

**TRABAJO DE DIPLOMA**

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE SISTEMA DE PARAGUAS  
PARA LA FORTIFICACIÓN DE TÚNELES DEL TRASVASE ESTE - OESTE**

**KATIA YUDYT RAMOS CORBACHO**

**HOLGUÍN**

**2020**



**DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCIONES**

**TRABAJO DE DIPLOMA**

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE SISTEMA DE PARAGUAS  
PARA LA FORTIFICACIÓN DE TÚNELES DEL TRASVASE ESTE - OESTE**

**AUTOR(A): KATIA YUDYT RAMOS CORBACHO**

**TUTOR(ES): MsC. VIVIAN HERNÁNDEZ COLUMBIÉ (PROFESORA ASISTENTE)**

**MsC. ANIEL ÁLVAREZ GONZÁLEZ**

**HOLGUÍN**

**2020**



## **PENSAMIENTO**

“La creatividad requiere tener el valor de desprenderse de las certezas”

Erich Seligmann Fromm

(Alemania, 23 de marzo de 1900 - 18 de marzo de 1980)

Filósofo, profesor e investigador.



## **Agradecimientos**

A mis padres que siempre han sido mi ejemplo a seguir, mi orgullo y mi fuerza.

A mi hermana que ha sido compañera de lucha y amiga fiel, siempre a mi lado en los peores momentos.

A mis sobrinos por los cuales me planteo ser mejor cada día, los que alegran mi vida y para los que aspiro ser el mejor ejemplo.

A mi cuñado, compañeros de trabajo y estudio por tanto apoyo en estos años de estudio.

A Carlos Raúl Morales Lorenzo por el amor y el impulso en los últimos años de estudio.

A mis tutores, la Msc. Vivian Hernández Columbié y el Msc. Aniel Álvarez González por el tiempo, los conocimientos que me entregaron y sobre todo por la confianza que tuvieron en mi como futura profesional.

A todo el claustro de profesores en especial a Alexander Fernández Pérez y todas aquellas personas que de una forma u otra han hecho posible que me convierta en una profesional.



## **Dedicatoria**

A mis padres por forjar la mujer y profesional que hoy soy con tanto amor incondicional, firmeza y dedicación.



## RESUMEN

En Cuba la ejecución de túneles hidráulicos se materializa fundamentalmente con la construcción de los trasvases. Actualmente, en la región oriental se desarrolla la construcción del Trasvase Este – Oeste, donde los túneles se convierten en elementos medulares por constituir una de las principales variantes de conducción de agua. Debido a las características geomecánicas desfavorables que atraviesan algunos tramos del trazado y para evitar el derrumbe en los mismos, se requiere el diseño y construcción de un sistema de fortificación que garantice la estabilidad del sistema (Sistema Paraguas). Razón por la cual en la presente investigación se plantea un procedimiento para el diseño estructural de micropilotes, cerchas y revestimiento, en el cual se emplea la combinación de los métodos analíticos y los numéricos a través del método de los elementos finitos. Se realiza la modelación del túnel a partir de las características geomecánicas del suelo mediante el software Geo5-2019. El diseño del elemento cercha de hormigón armado se obtiene a través del software Sap -2000 v-14, tras valorar diferentes secciones. Se define el espesor del revestimiento de hormigón reforzado con fibras. Con todos estos elementos queda conformado el diseño del Sistema Paraguas con tecnología Simmetrix. Para el desarrollo de la investigación se emplearon una serie de métodos teóricos, empíricos y estadísticos que permitieron las limitaciones existentes en el diseño del Sistema Paraguas y valorar la factibilidad de los aportes de la investigación. Igualmente, el asiento bibliográfico se desarrolló a partir de las normas APA.



## **Abstract**

In Cuba, the execution of hydraulic tunnels materializes fundamentally with the construction of transfers. Currently, in the eastern region, the construction of the East-West Transfer is being developed, where the tunnels become core elements as they constitute one of the main water conduction variants. Due to the unfavorable geomechanical characteristics that cross some sections of the route and to avoid collapse in them, the design and construction of a fortification system is required to guarantee the stability of the system (Umbrella System). Reason why in the present investigation a procedure for the structural design of micropiles, trusses and cladding is proposed, in which the combination of analytical and numerical methods is used through the finite element method. Tunnel modeling is performed based on the geomechanical characteristics of the soil using Geo5-2019 software. The design of the reinforced concrete truss element is obtained through the Sap -2000 v-14 software, after evaluating different sections. The thickness of the fiber-reinforced concrete cladding is defined. With all these elements, the design of the Umbrella System with Simmetrix technology is formed. For the development of the research, a series of theoretical, empirical and statistical methods were used that allowed the existing limitations in the design of the Umbrella System and assessed the feasibility of the research contributions. Likewise, the bibliographic entry was developed from the APA standards.



