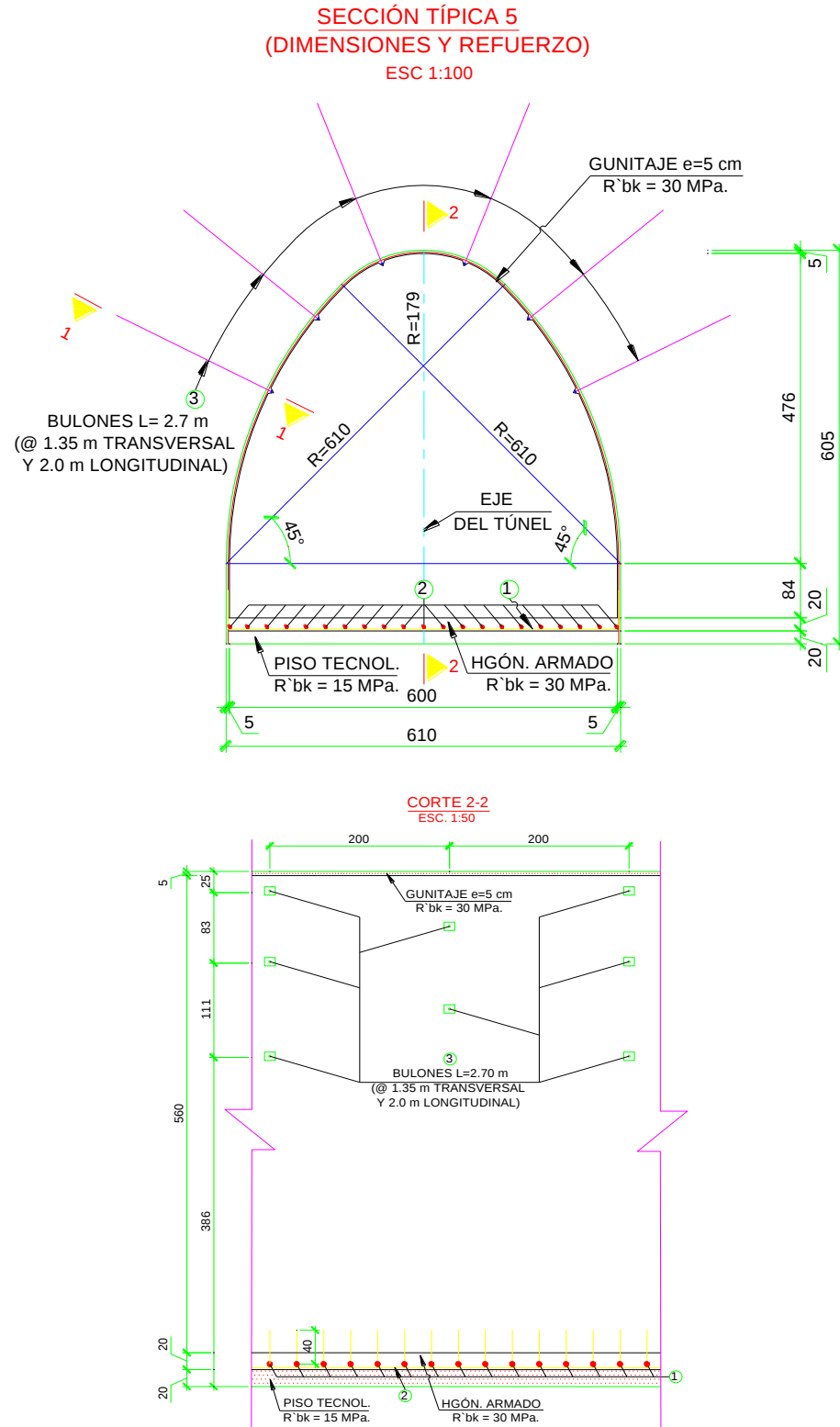


Figura 3.9 Sección Típica del Túnel – 5.

Etapas de construcción y plazos de ejecución.

- En un tramo de 3.0 m.
- I Etapa - Excavación con voladura -3.0 m.
- II Etapa - Gunitaje de 3 centímetros a medida que se explosiona y avanzar hasta 6.0 m si el frente lo permite.
- III Etapa - Bulonado sistemático en techo y paredes.
- IV Etapa - Gunitaje de 2 cm.
- Después de la III etapa se puede continuar con el avance de la excavación y las demás etapas hasta completar el tramo

➤ Sección Típica del Túnel - 6.

Características:

- **Índice de calidad del macizo rocoso - 8 y 10.**
- Categoría de sostenimiento - 3.
- Tipo de revestimiento-Sostenimiento: Hormigón proyectado con fibra espesor - 3 cm, inmediato después de cada voladura; bulonado sistemático con bulón L=2.70 m, espaciado a 1.35 m transversal y 2.30 m longitudinal; hormigón proyectado con fibra espesor - 2 cm, para un revestimiento total de 5 cm
- Sección de excavación total - 29.93 m².
- Longitud de avance (Barton) - 3.0 m.
- Sección Hidráulica - 26.74 m².
- Ancho interior por el fondo - 6.0 m.
- Altura interior - 5.65 m.
- Losa de fondo del túnel (espesor) - 0.20 m.

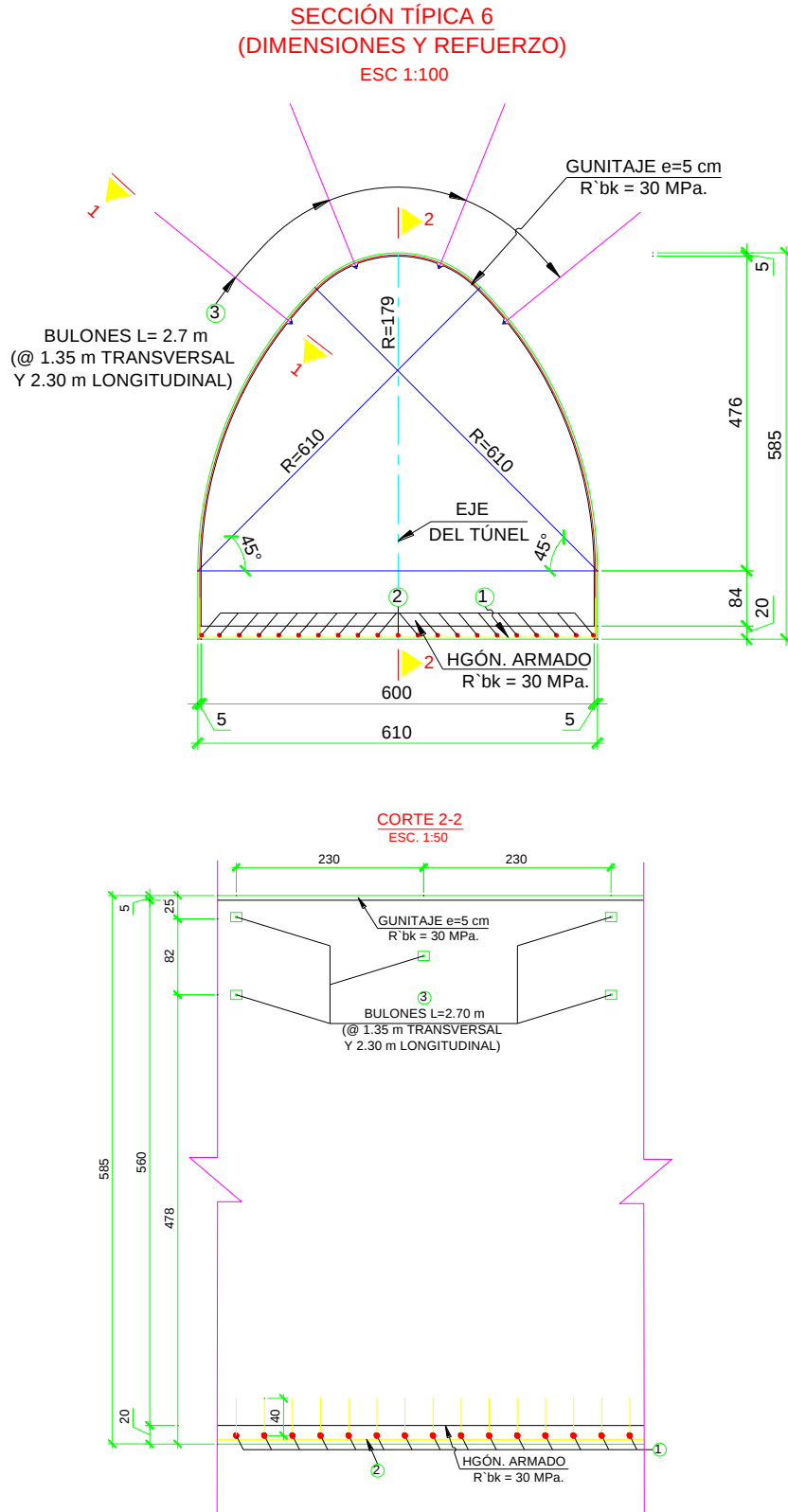


Figura 3.10 Sección Típica del Túnel – 6.

Etapas de construcción y plazos de ejecución.

- En un tramo de 3.0 m.
- I Etapa - Excavación con voladura -3.0 m.
- II Etapa - Gunitaje de 3 centímetros a medida que se explosiona y avanzar hasta 10.0 m de ser posible.
- III Etapa - Bulonado sistemático en techo.
- IV Etapa - Gunitaje de 2 cm.
- Después de la III etapa se puede continuar con el avance de la excavación y las demás etapas hasta completar el tramo.

La zona de escombreo se ubica entre el aliviadero y la peche, teniendo como punto central las coordenadas N -215 719.296 y E - 622576.391.

En el tramo del túnel se proyectaron un total de diez nichos, su construcción y utilización obedecen a la etapa constructiva, las secciones transversales y los parámetros de avance y sostenimiento se realizan teniendo en cuenta el índice de calidad del macizo (Q), dado en el perfil geológico en el estacionado correspondiente.

CAPÍTULO IV. Impacto medio ambiental e índices técnicos económicos.

IV .1 Impacto medio ambiental.

La ley 81 del Medio Ambiente establece los principios que rigen la política ambiental y las normas básicas para regular la la gestión ambiental del Estado y las acciones de los ciudadanos y la sociedad en general a fin de proteger el medio ambiente y contribuir a alcanzar los objetivos del desarrollo sostenible del país.

A continuación relacionamos las acciones, los impactos identificados, así como las medidas de manejo para mitigar los impactos negativos o afectaciones que se provoquen durante el proceso constructivo.

Acciones y variables del medio.	Impactos identificados.	Medidas de manejo.
Acción: Ejecución del Objeto de obra.	Contaminación del aire por polvo y emisiones de gases de los equipos.	Dar mantenimiento a los equipos a utilizar para aminorar la emisión de gases tóxicos a la atmósfera.
Variable: Atmósfera.	Contaminación sónica debido al funcionamiento de los equipos con posible alteración temporal de los obreros, la flora y la fauna en áreas naturales vecinas.	Usar medios de protección según las normas de protección e higiene del trabajo.

	Contaminación del aire por emisiones de gases producto a utilización de explosivos en el proceso de excavación.	
Acción: Transporte de materiales desde la obra hasta las escombrera Variable: Atmósfera.	Contaminación del aire por polvo y emisiones de gases de los equipos.	Regar agua en las vías de acceso a la obra. Dar mantenimiento a los equipos a utilizar para aminorar la emisión de gases tóxicos a la atmósfera. Utilizar manta para el tapado de los camiones de transporte de material.
Acción: Ejecución del Objeto de obra Variable: Suelo.	Contaminación de la capa vegetal debido a la acumulación en escombrera de materiales producto de las excavaciones.	Depositar el material en zonas autorizadas, regado y restablecimiento de la capa vegetal del área.
	Contaminación por derrame de combustible.	Dar mantenimiento a los equipos para evitar derrame de combustibles y grasas.

IV .2 Seguridad y salud del trabajo.

Durante los trabajos de construcción en la obra deben tomarse todas las medidas de seguridad e higiene para evitar accidentes del trabajo, para ello se consultó el P (11)-1.01-13. Requisitos legales y otros requisitos a continuación se detallan los principales riesgos y medidas para mitigarlas.

Riesgos más frecuentes:

Excavación (voladura).

- Desprendimientos de fragmentos de rocas.
- Emisión de gases tóxicos.

Hormigón proyectado.

- Afectación de la vista por rebote durante los trabajos de gunitaje.
- Intoxicación por sílice que desprende del hormigón lanzado.

Hormigón armado.

- Cortadura producto a la elaboración de las mallas de acero.
- Afectación de la vista durante el proceso de bombeo del hormigón.
- Caídas o golpeadura durante el proceso de encofrado.

Acarreo de material excavado.

- Volcado de equipo por pendientes abruptas y zona de farallones.

Medidas de Mitigación.

- El constructor queda obligado a que todo su personal en la obra cuente con los medios de protección adecuados y exigirá su uso obligatorio y se le deben realizar chequeos médicos periódicos o todos los trabajadores expuestos al polvo y al ruido, gases.
- Señalizar todos los sitios de trabajo con los peligros y riesgo a que están expuestos.
- El proyectista debe garantizar toda la información de las zonas de fallas así como zona de baja calidad de macizo rocoso para evitar derrumbes y sus consecuencias.
- Ante la existencia de peligro de derrumbes por fallas u otras anomalías detectadas el constructor retirará de inmediato al personal y los equipos de trabajo hasta la solución de los problemas existentes.
- El constructor garantizará una adecuada extracción de polvo y gases dentro de las obras subterráneas que minimicen las afectaciones a los trabajadores.

- No se permitirá operar maquinarias a trabajadores no certificados para ello.
- Se dotará a los equipos automotores de dispositivos mata chispas para evitar cualquier tipo de incendios.
- Se cumplirán todas las normas de seguridad y protección vigente para la construcción.

IV .3 Presupuesto e Índices Técnico Económicos.

El presupuesto ha sido elaborado por la Dirección del Trasvase perteneciente a la Empresa de Proyectos e Investigaciones Hidráulicas de Holguín "RAUDAL" del INRH, utilizando el Sistema de Precios PRECONS II por renglones variantes, amparado por la Resolución 199/2005. Para el cálculo del Presupuesto se utilizó la propuesta de la Comisión Nacional de Precios y Presupuestos los siguientes porcentajes como normativas internas máximas en Otros Gastos Directos de Obras (12.5%), Gastos Generales de obras (10%) y Gastos Indirectos de Obras (12.4%)

El costo de construcción y montaje asciende a un monto total de 10 962 312.57, desglosado por objeto de obra como sigue:

ACTIVIDADES	VALOR	CANTIDAD
Calicata de Salida (Arroyo el loro)	Pesos	69 837.57
Calicata de Entrada y Túnel de Conexión 1	Pesos	453 846.74
Túnel	Pesos	10438628.26
Sección 1	Pesos	2 137 656.87
Sección 2	Pesos	1 637 615.08
Sección 3	Pesos	1 057 695.55
Sección 4	Pesos	208 582.42
Sección 5	Pesos	2 353 931.84
Sección 6	Pesos	2 383 335.25
Nichos	Pesos	503 615.29
Pozos de ventilación	Pesos	156 195.96
Valor Total	Pesos	10 962 312.57

No.	ACTIVIDADES	VALORES	VALOR(\$)
1	Excavación con Voladura.	29.93 m ³ /m	3 129.90
2	Acarreo de Material.	48.31 m ³ /m	308.01
3	Hormigón Proyectado R'bk=30 Mpa.	1.40 m ³ /m	1026.26
4	Hormigón Armado R'bk=30 Mpa.	1.50 m ³ /m	260.74
5	Bulones	4.00 u/m	733.67
6	Túnel	5 800.00 \$/m	10 962 312.57

CONCLUSIONES.

1. A partir del estudio realizado de las condiciones ingeniero-geológicas, de las propiedades físico – mecánicas y de las características mecánico-estructurales de las rocas donde se laborea el túnel Levisa Mayarí se puede decir que las condiciones de estabilidad de las rocas varían de rocas de calidad media a roca excepcionalmente mala.
2. Según la calidad de las rocas por tramo de excavación y litologías presentes se propone el sostenimiento a emplear para cada caso concreto, así como de las etapas de construcción y plazos de ejecución.
3. El costo de construcción y montaje asciende a un monto total de 10 962 312.57.

RECOMENDACIONES

1. Realizar la ejecución del túnel según la propuesta de sostenimiento y considerando las etapas de construcción y plazos de ejecución.

Bibliografía

ARANGO, A. 1988. *Informe Geológico. Proyecto C.H.A de Río Guayabo y Río Sojo. Holguín. 24 p.*

BARTON, N, R y Choubey. *A review of the shear strength of filled discontinuities in rock. Ed.e.Brooch. 1974*

BARTON, N. (1991).: *“Geotechnical Design”. World Tunnelling.*

BARTON, N. *El sistema Q para la selección del sostenimiento en el método noruego de excavación de túneles. Capítulo 1*

BARTON, N.; LIEN, R. y LUNDE, J. (1977).: *“Estimation of support requirements for underground excavations”. Proc. of 16th Symposium on Design Methods in Rock Mechanics. Minnesota, 1975. Published by ASCE, New York, 1977. Discussion.*

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 Sub-surface Space. Rockstore, Stockholm. Sub-surface Space, Vol. 2. Pergamon.*

BLANCO, T. R et .al *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.1998*

BLANCO, T. R. *Elementos de la mecánica de los medios rocoso: Felix Varela, La Habana, 1998.327p.*

Colectivo de autores. *Informe ingeniero geológico, Tránsito Este – oeste (Melones – sabanilla): Túnel Seboruquito - Esperanza. ENIA– Holguín,*

Junio, 1991.

Colectivo de autores. Informe ingeniero geológico, Traslase Este – oeste (Melones – sabanilla): Túnel Guaro – Manacal. Empresa de Proyectos e Investigaciones del MINFAR – Holguín. 1992a (E. C. M. No 2).

Colectivo de autores. Informe ingeniero geológico, Traslase Este – oeste (Melones – sabanilla): Túnel Mula 2 - Batista. Empresa de Proyectos e Investigaciones del MINFAR – Holguín (E. C. M. No 2).1992b.

Colectivo de autores. Informe ingeniero geológico, Traslase Este – oeste (Melones – sabanilla): Túnel Buenaventura. Empresa de Proyectos e Investigaciones del MINFAR – Holguín (E. C. M. No 2).1992c.

Colectivo de autores. Informe ingeniero geológico, Traslase Este – oeste (Melones – sabanilla): Túnel Casteyanos 2 – Julia 3. Empresa de Proyectos e Investigaciones del MINFAR – Holguín (E. C. M. No 2). 1992d.

ESTEFANÍA PUEBLA. S. Túneles hidrotécnicos. Ingeotúneles: Carlos López Jimeno __ Madrid. 1998. I. T. S. De Ingenieros de Minas. U. P. Madrid. T – I, 345 – 369p

FONSECA, E.;ZELEPUGIN, V.N.; HEREDIA, M. 1985.Structure features of the ophiolite association of Cuba. Geotectonic. 19(4):321-329 p.

GONZÁLEZ DE VALLEJO. L. Las clasificaciones geomecánicas para túneles. Ingeotúneles: Carlos López Jimeno __ Madrid. 1998. I. T. S. De Ingenieros de Minas. U. P. Madrid. T – I, 25 – 66p

HIDALGO, H. A. SÁNCHEZ , R. G. Informe ingeniero geológico, Traslase Este – oeste (Melones – sabanilla): Túnel Melones – Levisa. INRH – Holguín, Junio, 1991a.

HIDALGO, H. A. et. al Informe ingeniero geológico, Traslase Este – oeste

(Melones – sabanilla): Túnel Enmedio - Guayabo. INRH – Holguín, Junio, 1991b.

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.

PALMSTRO M. 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.*

Primer Congreso de Mecánica de Rocas se celebró en Portugal en 1966. (López Jimeno, 1998).

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.*

Universidad Complutense de Madrid Facultad de Ciencias Geológicas, Elementos de Sostenimiento de Túneles, Versión 2010, Francisco J. Castanedo Navarro Ingeniero de Caminos.

ANEXOS



Figura 1.1 Equipo de proyección de hormigón por vía húmeda.