# ÍNDICE

<b>INTRODUCCIÓN</b> .....	1
<b>CAPÍTULO – 1: MARCO TEÓRICO REFERENCIAL SOBRE LAS CLASIFICACIONES GEOMECAICAS DE LAS ROCAS Y EL DISEÑO DE SISTEMAS DE FORTIFICACIÓN</b>	<b>9</b>
<b>INTRODUCCIÓN AL CAPÍTULO</b> .....	9
<b>1.1 GENERALIDADES SOBRE LAS CLASIFICACIONES GEOMECAICAS DE LAS ROCAS</b> .....	9
<b>1.1.1 Clasificación de Terzaghi</b> .....	10
<b>1.1.2 Clasificación de Lauffer</b> .....	11
<b>1.1.3 Clasificación de Bienawski (RMR)</b> .....	12
<b>1.1.4 Índice Q de Barton</b> .....	13
<b>1.2 SISTEMAS DE FORTIFICACIÓN DE TÚNELES</b> .....	14
<b>1.2.1 Principios de diseño de sistemas de fortificaciones</b> .....	15
<b>1.3 SOLUCIÓN DE PARAGUAS COMO SISTEMA DE FORTIFICACIÓN</b> .....	29
<b>1.3.1 Características generales sobre Paraguas de micropilotes y sistema de Paraguas Symmetrix®</b> .....	30
<b>1.4 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DEL SISTEMA DE PARAGUAS</b> .....	31
<b>CONCLUSIONES DEL CAPÍTULO</b> .....	37
<b>CAPITULO 2 DISEÑO ESTRUCTURAL DEL SISTEMA PARAGUAS PARA LA FORTIFICACIÓN DE TÚNELES DEL TRASVASE ESTE – OESTE</b> .....	<b>38</b>
<b>INTRODUCCIÓN AL CAPÍTULO</b> .....	38
<b>2.1 GENERALIDADES SOBRE EL OBJETO DE ESTUDIO</b> .....	38
<b>2.1.1 Topografía</b> .....	39
<b>2.1.2 Caracterización ingeniero–geológica</b> .....	40
<b>2.2 DISEÑO ESTRUCTURAL DEL CONJUNTO DE ELEMENTOS QUE CONFORMA EL SISTEMA DE FORTIFICACIÓN</b> .....	41
<b>2.2.1 Diseño de micropilotes pesados sistema Symmetrix®</b> .....	42
<b>2.2.2 Diseño de cercha de hormigón reforzado con acero</b> .....	47
<b>2.2.3 Diseño de revestimiento de hormigón reforzado con fibras</b> .....	54
<b>CONCLUSIONES DEL CAPÍTULO</b> .....	54
<b>CONCLUSIONES</b> .....	<b>55</b>





<b>RECOMENDACIONES.....</b>	<b>56</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA.....</b>	<b>57</b>
<b>ANEXOS.....</b>	<b>59</b>



## INTRODUCCIÓN

Los túneles constituyen uno de los tipos de obras más utilizado en la ingeniería civil para la construcción de infraestructura; existiendo una gran variedad de proyectos entre los cuales se encuentran: ferrocarriles, túneles de carreteras, pasos peatonales y de ciertas especies de animales, para servicios públicos, telecomunicaciones, refugios y conexión de zonas estratégicas. En las obras hidrotécnicas son utilizados para unir cuenca hidrográficas vecinas, transportar agua o atravesar elevaciones topográficas importantes. (Vázquez, 2012)

La necesidad de abastecer de agua o drenar zonas para otros usos, hizo que el hombre desde la antigüedad prestara especial atención a los túneles, existiendo valiosos ejemplos como túneles griegos, romanos, cristianos, árabes, incluso americanos construidos por las culturas Incas y Mayas. En la actualidad estas obras están experimentando un auge significativo debido a la escasez de agua, al agotamiento de las reservas energéticas, los avances tecnológicos de la industria, el saneamiento de las ciudades y la necesidad de producir grandes cantidades de alimentos, aparejado del desarrollo de la agricultura.

El diseño de un túnel implica tomar en consideración efectos que puedan tener las características estructurales o las tensiones actuantes, en la estabilidad del mismo. En dependencia del tipo de roca y su comportamiento, así como criterios ingenieriles antecedentes, se podrán obtener conceptos útiles para el diseño a partir de diversas teorías y métodos que incluyen los analíticos, numéricos y empíricos. Puntualmente para rocas muy fracturadas el diseño partirá de técnicas de equilibrio límite y la utilización de modelos numéricos y físicos. (Vázquez, 2012)

En cuanto a los túneles hidráulicos un factor que condiciona fuertemente su diseño es la presencia de presión interior. De la misma manera se tendrá en cuenta la necesidad de evitar que el agua entre o salga del túnel, lo que obliga a prestar una atención particular a su estanqueidad. Finalmente se debe garantizar la estabilidad requerida y probada (integralidad) durante toda la vida útil de la obra subterránea. En función de la naturaleza del terreno; se determina la necesidad de colocar un revestimiento adecuado capaz de resistir sus acciones y cumplir con los parámetros antes mencionados.



Según (Espinoza, 1994) en la actualidad existen dos sistemas para la ejecución de un túnel: Avance cíclico por perforación y voladura, el cual perfecciona constantemente las operaciones tradicionales en secuencias invariadas y Avance continuo eliminando el empleo de explosivos, basado en el surgimiento de las maquinas tuneladoras, revolucionando totalmente las técnicas tradicionales. Algunos de los elementos con los que puede ejecutarse la excavación de los mismos son: martillos neumáticos manuales, rozadora, explosivos y maquinas tuneladoras.

Con respecto a la excavación de túneles existen filosofías de actuación como el Método Noruego de Tunelería (MNT) y el Nuevo Método Austriaco de Construcción de Túneles (NATM). Los métodos de excavación de túneles antes mencionados se entienden como una serie de principios que permiten una valoración más dinámica del terreno en base a las clasificaciones geomecánicas de Barton y Terzaghi respectivamente y los sistemas de fortificación a aplicar. Estos métodos se mejoran y perfeccionan continuamente, tanto en el aspecto de seguridad como en el de rendimiento.

En el proceso de excavación de túneles se genera un estado tensional en el perímetro de la sección de excavación. Este se produce dado el desequilibrio estático que se genera producto a eliminar un sector de roca por lo que se hace necesario la instalación de un conjunto de elementos con el fin de estabilizar el contorno de la excavación, la cual es denominada sistema de fortificación (Arévalo, 2019). Entre los sistemas de fortificación más utilizados podemos encontrar: Hormigón Proyectado, Bulonado, Mallas, Cerchas de madera y acero, Pernos y los sistemas de Paraguas que proporcionan al terreno un aumento de sus propiedades de resistencia y deformabilidad.