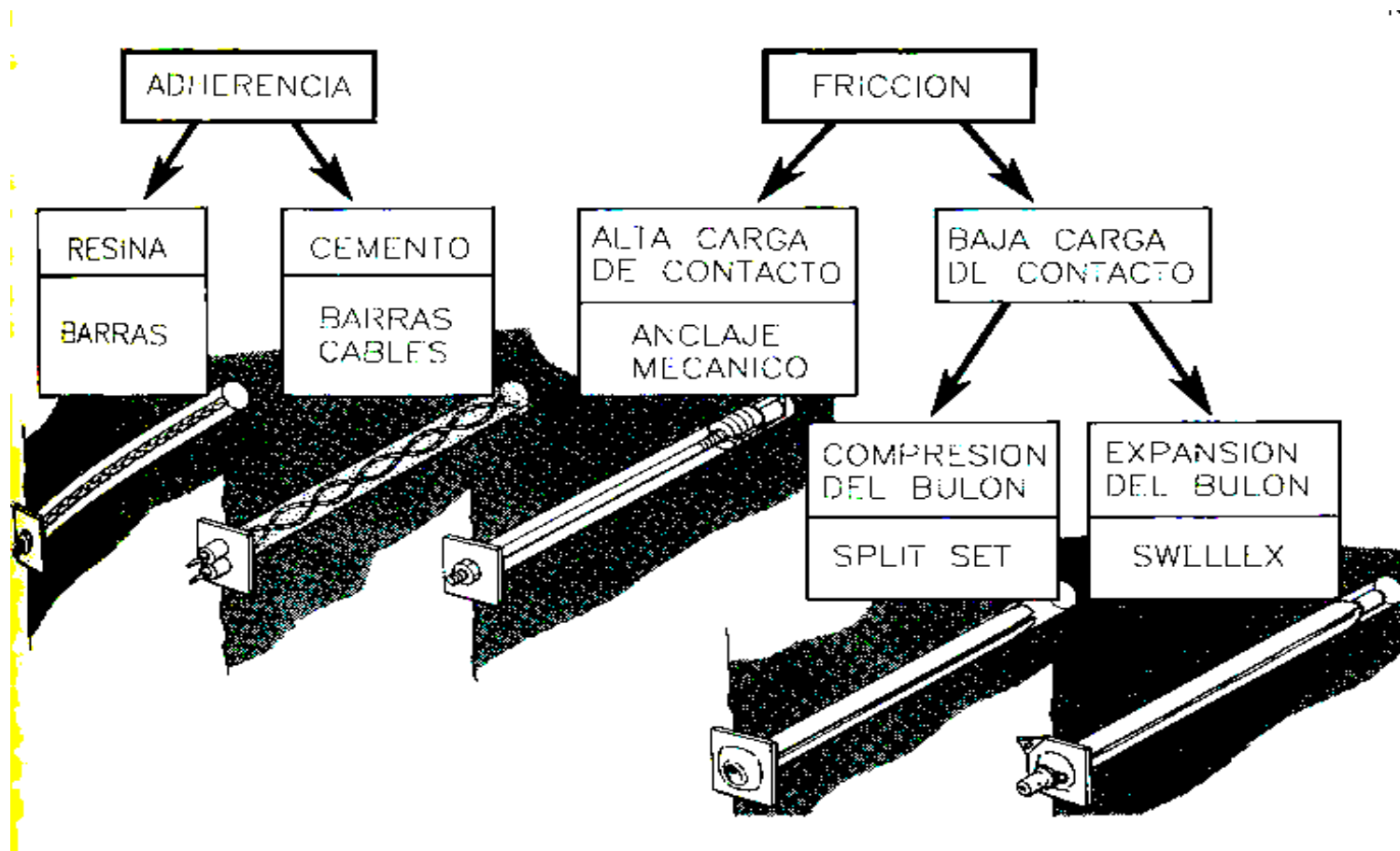


Figura 1.2 Esquema de los distintos tipos de bulones.



Figura 1.3 Túnel sostenido con chapa Bernold entre cerchas.

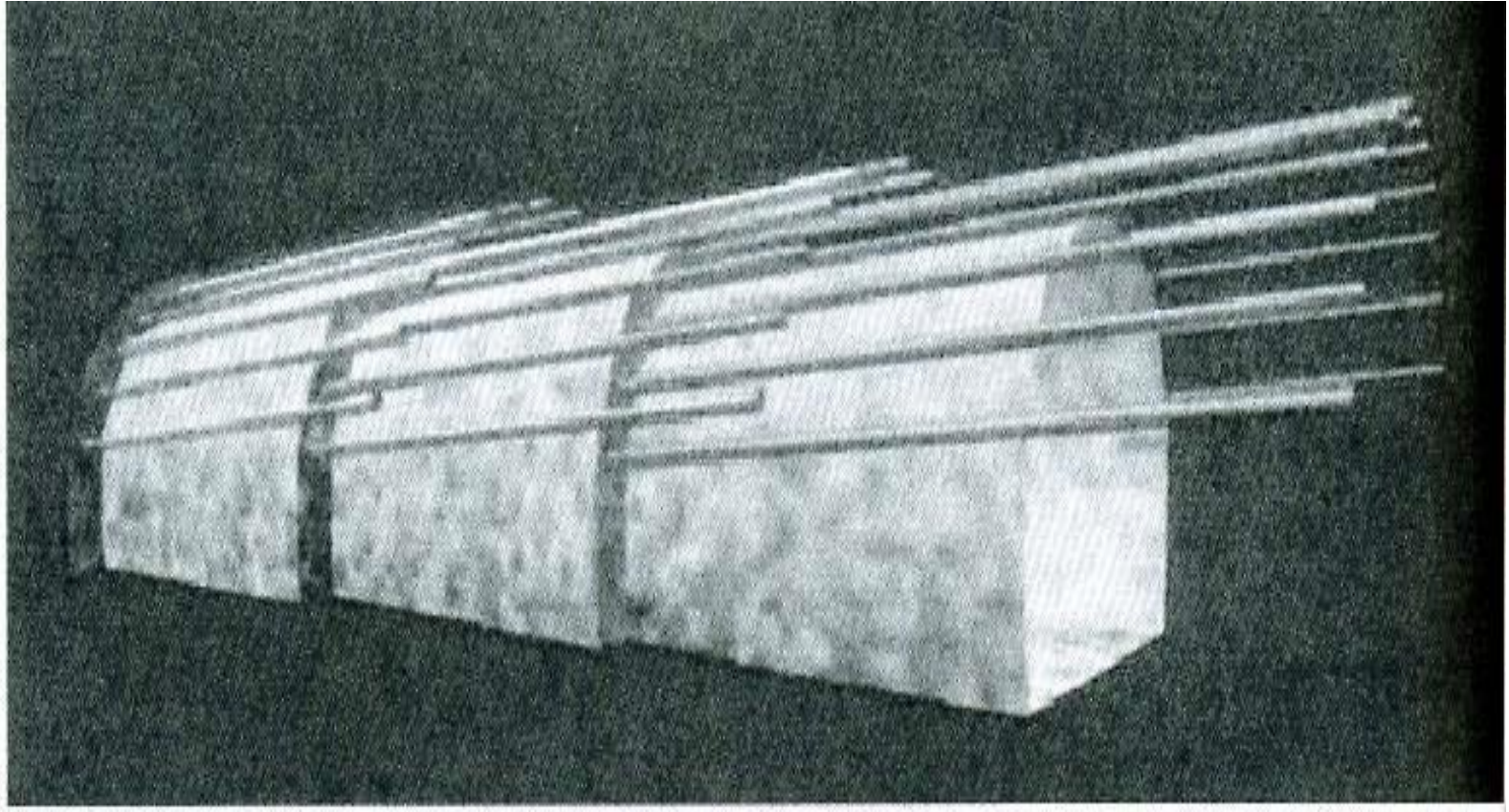


Figura 1.4 Se representa un túnel con sostenimiento de Paraguas Continuo

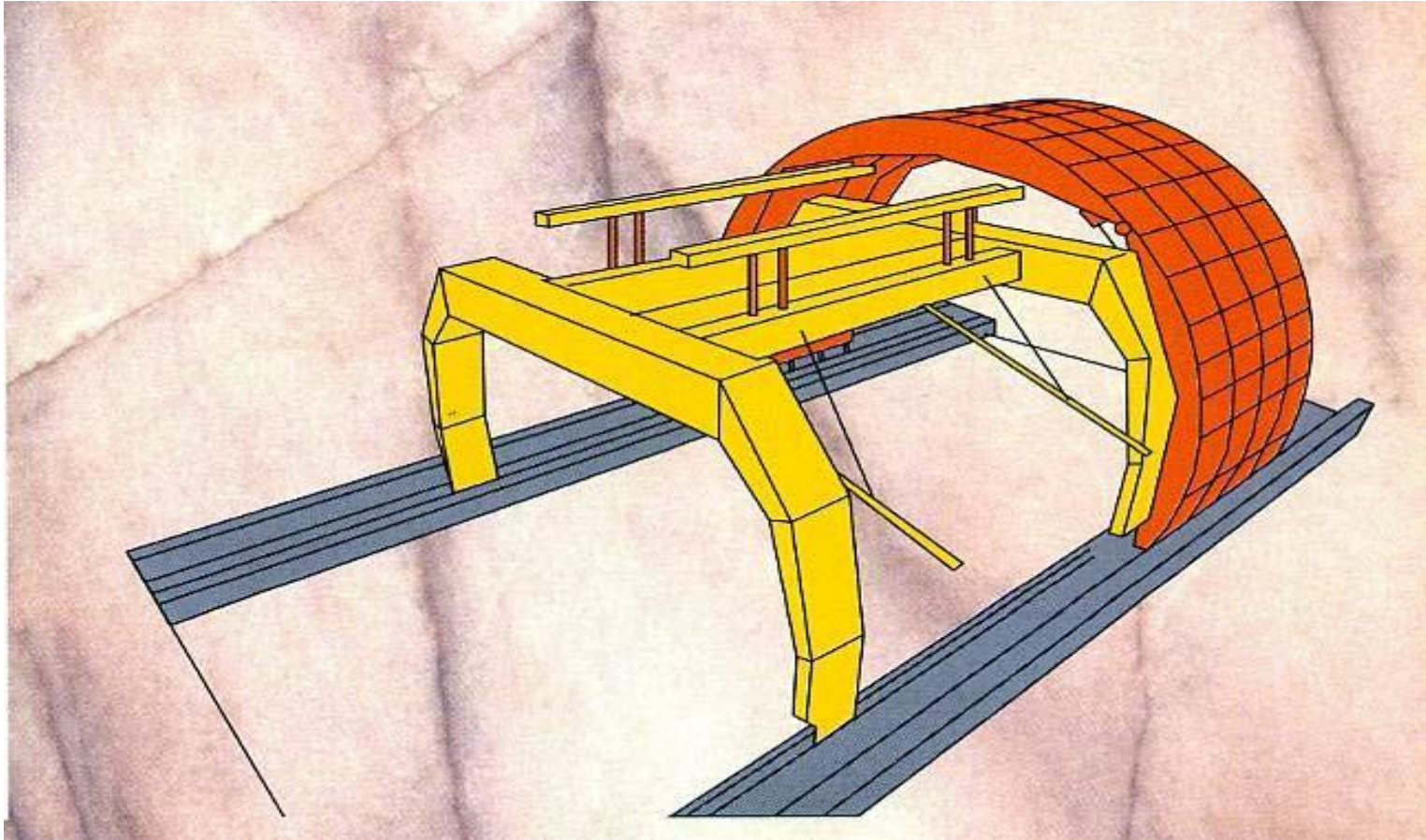


Figura 1.5 Muestra un proceso continuo de encofrado de hormigón.

Tesis de Diploma

José Manuel Falcón Pérez

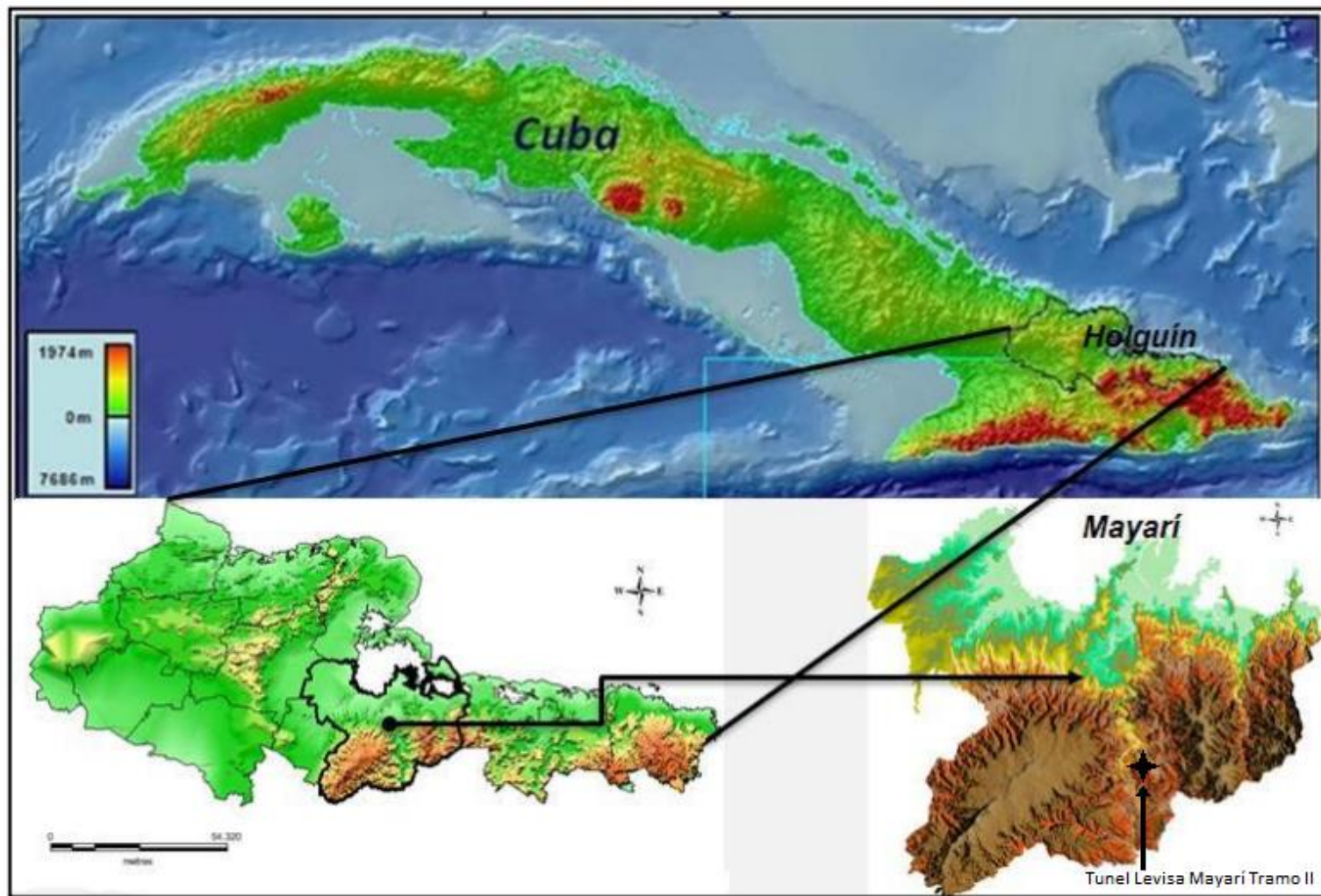
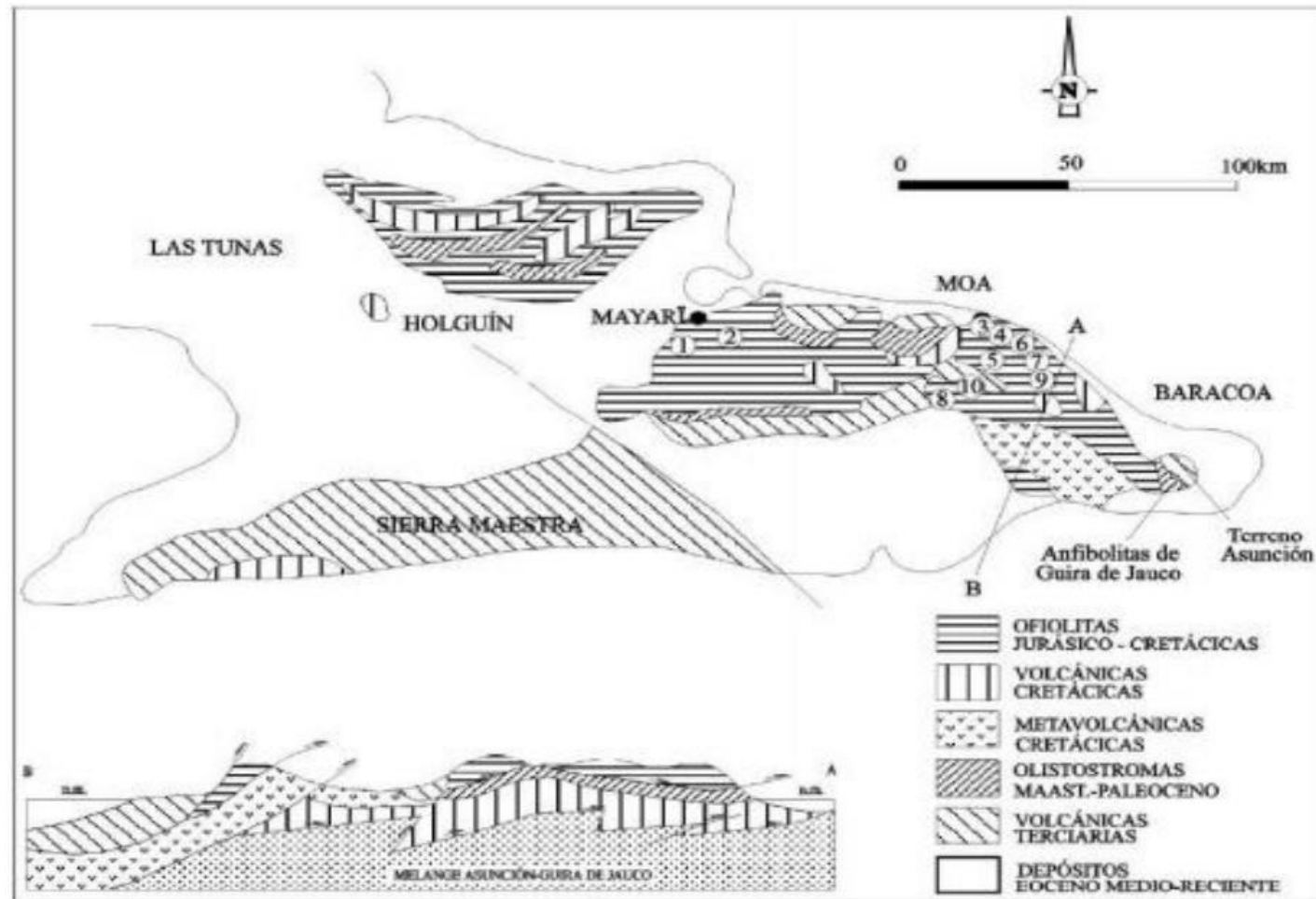


Figura 2.1 Ubicación geográfica del municipio de Mayarí y la zona del trasvase.



(Figura 2.2). Ubicación de la faja ofiolítica Mayarí-Baracoa (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.