Para seleccionar el tipo de sistema de fortificación de un túnel, se tienen en cuenta las características ingeniero geológica, las propiedades físico mecánicas y el comportamiento estructural del macizo. Luego se selecciona en dependencia de la experiencia de quien realiza el análisis, los datos con que se cuenta y los resultados que se esperan obtener; la clasificación geomecánica que se desea utilizar (Terzaghi, Lauffer, Protodiaknov, Bienawski (RMR), Barton (Q)).

De este proceso se obtiene un índice característico que describe cualitativamente la calidad de la roca y que permite determinar adecuadamente el sistema de fortificación.



También se tiene en cuenta en casos específicos, las cargas que tendrá que soportar para las cuales entonces se diseñará.

En Cuba la ejecución de túneles hidráulicos se materializa fundamentalmente con la construcción de los trasvases. Los mismos son inversiones de gran magnitud que se ejecutan teniendo en cuenta su valor de ejecución y especialmente su perdurabilidad; las cuales se basan en la capacidad real para su mantenimiento, perfeccionamiento y operatividad con paso del tiempo.

Sus objetivos fundamentales son: una distribución lógica del agua, contrarrestar la sequía en zonas de pocas precipitaciones, canalizar los grandes volúmenes de agua generados por las intensas lluvias, abastecer a la población y desarrollar sistemas de riegos. En el país existen tres trasvases en los que se trabaja actualmente: Este - Oeste, Centro - Oeste y Norte – Sur; los cuales están compuestos por un conjunto de obras entre las que se encuentran objeto de fundamental importancia los túneles. En el territorio holguinero se ejecuta el trasvase Este – Oeste, obra impulsada por el estado cubano para beneficio social y el desarrollo de la infraestructura hidráulica en el territorio.

La construcción de los trasvases y las obras hidráulicas que los componen, resulta extremadamente costosa en el contexto económico actual, caracterizado por un incremento exorbitante de los precios de los equipos de construcción, los combustibles y lubricantes. Dentro de ellos los túneles son los más costosos de ejecutar, por ser obras de elevada complejidad, sus características constructivas y grado de especialización del equipamiento utilizado.

No obstante, la dirección del país es consciente de que renunciar a su construcción equivale a limitar el bienestar social y la capacidad económica del territorio. Por lo que prioriza su ejecución como solución necesaria para enfrentar en primer lugar, los problemas derivados de los ciclos de sequías que viene experimentando principalmente la región oriental. Además, se busca lograr un incremento en la producción agrícola, como vía principal para lograr una sostenibilidad alimentaria y la reducción de grandes importaciones de alimentos.

La construcción de túneles, como obras componentes del trasvase, se convierte en un elemento medular por constituir una de las principales variantes de conducción de agua.



Siendo imprescindible las búsquedas de tecnologías que reduzcan los costos, plazos de ejecución y seguridad que garanticen la sustentabilidad de los mismos

Luego de un proceso constructivo mediante perforación y voladura, las tecnologías de fortificación que se han utilizado en los túneles del trasvase Este – Oeste son: el hormigón proyectado y cerchas conformadas con barras de aceros, las cuales son aplicables en zonas con cargas geológicas moderadas. En los primeros tramos ejecutados muestran efectividad ya que las condiciones del macizo eran favorables para su uso.

En la medida que el diseño de los túneles y su excavación aumentan en complejidad y se adentran en zonas con condiciones geomecánicas más complejas han dejado de ser seguras. Todo lo antes planteado nos demuestra en la práctica, la necesidad de aplicar tecnologías de fortificación y presostenimiento que den cumplimiento al criterio ingenieril de ajuste y proyección con el avance de la excavación de los túneles.

Al encontrarse en el proceso de ejecución zonas con agrietamiento intenso y presencia de agua; se plantea el empleo de paraguas de micropilotes que trabajan a flexión por empotramiento en el terreno más allá del frente de excavación, utilizando una serie de tubos de acero colocados mediante perforación y que posteriormente se rellenan con una lechada de cemento, permiten realizar emboquilles en terrenos no consolidados así como atravesar terrenos fallados, permitiendo realizar los trabajos de excavación en condiciones de seguridad al amparo de dichos paraguas.

En específico el sistema de paragua Symmetrix (micropilotes pesados y ligeros) adquirido recientemente por el país. Forma parte de nuevas tecnologías para la ejecución de túneles en condiciones geomecánicas complejas; que permite sin duda aumentar el rendimiento y la seguridad en la ejecución de los mismos, evitando las pérdidas de vidas humanas. Favorece el ahorro de cuantiosos recursos que se pierden como consecuencia de los derrumbes que se producen en los túneles. A su vez esta tecnología una vez que se aplique pasa a formar parte del continuo proceso de mejora y actualización del proyecto del Trasvase Este - Oeste.

La empresa responsable del diseño de los túneles del trasvase Este – Oeste, Recursos Hidráulicos (RAUDAL) ha adquirido recientemente el equipamiento necesario para la ejecución del sistema de paraguas Symmetrix que consiste en máquina de perforación



específica para el emboquille (Atlas Copco) y los micropilotes; al no contar con todos los recursos necesarios para su uso no se ha podido explotar todo su potencial. Para el país resulta inconveniente la importación de las mallas Bernold para evitar las fugas de material entre los pilotes y los perfiles de acero especiales en forma de arcos para la ejecución de cerchas.

En la búsqueda de soluciones nacionales se gestiona con la empresa Fábrica de acero Acinox de las tunas la confección de los perfiles de acero necesarios, encontrando la dificultad de que solo cuentan con tecnología para producir hasta los espesores del perfil I - 200 y por cálculos realizados para los túneles del trasvase Este – Oeste que se ejecutan en condiciones geológicas complejas se requieren por lo menos perfiles con dimensiones semejantes a las del I – 300. Ante estas dificultades se estudian variantes de diseño del sistema de paraguas Symmetrix para la fortificación de túneles que permitan el uso de la tecnología de manera sostenible para el país, con el uso de materiales y recursos existentes en el territorio cubano como son las mallas electrosoldadas, el hormigón proyectado, bulones cementados y Swellex.

Por lo que se declara como **problema** científico de la investigación el siguiente: cómo realizar el diseño estructural del sistema de paraguas para la fortificación de túneles del trasvase Este - Oeste, en función de las características geomecánicas del macizo.

Con el fin de analizar este problema se define como **objeto de la investigación** sistema de paraguas para la fortificación de túneles del Trasvase Este - Oeste.

Para darle solución al problema científico que ocupa la presente investigación se traza como **objetivo general**: realizar el diseño estructural del sistema de paraguas para la fortificación de túneles del Trasvase Este - Oeste.

El mencionado objetivo se enmarca en el **campo de acción**: diseño estructural del sistema de paraguas en función de las características geomecánicas del macizo rocoso.

Con el fin de analizar el objeto de la investigación se trazan los siguientes **objetivos específicos**:

- Determinar las etapas, regularidades y tendencias que han caracterizado las clasificaciones geomecánicas de las rocas.



- Sistematizar los fundamentos teóricos y metodológicos que sustentan el diseño de sistemas de fortificación.
- Realizar el diseño estructural de un sistema de paraguas ajustado a las especificaciones técnicas y condiciones geológicas de túneles del Tránsito Este - Oeste.

Luego de analizar la situación problemática se formula la siguiente **hipótesis**: si se evalúan los parámetros ingeniero geológicos existentes en el Tránsito Este – Oeste y se modela mediante software especializados los elementos componentes del sistema de paraguas, se puede obtener un diseño estructural apropiado en función de las características geomecánicas del macizo.

Un estudio de la hipótesis de la investigación permite precisar que la variable independiente la constituye los parámetros geológicos existentes y la variable dependiente será el diseño estructural del sistema de paraguas para la fortificación de túneles.

Para constatar la validez de la hipótesis, dar cumplimiento a los objetivos y resolver el problema de la investigación se utiliza un sistema de métodos de la investigación científica de naturaleza teórica, empírica y estadístico- descriptivos.

Métodos teóricos:

- Histórico-lógico: Se realiza un estudio bibliográfico para llegar a conocer los antecedentes históricos del diseño de túneles, métodos de excavación, principales clasificaciones para la selección de sistemas de fortificación y criterios de diseño de un sistema de paraguas.
- Hipotético-deductivo: Se elabora la hipótesis de la investigación, se precisaron las variables de la hipótesis y se seleccionó una lógica investigativa.
- Sistémico estructural funcional: Se conforma el aporte de la investigación con un enfoque sistémico considerando su estructura, componentes y las relaciones fundamentales que se dan entre los componentes.
- Modelación: Se modela el sistema de paraguas para la fortificación de túneles del Tránsito Este – Oeste. Teniendo en cuenta las condiciones específicas del macizo donde se construye el túnel, para ello se utilizan los software Geo5 y Sap 2000 V-14.



- El análisis-síntesis, la inducción-deducción, y la abstracción-generalización son concebidos como procedimientos de caracterización teórica del objeto y campo de la investigación y se emplean a lo largo de todo el proceso investigativo.

#### Métodos empíricos:

- Análisis documental: Se utiliza para la recopilación de información relacionada con el sistema de paraguas para la fortificación de túneles del Traslase Este – Oeste y para la caracterización empírica del objeto de la investigación enfatizando en su campo, el análisis histórico y teórico-metodológico.
- Observación científica: Resulta de utilidad para la ejecución de los procesos de caracterización empírica del objeto de la investigación con énfasis en su campo de validación de la propuesta en la práctica social y del análisis histórico del mismo.

#### Métodos estadísticos:

- Métodos estadísticos descriptivos: Permiten la gestión y organización de los datos para una mejor interpretación, análisis y validación del diseño estructural del sistema de paraguas.

La presente investigación aporta el diseño estructural del sistema de paraguas adaptado a las condiciones ingeniero geológicas para la fortificación de túneles del trasvase Este - Oeste y el procedimiento a seguir para realizar el mismo.

La novedad científica de la investigación radica en el empleo de hormigón para el diseño de las cerchas y el revestimiento que componen el sistema de paraguas, además el uso del sistema de micropilotes pesados Symmetrix. Plantea un procedimiento para el diseño estructural del sistema de paraguas con el que se obtienen las características geométricas más económicas y resistentes de los elementos que lo componen.

La pertinencia y actualidad de esta investigación se concreta en la relación que existe entre este y las líneas de investigación establecidas en la facultad tales como: Innovación para el desarrollo sostenible y Perfeccionamiento de los procesos educativos. Además, se enmarca dentro de las siguientes áreas de conocimientos: Didáctica de las Ciencias de la Construcción y estudios estratégicos de gestión del conocimiento, Modelación, diseño y evaluación de obras de ingeniería y Tecnologías constructivas y





conservación de las obras de ingeniería. El mismo responde al proyecto empresarial: desarrollo de la tecnología para análisis integrado de las deformaciones en las obras de la región niquelífera y del trasvase Este – Oeste.