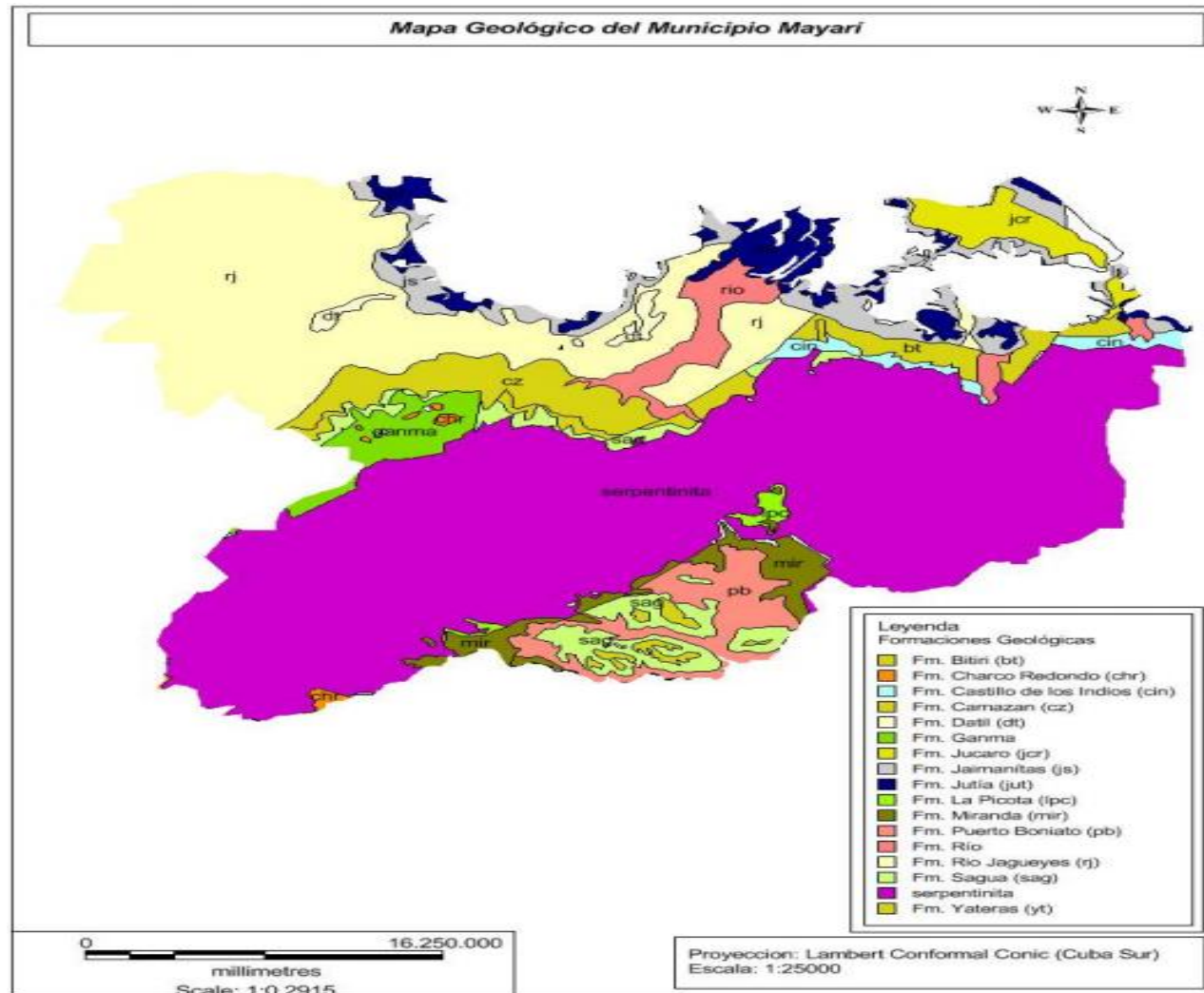


Figura 2.3 Mapa Geológico de Mayarí. Escala: 1:25000

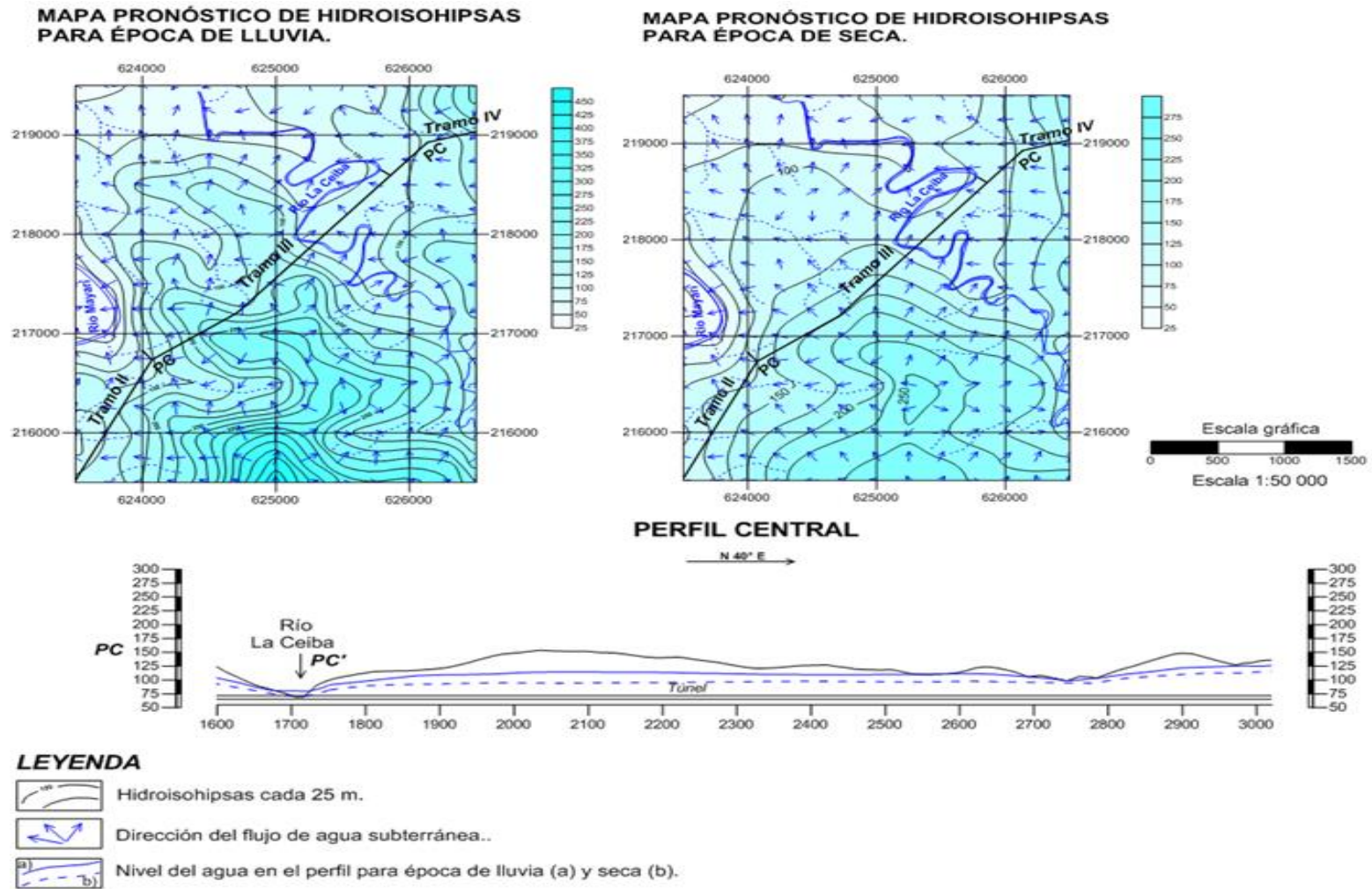


Figura 2.4. Mapa de hidroisohipsas pronóstico para época de lluvia a seca.

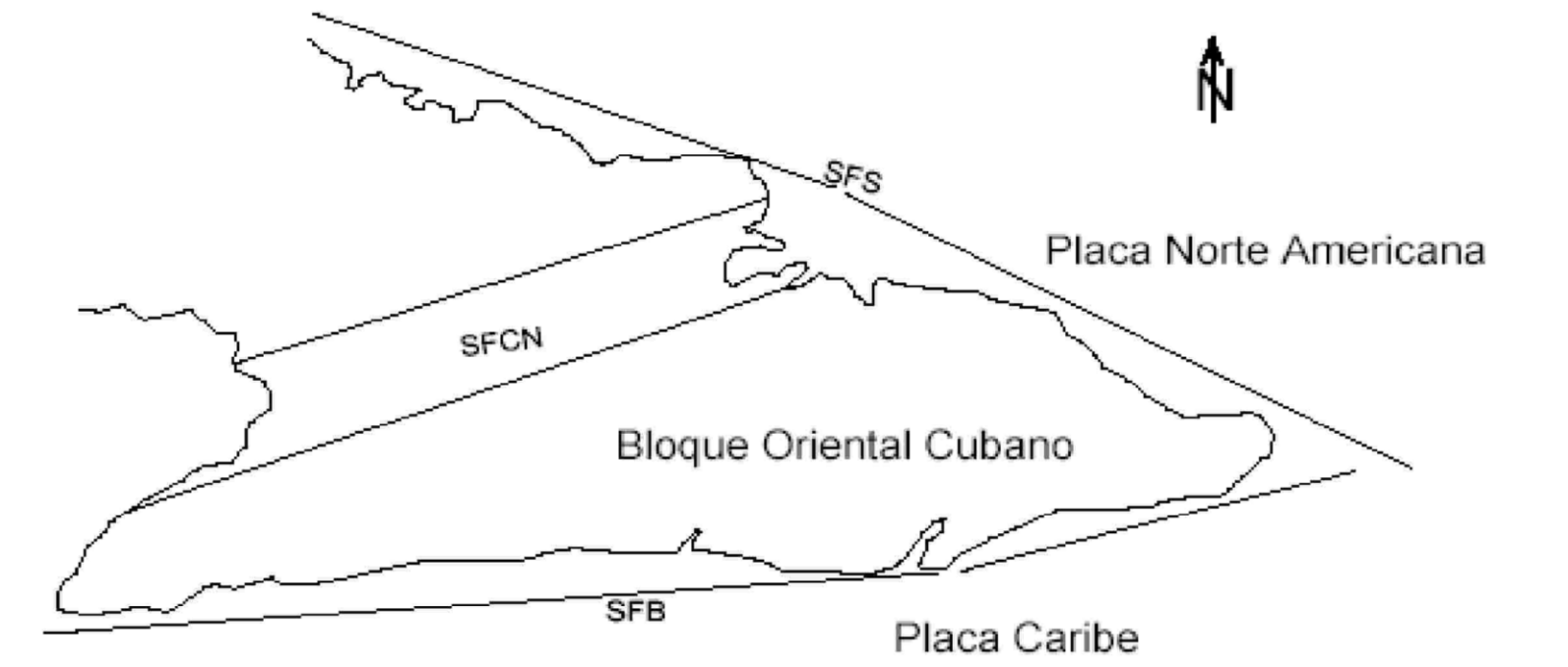


Figura 2.5. Bloque Oriental cubano. Sistemas de fallas regionales: SFS Sistema de Falla Sabana; SFB Sistema de Falla Bartlett; SFCN Sistema de Fallas Cauto Nipe.

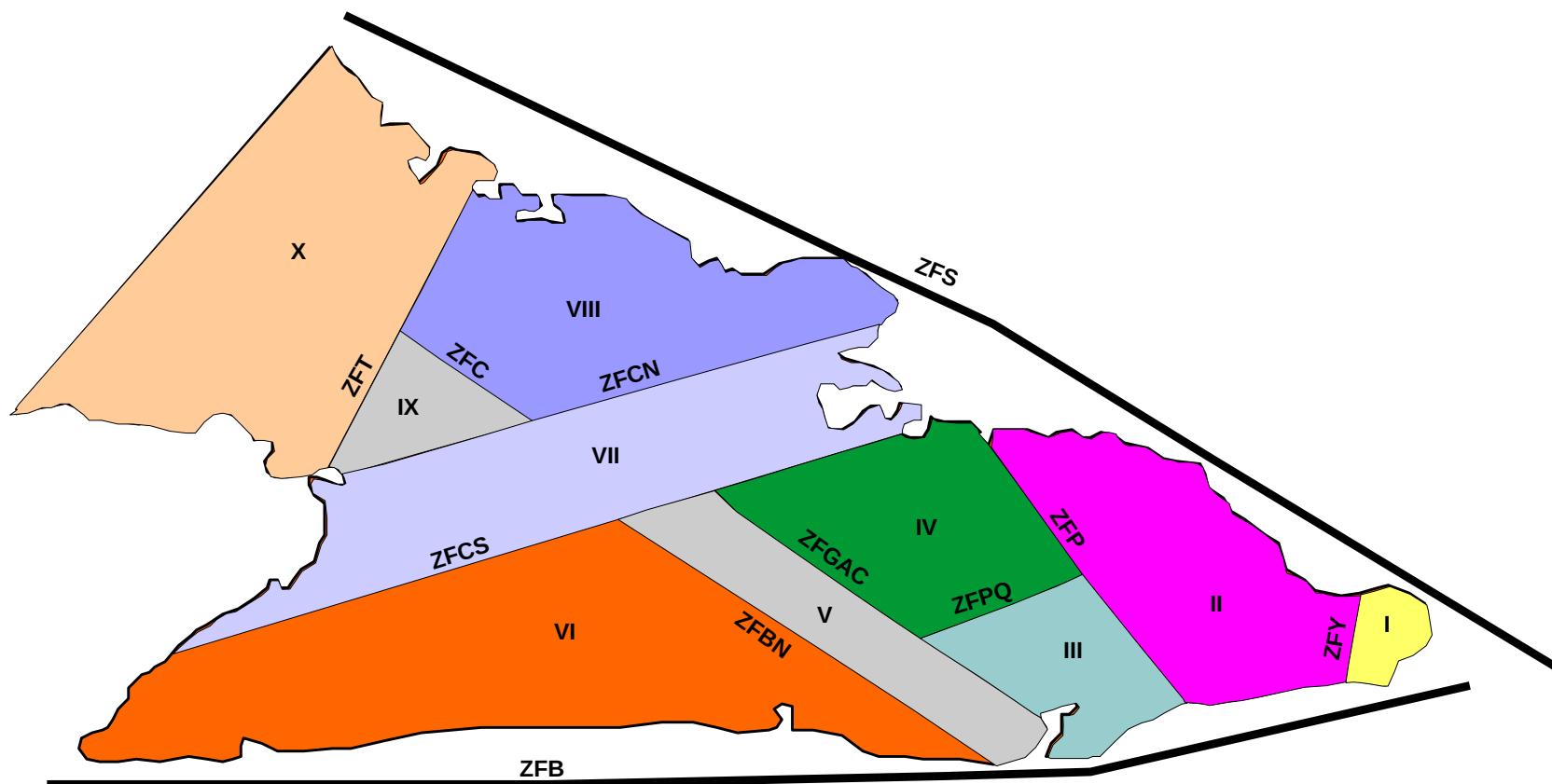


Figura 2.6 Terrenos Tectonoestratigráficos en Cuba Oriental.