De igual manera está en concordancia con los objetivos 7 y 11 de la agenda 2030 para el alcance y contribución al desarrollo sostenible. Responde a una de las necesidades sociales y económicas del territorio en una de las obras de mayor envergadura e importancia del país.

El informe de la investigación se estructura en introducción, dos capítulos, conclusiones, recomendaciones, bibliografías y anexos (las mismas están referenciadas de acuerdo a las normas APA). En el capítulo 1 se realiza la descripción teórica sobre la clasificación geomecánica de las rocas y los sistemas de fortificación de túneles. La síntesis de la acción dinámica, las observaciones propias para el análisis de sistema de paraguas y el procedimiento para su diseño estructural. En el capítulo 2 se realiza el diseño estructural de sistema de paraguas para la fortificación de túneles del trasvase este – oeste siguiendo el procedimiento planteado en el capítulo 1. Se modela mediante el software especializado Geo 5 y Sap 2000 V-14.



# **CAPÍTULO – 1: MARCO TEÓRICO REFERENCIAL SOBRE LAS CLASIFICACIONES GEOMECAÑICAS DE LAS ROCAS Y EL DISEÑO DE SISTEMAS DE FORTIFICACIÓN**

## **Introducción al capítulo**

El proceso de diseño del sistema de fortificación de un túnel constituye una maquinaria compleja en la que interactúan y accionan entre si múltiples factores. Dentro de los que se encuentran, las clasificaciones geomecánicas de las rocas, las tensiones actuantes en el mismo (antes, durante y después del proceso constructivo), las características del contorno de la sección transversal de la excavación y el modo constructivo. Todos los elementos antes mencionados nos conducen y facilitan la selección del sistema de fortificación a emplear, el cual se diseña teniendo en cuenta cada uno de estos parámetros. En el presente capítulo se tratan a profundidad las clasificaciones geomecánicas de las rocas y los principios para el diseño de sistemas de fortificación.

## **1.1 Generalidades sobre las clasificaciones geomecánicas de las rocas**

Las clasificaciones geomecánicas permiten caracterizar mediante la observación o ensayos simples los macizos rocosos en función de una determinada serie de parámetros. Al mismo tiempo por medio de ellas se calcula para las rocas un índice característico, que describe numéricamente la calidad de las mismas y su competencia (capacidad de resistir sin necesidad de sostenimiento una excavación de veinte metros o más). Luego de obtenido el índice de calidad de la roca aportado por clasificación usada y basándose en las experiencias de construcciones y proyectos anteriores; se pueden definir las necesidades acertadas de sostenimiento o los métodos más idóneos para la excavación de un túnel.

Las clasificaciones geomecánicas son una herramienta muy útil en el diseño y la construcción de túneles, aunque cuentan con el inconveniente de que quien la aplique debe tener gran experiencia y conocimiento para garantizar su correcta utilización. Tienen una amplia aplicación en todas las etapas de la obra, pueden ser utilizadas para la identificación de los distintos tipos de terrenos en los que se emplazarán sus componentes y en la fase de proyecto permite determinar el sostenimiento necesario. Interrelaciona fuertemente la fase de ejecución con la de diseño, permitiendo reevaluar variantes del proyecto inicial, en puntos donde esto sea necesario, dada la aparición de rocas con condiciones que anteriormente no se tuvieron en cuenta. Todo lo antes



mencionado garantiza se aplique un correcto sostenimiento en cada tramo ejecutado, conforme avance la construcción del túnel.

Existen diversas clasificaciones geomecánicas de importancia en la actualidad. Ninguna de ellas se puede considerar como universal, ni se adapta a clasificar todo tipo de roca; esto se debe a que su surgimiento es diverso y se establecen de acuerdo a distintas composiciones e historia de la geología de las rocas. A lo antes dicho se le suma que cada uno de los autores se basa en sus propias experiencias, por lo que el campo de utilidad será mayor en zonas donde las condiciones geológicas sean similares a las de los lugares que sirvieron de base para su confección.

A continuación, se relacionan las clasificaciones geomecánicas de interés para esta investigación. Se hace un especial análisis de las más utilizadas en la actualidad: La clasificación de Bienawski (RMR) y el Índice Q de Barton.

De cada una de ellas se relacionan los parámetros que intervienen para definir el índice de calidad, como se asignan los mismos, las clasificaciones para los distintos tipos de rocas y los sistemas de fortificación necesarios para lograr túneles estables. Es importante señalar que estos últimos se pueden seleccionar directamente por la sugerencia empírica del autor; o teniendo en cuenta, las cargas que tendrá que soportar el sostenimiento para las cuales entonces se diseñarán.

### **1.1.1 Clasificación de Terzaghi**

Esta clasificación es propuesta por Terzaghi en 1964, quien propuso la primera clasificación del terreno orientada a la construcción de túneles. Fue y continúa siendo de gran aplicación en América del Norte. Clasifica las rocas en nueve tipos diferente; teniendo en cuenta esencialmente las condiciones de fracturación en las rocas y la cohesión o expansividad de los suelos.

Considera tres tipos de disposiciones de las estratificaciones con respecto al túnel:

- Estratificación vertical: el techo será estable en general, se pueden producir caídas de bloques en una altura de  $0.25B$  ( $B$  es el ancho del túnel)
- Estratificación horizontal de gran potencia y con pocas juntas: la excavación será estable y sin rotura.



- Estratificación horizontal de pequeña potencia y/o gran cantidad de juntas: en el techo se desarrolla rotura, formándose un arco apuntado sobre el túnel, la cual tendrá el mismo ancho que este y el alto será la mitad del ancho. Este proceso es progresivo y se detendrá si se coloca rápidamente un sostenimiento.

Para dimensionar el sostenimiento, se tienen en cuenta las siguientes suposiciones:

- Presión uniforme vertical sobre la bóveda de valor  $P_m = \gamma H_r$  (1.1)
- Presión uniforme sobre las paredes de valor  $P_h \approx 0.3P_m$  (1.2)
- Presión uniforme sobre la solera, si la hay, de valor  $P_s \approx 0.5P_m$  (1.3)

H: densidad de la roca

$H_r$  se obtiene de la tabla 1 del anexo 1.

El sostenimiento - entibación se diseñará para resistir las cargas puntuales correspondientes, en caso de que puedan desprenderse localmente bloques.

En la tabla 1 del anexo 1 se muestran la clasificación con la descripción de los 9 tipos de rocas propuestos por el autor, así como la estimación de la carga actuante en el techo ( $H_r$ ), para cada uno de ellos en metros de roca sobre clave. En la figura 1 del mismo anexo se muestra la concepción general de la teoría de Terzaghi para la estimación de la carga del terreno.

### 1.1.2 Clasificación de Lauffer

Sobre la base de los estudios realizados por Stini y Terzaghi en 1950 sobre la inestabilidad en relación con el tiempo en los túneles. En 1958 Lauffer propuso la clasificación del terreno orientada a la construcción de túneles en siete tipos, para lo cual analizó diferentes tipos de excavación (incluso minas abandonadas) en diferentes tipos de roca, midiendo el tiempo que eran capaces de mantenerse estables antes de desmoronarse.

Según (Haro, 2004) su teoría llama la atención sobre el tiempo de sostén del claro activo en un túnel; donde el tiempo de sostén será, el tiempo que un túnel será capaz de mantenerse abierto sin sostenimiento. El claro activo entonces será el espacio sin sostenimiento más grande del túnel entre el frente y los sostenimientos, como se muestra en la figura 2 del anexo 1.



Existen varios factores que afectan el tiempo de sostén del claro activo entre los cuales se encuentran, la orientación del eje del túnel, la forma de la sección, el método de excavación y el tipo de sostenimiento. En conclusiones Lauffer plantea que un incremento en el claro activo, disminuirá el tiempo de sostén del mismo. En la tabla 2 del anexo 1 se muestran los tipos de roca y sostenimiento según Lauffer.

De la misma manera la figura 3 del anexo 1 muestra la relación existente entre el claro activo (S) y el tiempo de sostén del claro activo para diferentes tipos de roca de la A a la G (muy buena a muy mala). Luego en la tabla 3 del mismo anexo se relacionan los parámetros de evaluación de la calidad de las rocas según Lauffer.

### **1.1.3 Clasificación de Bienawski (RMR)**

Esta clasificación fue desarrollada por Bienawski entre 1972 y 1973, la última revisión y definitiva fue en 1989, evalúa la competencia del macizo rocoso basándose en seis parámetros para su determinación. Dichos parámetros se mencionan a continuación:

- Resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta.
- Rock Quality Designation (RQD).
- Espaciado entre juntas o discontinuidades.
- Estado de las juntas o discontinuidades.
- Condición de infiltración de agua.
- Orientación de las discontinuidades.

Esta clasificación, que ha tenido mucha aceptación y aplicación en el transcurso de los años que lleva publicada, dada la facilidad de su aplicación y versatilidad en la práctica ingenieril. A partir de este índice RMR se definen cinco categorías de rocas desde “Muy buena” a “Muy mala” y teniendo las mismas se determinará el sistema de fortificación adecuado de acuerdo al criterio empírico del autor y sus experiencias. Para cada uno de los parámetros antes mencionados se presentan cinco valores que dependen de la calidad de la roca.

El valor de RMR se obtiene como suma de los valores asignados a los parámetros señalados, oscilando el valor linealmente entre 0 y 100 este valor es el que nos proporciona la clasificación de la roca y podemos observarlo en la tabla 4 del anexo 1, en



la tabla 5 de este mismo anexo se relacionan aspectos sobre la excavación y soporte en túneles y obras de ingeniería donde la condición de la roca es importante.

#### 1.1.4 Índice Q de Barton

Elaborado por Barton, Lien y Lunde en Noruega 1974, su desarrollo constituye un gran avance de las clasificaciones geomecánicas de los macizos; el mismo se basa en múltiples casos de estudios en Escandinavia (más de 200). Su carácter cuantitativo permite al usuario una mayor precisión a la hora de obtener resultados, permite establecer y facilita el diseño de sistemas de fortificación para túneles y cavernas. La clasificación está basada en la evaluación numérica de seis parámetros que definen el índice Q de calidad de la roca:

- Índice de calidad de la roca RQD
- Numero de familia de discontinuidades o índice de diaclasado que indica el grado de fracturación de la roca  $J_n$
- Rugosidad de las discontinuidades (este valor también depende de la presencia de relleno y del tamaño de las discontinuidades)  $J_r$
- Meteorización o alteración de las discontinuidades  $J_a$
- Coeficiente reductor que tiene en cuenta la presencia de agua  $J_w$
- Stress Reduction Factor (factor reductor dependiente de la influencia del estado tensional del macizo rocoso) SRF

Estos parámetros conforman la expresión (1.4) mediante la cual se determina el índice Q, el cual indica la calidad de la roca y sus valores se determinan en las tablas de la 7 a la 12 del anexo 1. Puede tener un rango que va de  $Q=0.001$  a  $Q=1000$  y de roca excepcionalmente mala a excepcionalmente buena como muestra la tabla 6 del anexo1.

$$Q = \frac{RQD}{J_n} * \frac{J_r}{J_a} * \frac{J_w}{SRF} \quad (1.4)$$

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

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

$\frac{J_w}{SRF}$  Representa la influencia del estado tensional



Para definir una serie de categorías de sostenimiento Barton publica el gráfico que se muestra en la figura 4 del anexo1; este sufrió cambios con el avance de estudios, el desarrollo de la tecnología y el paso del tiempo. Hasta llegar a su última versión publicada por Barton y Grimstad en 1993.