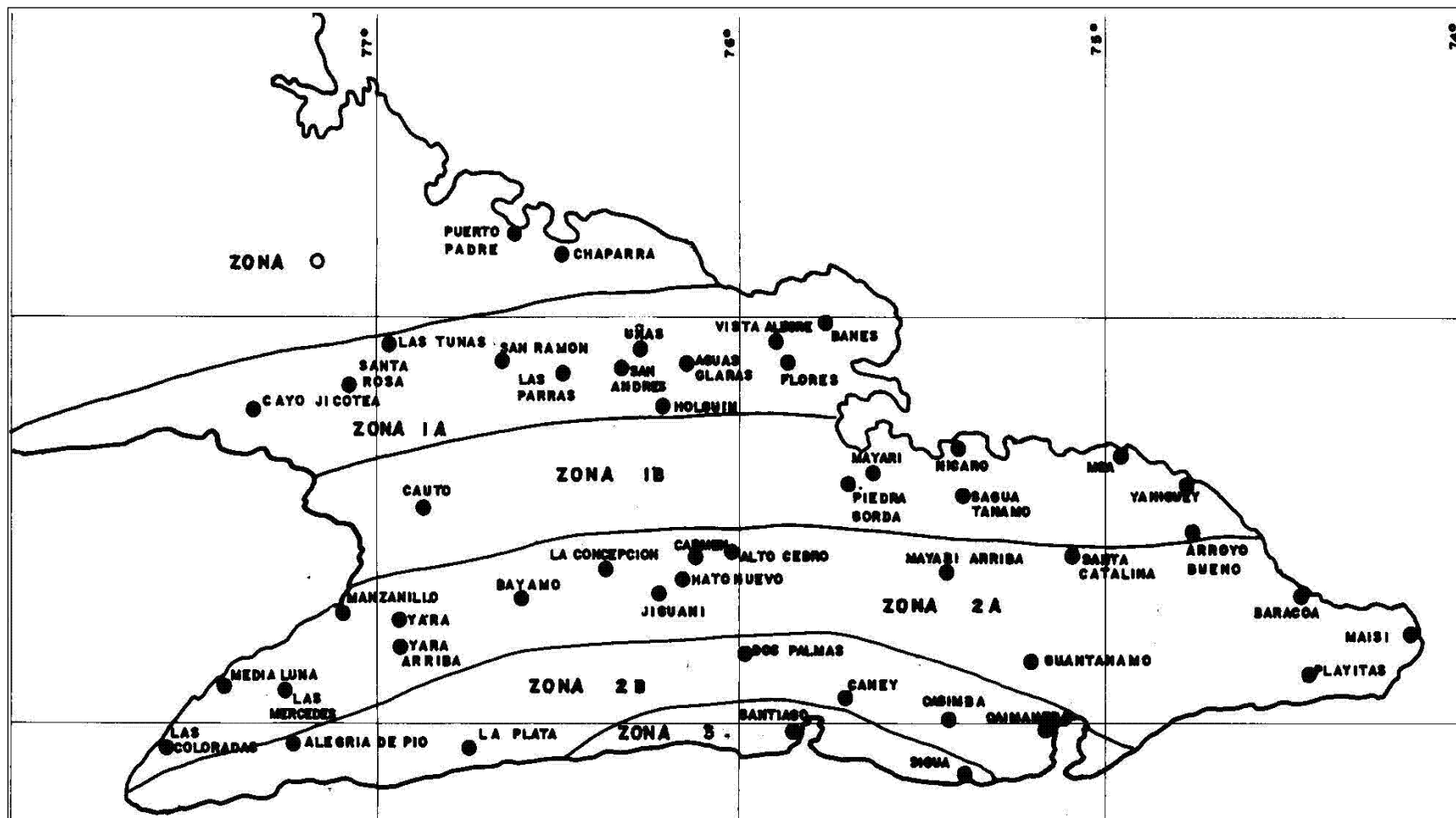


Figura 2.7 Zona de Sismicidad en la región oriental

Tabla 3.1. Resultados de la determinación de la masa volumétrica de las rocas.

Masa Volumétrica						
Levisa-Mayarí (El Loro)	M1	M2	M3	M4	M5	Valor Promedio
Peso	311.5	306.7	311.4	309.2	306.2	308.98
Diámetro 1	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14
Diámetro 2	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14
Diámetro promedio	51.4	51.4	51.4	51.4	51.4	51.4
Altura 1	5.97	5.88	5.895	5.975	5.855	5.915
Altura 2	5.97	5.88	5.895	5.975	5.855	5.915
Altura 3	5.97	5.88	5.895	5.975	5.855	5.915
Altura 4	5.97	5.88	5.895	5.975	5.855	5.915
Altura promedio	5.97	5.88	5.895	5.975	5.855	5.915
Masa volumétrica	25.16	25.15	25.47	24.95	25.21	25.19

Tabla 3.2. Resultados de la prueba de laboratorio.

Densidad							
Levisa-Mayarí (El Loro)	G1	G2	G3	G4	G3-G1	G2-[G4-(G3-G1)]	$\rho_0(\frac{g}{cm^3})$
Muestra 1	273.40	472.16	283.4	478.00	10	4.16	2.4038
Muestra 2	273.40	472.16	283.4	477.52	10	4.64	2.1552
Muestra 3	273.40	472.16	283.4	477.85	10	4.31	2.3202
Valor Promedio							2.2931

Tabla 3.3. Resultados de la prueba de laboratorio.

Resistencia a Compresión									
Estado de la Roca	Procedencia	Peso muestra (g)	Diámetro muestra (cm)	Altura Muestra (cm)	Área de la sección (cm²)	Volumen muestra (cm³)	Fuerza de rotura (KN)	Resistencia (Mpa)	Peso específico (g/cm³)
Natura I	Levisa	311.4	5.14	5.97	20.75	123.88	178.9	88.97	2.51
		306.7	5.14	5.88	20.75	122.01	154.2	76.45	2.51
		311.3	5.14	5.89	20.75	122.32	210.0	104.1	2.55
		309.2	5.14	5.91	20.75	122.63	190.3	94.45	2.52
		307.8	5.14	5.93	20.75	123.05	135.8	67.44	2.50
		309.3	5.14	5.91	20.75	122.78	173.8	86.30	2.52

Tabla 3.4. Resultado promedio de la determinación de la resistencia a tracción.

Resistencia a Tracción					
Estado de la Roca	Procedencia	Diámetro muestra (cm)	Altura muestra (cm)	Fuerza de rotura (KN)	Resistencia (Mpa)
Natural	Levisa	5,14	5,96	22,0	4,57
		5,14	5,83	20,3	4,31
		5,14	5,94	24,2	5,05
		5,14	5,91	19,0	3,98
		5,14	5,93	25,7	5,37
		5,14	5,91	22,2	4,66

Tabla 3.5. Elementos de yacencia de las grietas medidas en el túnel en diferentes tramos.

Tramo II	No.	Dirección de buzamiento 1	Buzamiento (grado) 1	Dirección de buzamiento 2	Buzamiento (grado) 2	Dirección de buzamiento 3	Buzamiento (grado) 3
	1	20	82°	25	85°	295	50°
	2	18	88°	30	85°	180	90°
	3	22	88°	34	90°	320	40°
	4	323	48°	76	83	335	70°
	5	312	38°	150	38	150	75°
	6	231	62°	125	28	45	80°
	7	174	90°	345	42°	55	87°
	8	146	70°	252	70°	15	75°
	9	88	80°	320	45°	25	90°
	10	172	50°	177	55°	225	65°
	11	138	30°	330	40°	150	40°

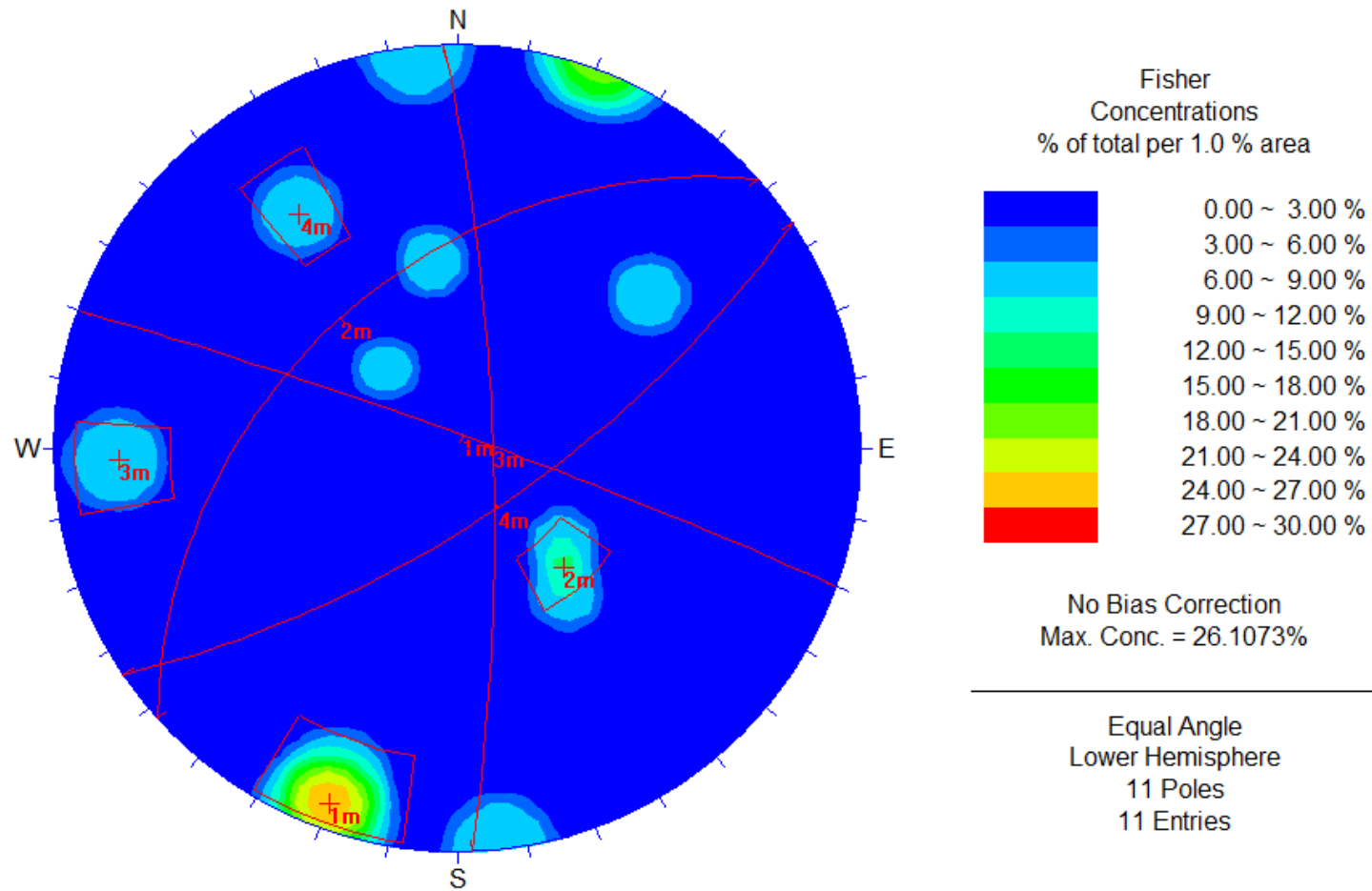


Figura 3.1. Resultados de las mediciones del agrietamiento para el tramo 1.