## **1.2 Sistemas de fortificación de túneles**

Los términos sostenimiento o fortificación (también llamado soporte), encierran en si los procedimientos, técnicas, elementos y materiales aplicados para mantener la capacidad portante del macizo rocoso y soportar los pesos de bloques o fragmentos de roca en la periferia de la excavación; implican además la aplicación de una fuerza resistiva en el contorno del túnel. Entre los principales elementos de fortificación se encuentran los marcos y cimbras de acero, pernos, marcos de madera, hormigón proyectado, mallas metálicas y micropilotes, los que en su conjunto conforman un sistema e incrementan la capacidad resistente a las tensiones ejercidas por el macizo rocoso.

Los refuerzos por su parte están destinados a la movilización de la resistencia de la roca, de forma que esta logre ser autosustentable; están compuestos por técnicas y elementos instalados dentro del macizo rocoso como los pernos y cables de anclaje.

Según (Haro, 2004) la ejecución de una excavación supone el incremento de la tensión tangencial en la periferia del terreno circundante, cuando esta tensión tangencial excede la mitad de la resistencia a la compresión uniaxial de la roca, empieza entonces un proceso de rotura. Esta rotura toma lugar en forma de fracturación de la roca circundante, de una convergencia gradual del túnel, expansión localizada, desprendimiento de lajas de roca y a grandes profundidades se produce estallido violento de la roca. En otras palabras, la roca abandona el dominio elástico y plastifica.

Los modos de rotura anteriormente mencionados pueden originar el colapso de la excavación, para evitar que esto suceda, se coloca un sistema de fortificación de diferente tipo en dependencia de las diferentes condiciones de inestabilidad presentes. La reacción de dicho sostenimiento se manifiesta como una presión radial en el interior de la excavación. Comúnmente el sostenimiento empleado experimenta una compresión que está relacionada con la razón entre la tensión inicial y la resistencia la compresión uniaxial.



De una selección sistemas de fortificación, en el presente epígrafe se relacionan un conjunto de bases teóricas que rigen su dimensionamiento en aras de lograr optimizar su uso.

### **1.2.1 Principios de diseño de sistemas de fortificaciones**

Según (Espinoza, 1994), el diseño de la fortificación de un túnel tiene su fundamento en la manera como se espera estabilizar la excavación. Por lo que para el diseño del mismo se deben tener en cuenta principios básicos como:

- Considerar que los macizos rocosos siempre se deformaran por el efecto que produce en ellos la construcción del túnel y que dichas deformaciones deben estar en concordancia con el uso para el que se prevé dar a dicha construcción.
- Las cargas soportadas por el sistema de fortificación instalado dependerán de la deformación o deformaciones que experimente el macizo rocoso luego de instalado el mismo.
- Tener en cuenta el proceso de degradación natural de la roca con el paso del tiempo, por lo que la vida útil planificada para la obra de tunelería es uno de los aspectos a tener en cuenta para el diseño y cálculo del sistema de fortificación.
- El diseño de los sistemas de fortificación depende directamente del estado de tensiones inicial y de las características del macizo rocoso antes de la excavación; al mismo tiempo dependerá de las dimensiones, profundidad, forma de la excavación.
- Además, tienen gran influencia la presencia de agua, las regulaciones constructivas vigentes y a las especificaciones de proyecto.

Debido a que el diseño de los sistemas de fortificación depende de múltiples factores antes mencionados, es imposible definir un método único para realizar el mismo o un análisis fijo e inflexible. A todo esto, se le suma el creciente desarrollo de las tecnologías, que han dado paso al surgimiento de nuevos métodos para el diseño; por lo que se definen tres grupos fundamentales para clasificar los existentes. Los cuales se muestran la tabla 1 del anexo 2.

A continuación, se hace una recopilación de expresiones que componen los métodos analíticos mediante las cuales se puede dar solución al diseño estructural de diversos sistemas de fortificación.





Revestimiento de hormigón

Según Hoek-Brown en 1980 la rigidez elástica  $k_s$  de los revestimientos de hormigón se calculan de la siguiente manera:

$$k_s = \frac{E_c r_i^2 - (r_i - t_c)^2}{(1 + \nu_c) 1 - 2\nu_c r_i^2 - (r_i - t_c)^2} \quad (1.5)$$

Donde:

$E_c$ : módulo de elasticidad del hormigón

$r_i$ : radio del túnel

$\nu_c$ : coeficiente de Poisson del hormigón

$t_c$ : espesor de la capa de hormigón

Según (Haro, 2004) la presión máxima del sostenimiento  $P_{SM\acute{a}x}$  del hormigón u hormigón lanzado se determinará por medio de la teoría de los cilindros huecos bajo presión externa y la expresión será:

$$P_{sm\acute{a}x} = \frac{1}{2} \sigma_{c,c} \left( 1 - \frac{(r - t_c)^2}{r_i^2} \right) \quad (1.6)$$

Donde:

$\sigma_{c,c}$ : resistencia a la compresión simple del hormigón lanzado

Al colocar posteriormente una malla metálica o armadura ligera no ofrecen variación a la resistencia del Hormigón, pero si a la distribución de tensiones en el mismo. En la tabla 2 del anexo 2 se muestran los valores típicos de  $\sigma_{c,c}$  y  $E_c$  para mezclas secas y húmedas de hormigón lanzado después de 1 y 28 días.