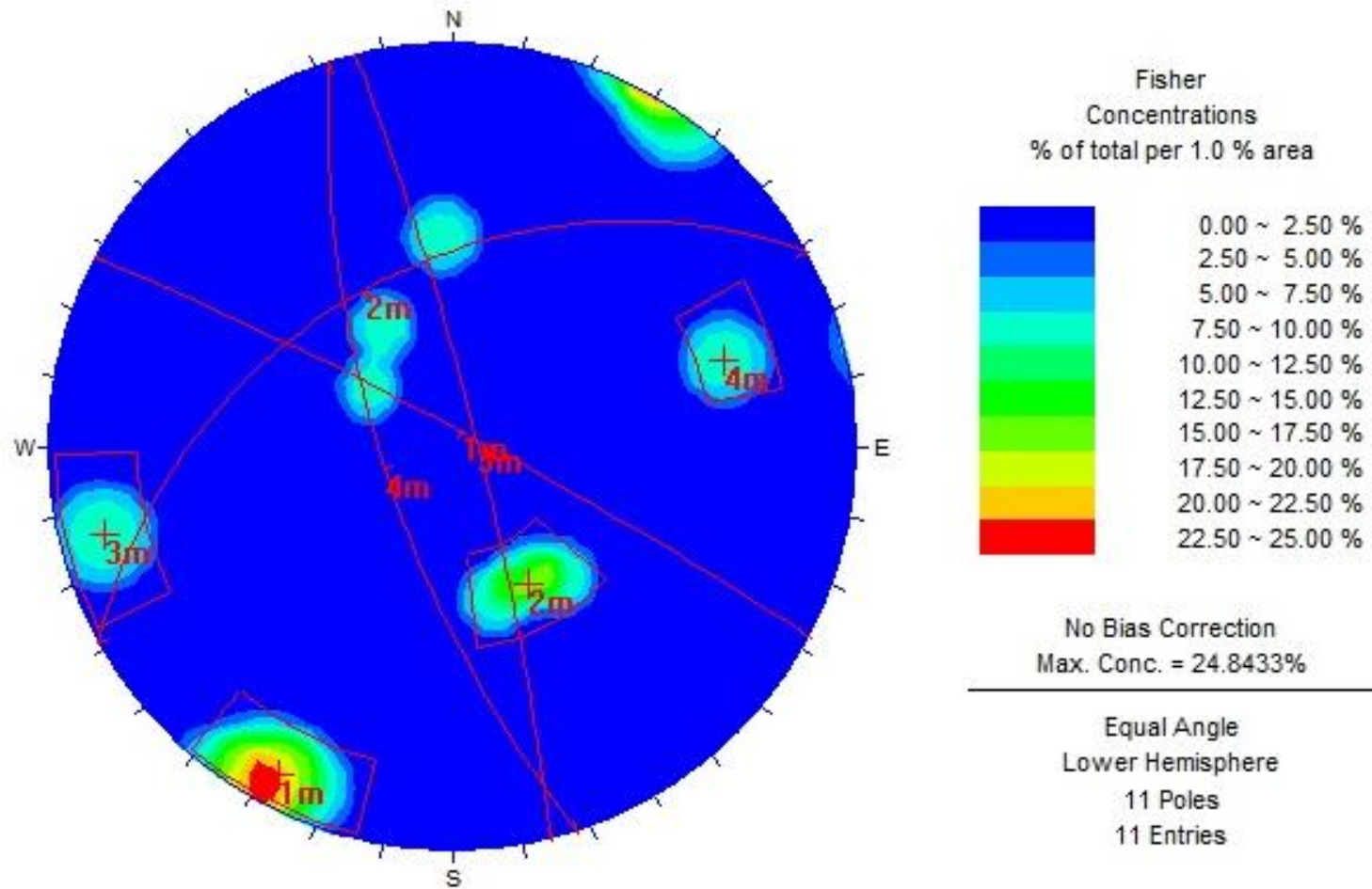


Figura 3.2. Resultados de las mediciones del agrietamiento para el tramo 2.

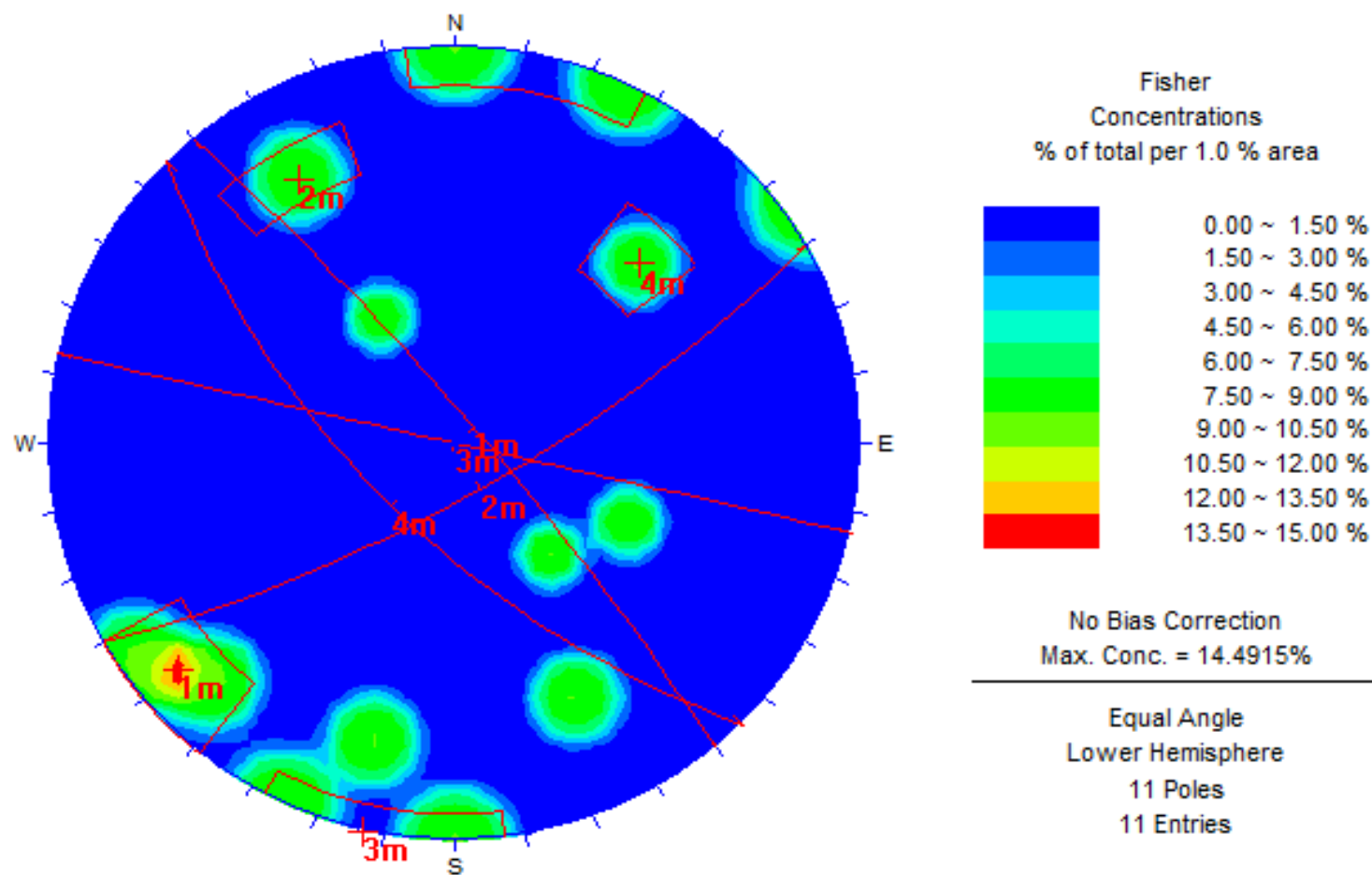


Figura 3.3. Resultados de las mediciones del agrietamiento para el tramo 3.

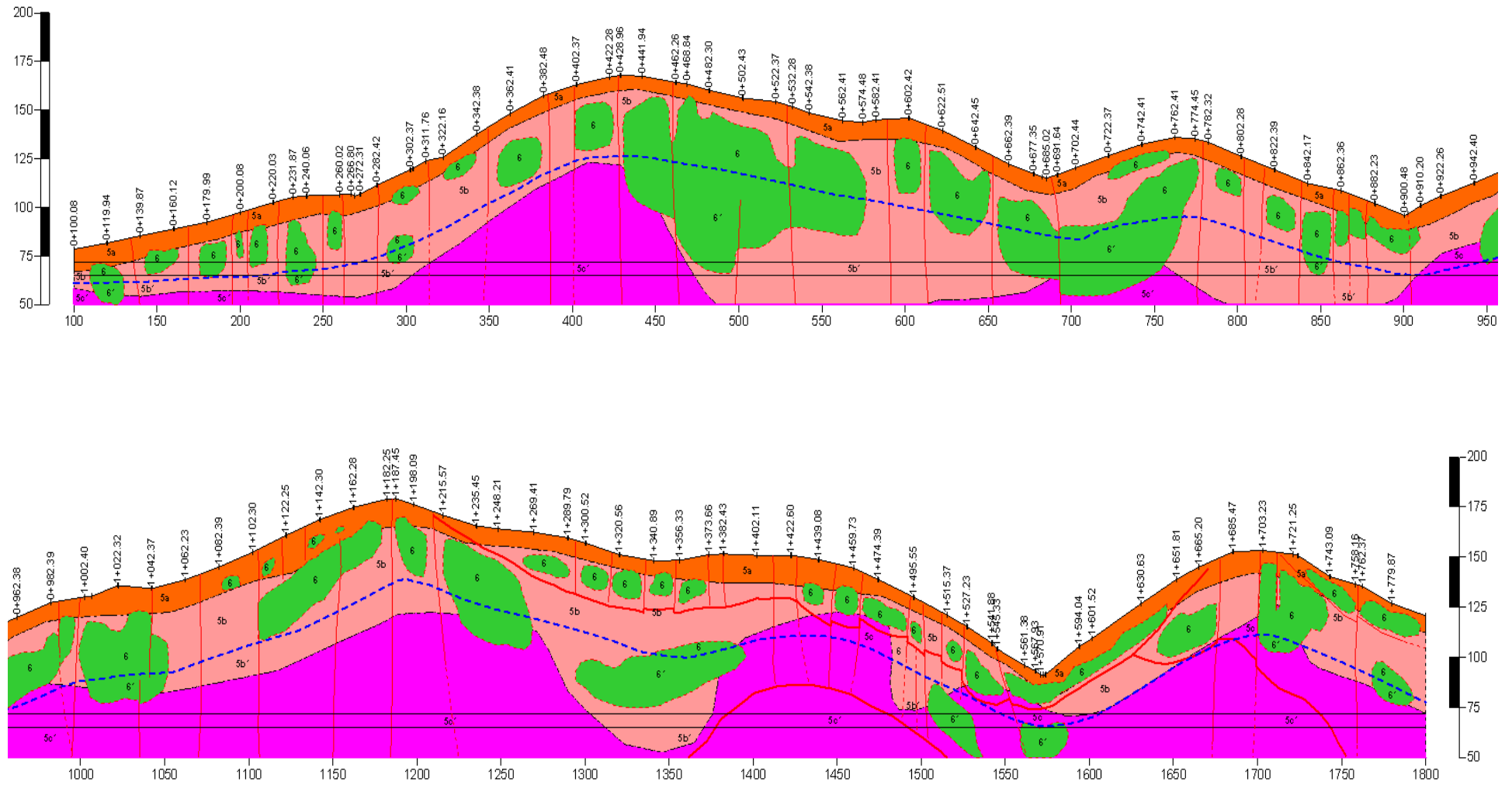
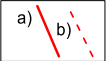
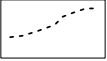
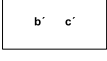
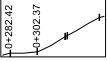


Figura 3.4 Perfil ingeniero-geológico del Tramo II (1697.00 m)

Ingeniero-geológicos		LEYENDA
	Capa 5 a. Serpentinitas de harzburgitas, de color verde claro y verde azulado, muy meteorizadas y agrietadas, poco tenaces, que pueden llegar a estar ocretizadas hasta prácticamente constituir un suelo pardo rojizo en algunos centímetros de espesor.	 Nivel freático supuesto.
	Capa 5 b. Serpentinitas de harzburgitas, lixiviadas y agrietadas, de tenacidad media y color verde oscuro.	 Fallas: a) Comprobadas y b) Supuestas. En el perfil que representa el RQD están en azul en correspondencia con los colores de éste.
	Capa 5c. de harzburgitas, ligeramente lixiviadas hasta no meteorizadas, de dureza media a alta y color verde oscuro a veces casi negra.	 Límite litológico supuesto.
	Capa 6. Gabro-dibasas de color gris metálico a casi negro, muy duras y por lo general poco lixiviadas.	Otros
	Subtipo ingeniero-geológico por debajo del nivel freático.	 Piso y techo del túnel.
		 Perfil topográfico con estacionados.

Continuación... Figura 3.4 Perfil ingeniero-geológico del Tramo II (1697.00 m)

Tabla 3.6 la clasificación de las rocas por R.Q.D

Valores de RQD en %	Calidad de la roca
25	Muy mala
De 25 a 50	Mala
De 50 a 75	Normal
De 75 a 90	Buena
De 90 a 100	Muy buena

Tabla 3.7 Clasificación de las rocas según la metodología de valoración de estabilidad dada por BARTON (1974)

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

Tabla 3.8 Estimación de parámetros que intervienen en el índice Q (BARTON, 1974).

Parámetro SRF	Valor
Zonas débiles.	
○ Multitud de zonas débiles o milonitas.	10.0
○ Zonas débiles aisladas con arcilla o roca descompuesta (cobertura $\leq 50\text{m}$)	5.0
○ Id. con cobertura mayor de 50mm.	2.5
○ Abundantes zonas débiles en rocas competente.	7.5
○ Zonas débiles aisladas en rocas competente. ($c \leq 50\text{m}$)	5.0
○ Id, con cobertura mayor de 50mm.	2.5
○ Terreno en bloques muy fracturado.	5,0
Roca competente	
○ Pequeña cobertura.	2,5
○ Cobertura media.	1,0
○ Gran cobertura	0,5 – 2,0
Terreno fluyente.	
○ Con bajas presiones.	5 – 10
○ Con altas presiones.	10 - 20
Terreno expansivo	
○ Con presión de hinchamiento moderada.	5 – 10
○ Con presión de hinchamiento alta.	10 – 15

Tabla 3.9 Estimación de parámetros que intervienen en el índice Q (BARTON, 1974).

Jn - Indice de diaclasado	Valor	Jr - Indice de rugosidad	Valor
•Roca Masiva.	0.5 -1,0	Diaclasas rellenas	1
•Una familias de diaclasas.	2	Diaclasas limpias (*)	
• Id. con otras diaclasas ocasionales.	3	▪ Discontinuas	4
• Dos familias de diaclasas.	4	▪ Onduladas rugosas	3
• Id. con otras diaclasas ocasionales.	6	▪ Onduladas lisas	2
• Tres familias de diaclasas .	9	▪ Planas rugosas	1,5
• Id. con otras diaclasas ocasionales.	12	▪ Planas lisas	1,0
• Cuatro o más familias, roca		Lisas o espejos de fallas	
muy fracturada.	15	▪ Onduladas	1,5
• Roca muy triturada .	20	▪ Planas	0,5
		(*) o cuyas caras esten entran en contacto bajo la sollicitación.	

Tabla 3.10 Estimación de parámetros que intervienen en el índice Q (BARTON, 1974).

Ja - Indice de alteración.	Valor	Coeficiente reductor de la presencia de agua Jw	Valor	Presión de agua (kg/cm²)
• Diaclasas de paredes planas.	0.75 -1	Excavaciones secas o con <5 l/min localmente.	1	< 1
• Ligera alteración	2	Afluencia media con lavado de alguna diaclasas.	0,66	1 – 2,5
• Alteración arcillosa.	4	Afluencia importante por diaclasas limpias.	0,5	2,5 - 10
• Con detritus arenosos.	4	Id. Con lavado de diaclasas.		
• Con detritus arcillosos		Afluencia excepcional inicial, decreciente con el tiempo.	0,33	2,5 - 10
Preconsolidados.	6	Id. Mantenida.	0,2 – 0,1	> 10
• Id. poco consolidados	8			
• Id. Expansivos.	8 - 12			
• Milonitos de roca y arcilla.	6 - 12			
• Milonitos de arcilla limosa.	5			
• Milonitos arcillosos - gruesos	10 - 20		0,1 – 0,05	>10

Tabla 3.11 Parámetros de clasificación y sus rangos, según Bieniawski (1979)

N°	Parámetros.		Rango de valores.						
1	Resistencia de la roca matriz.	Ensayo de carga puntual.	>10MPa	4 - 10 MPa	2 -4 MPa	1-2 MPa	comp.. simple (Mpa)		
		C. Simple	>25 0MPa	100- 250MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	5 - 25 MPa	1 - 5 MPa	< 5Mpa
	valoración		15	12	7	4	2	1	0
2	RQD.		90 a 100 %	75 a 90 %	50 a 75 %	25 a 50 %	< 25 %		
	valoración		20	17	13	8	3		
3	Espaciamiento entre grietas.		> 2m	0,6 - 2 m	0,2 a 0,6m	0,06 a 0,2m	< 0,06 m		
	valoración		20	15	10	8	5		
4	Estado de las diaclasas.		muy rugosas discontinuas, sin separaciones, bordes duros.	ligeramente rugosa. Abertura < 1mm. bordes duros	ligeramente rugosa, Abertura < 1mm. Bordes blandos	espejos de falla o con relleno <5mm o abiertas 1 -5 mm. Diaclasa continua	Relleno blando >5mm, aberturas >5mm. diaclasa continua		
	valoración		30	25	20	10	0		
5	Agua freática	caudal por 10 m de túnel.	Nulo	< 10 l/min.	10 - 25 l/min	25 – 125 l/min	>125 l/min		
		Relación: entre presión de agua tensión principal mayor	0	0 – 0,1	0,1 – 0,2	0,2 - 0,5	> 0,5		
		Estado general	Seco	Ligeramente húmedo	Húmedo	Goteando	Fluyendo		
	valoración		15	10	7	4	0		

Tabla 3.12 Corrección por la orientación de las diaclasas, según Bieniawski (1979).

Dirección y buzamiento		Muy favorable.	Favorable.	Regular	Desfavorable.	Muy desfavorable.
Valoración para	túneles	0	-2	-5	-10	-12
	Cimentaciones	0	-2	-7	-15	-25
	Taludes	0	-5	-25	-50	-60

Tabla 3.13. Clasificación, según Bieniawski (1979).

Clase	I	II	III	IV	V
Calidad	Muy buena	Buena	Media	Mala	Muy mala
Valoración	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	< 20

Tabla 3.14 Valores de Q y RMR dados en la investigación y ajustes por criterio de expertos y por formulas.

Litologías	Q Barton	Formulas de Ajustes de RMR			RMR Proyecto.
		$RMR=13.5*\log Q+43$	$RMR=9*\ln Q+44$	$RMR=12.5*\log Q+55$	
5b'	0,01	16,0	2,6	30,2	2,6
	1	43,0	44,0	55,2	44,0
	3	49,4	53,9	61,2	53,9
	3,3	50,0	54,7	61,7	55,0
	4	51,1	56,5	62,7	56,5
	5	52,4	58,5	63,9	58,5
5c'	0,01	16,0	2,6	30,2	2,6
	0,1	29,5	23,3	42,7	23,3
	3	49,4	53,9	61,2	53,9
	5	52,4	58,5	63,9	58,5
	8	55,2	62,7	66,5	62,7
	8,67	55,7	63,4	66,9	63,0
	10	56,5	64,7	67,7	64,7
6'	3	49,4	53,9	61,2	53,9
	5	52,4	58,5	63,9	58,5
	8	55,2	62,7	66,5	62,7
	8,67	55,7	63,4	66,9	63,0
	10	56,5	64,7	67,7	64,7
5b' Zona falla I	0,01	16,0	2,6	30,2	5,0
5b' Zona de falla II	0,001	2,5	-18,2	17,7	0,0
Capa No 5c' (agua)	0,1	29,5	23,3	42,7	24,0
5cZona de falla I	0,01	16,0	2,6	30,2	5,0
5c' Zona de falla II (agua)	0,001	2,5	-18,2	17,7	0,0
5c'Zona de falla II (agua)	0,001	2,5	-18,2	17,7	0,0

Tabla 3.15 Datos Hidráulicos

<u>Denominación</u>	<u>Valores</u>
Gasto mínimo de conducción (m ³ /seg.)	30.00
Área mínima de la sección hidráulica (m ²)	26.85
Perímetro mínima de la sección hidráulica (m)	19.91
Diámetro equivalente la sección hidráulica (m)	5.39
Coefficiente de rugosidad (n)	0.022
Velocidad (m/seg.)	1.32