En el caso del hormigón proyectado Sattler plantea un balance de fuerzas que se muestra en la figura 5 del anexo 2. El cual da paso a una ecuación en la que relaciona la fuerza actuante y la fuerza resistente lo que permite determinar el espesor y carga de ruptura de la cascara de hormigón proyectado.

Fuerza actuante = Fuerza resistente



$$\sigma_r^t * \frac{b}{2} = \frac{d}{\text{sen}\alpha} * \tau_c \quad (1.7) \quad d = \frac{\sigma_r^t * b * \text{sen}\alpha}{2 * \tau_c} \quad (1.8)$$

Donde:

$\sigma_r^t$ : presión radial sobre la cascara de concreto rociado que, para efecto de carga sobre el techo del túnel, consideramos ( $\gamma_u * H_u * \text{sen}\alpha$ ) en (Tn/m<sup>2</sup>).

$\alpha$ : es sensiblemente  $\leq 23^\circ 6'$  debido a que ( $d / \text{sen}\alpha$ ) resulta generalmente mayor que  $2.5 * d$

$d$ : espesor de la capa de hormigón en (m)

$\tau_c$ : esfuerzo resistente al corte de la capa de concreto rociado igual a ( $0.2 f_c$ )

Considerando un factor de seguridad FS=2.5 entonces:  $b = 2 * r * \text{cos}\alpha = B * \text{cos}\alpha$

La siguiente expresión es la base para la construcción del monograma de cálculo de espesores de la capa de hormigón lanzado:

$$d = 0.09 * \frac{B * \gamma_u * H_u}{f_c'} \quad (1.9)$$

Según (Espinoza, 1994) la aplicación de un momento flector o dos pares de fuerzas a una cascara de hormigón rociado genera la flexión de esta; para determinar el momento resistente de la losa se establece una relación entre las características dimensionales de la misma y el esfuerzo aplicado (momento flector), la calidad de la losa garantizará el equilibrio en esta relación.

$$\sigma = \frac{M}{Z} \quad (1.10)$$

Donde:

M: momento flector aplicado a la losa

Z: momento resistente o módulo de sección

$\sigma$ : tensión admisible en el concreto

Carga de concreto rociado bajo cargas flexionantes

La aplicación de un momento flector o dos pares de fuerzas a una cáscara de concreto rociado genera la flexión de ésta. Al buscar el momento resistente de la losa se ha



establecido la relación entre el esfuerzo aplicado (momento flector) y las características dimensionales de ésta. La masa de roca que es necesario soportar se presenta en la figura 6 del anexo 2, la altura estática que interviene en el cálculo del espesor de la cáscara puede ser considerada como el doble del espesor de ésta. También se admite que la adherencia del concreto rociado con la roca permite la absorción de los esfuerzos de flexión pequeños, poco importantes para modificar el esquema, aun si la roca se presenta quebradiza o fragmentada.

Luego se encuentran las expresiones:

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{\gamma * A * L^2}{9} \quad (1.11)$$

$$Z = \frac{I}{a} = \frac{b * a^3}{12} = \frac{2}{3} d^2 \quad (1.12)$$

El esfuerzo máximo resistente es:

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{M}{Z} = 0.167 * \gamma * A * \frac{L}{d}^2 \quad (1.13)$$

Tensión al corte en la zona de influencia

$$\tau_{m\acute{a}x} = \frac{\gamma * A * 1}{b * d} \quad (1.14)$$

$$\tau_{m\acute{a}x} = 1.3 \sigma_{m\acute{a}x} \quad (1.15)$$

Con el fin de que  $\tau_{m\acute{a}x} > \sigma_{m\acute{a}x}$ , se necesita que  $(L \leq 20d)$  de tal forma que las sollicitaciones debidas al empuje de la roca sean preponderantes.

En las superficies no planas de rocas cubiertas por una capa de hormigón actúan tensiones tanto de tracción como de flexión; debido a la carga en forma de arco de la parábola de la roca. A estas tensiones se superponen otras tensiones al corte provocadas por esfuerzos terciarios que a su vez dan paso a esfuerzos locales extraordinarios que traen consigo deformaciones, rajaduras y desprendimientos.

Para el enfrentamiento de este fenómeno se conforman con la cascara de hormigón bóvedas secundarias, de forma que se aproveche al máximo la resistencia a la compresión del concreto. La figura 7 del anexo 2 se emplea para determinar los espesores de la cascara de hormigón cuando se combinan refuerzos rígidos y flexibles, de la cual se derivan las expresiones:

Condiciones



Donde se determinan los valores de L, H<sub>u</sub> y γ<sub>u</sub>

Luego:

$$w = \tau_{m\acute{a}x} * b * d \quad (1.16)$$

Donde:

d: espesor mínimo de la capa de hormigón lanzado

σ<sub>máx</sub>: esfuerzo máximo resistente cuyo valor se extrae del gráfico de la figura 7 del anexo 2.

En el caso de superficies irregulares el hormigón proyectado actuará de manera diferente a la descrita antes, ya que en algunas partes de la capa de hormigón ocurren tensiones de estiramiento secundarias a las fuerzas compresivas que tienen acción en otras partes. Los esfuerzos tensionantes en este tipo de superficie tiene mayor probabilidad de ocurrencia en las vecindades del área de influencias de pernos de roca y en puntas o sobresalientes de la roca. La figura 8 del anexo 2 ofrece este comportamiento de la roca antes de la instalación de pernos o de una segunda capa de hormigón.

Luego las expresiones siguientes ofrecen como dimensionar la capa de hormigón, por balance de fuerzas:

Fuerza actuante (F<sub>a</sub>)

$$F_a = \frac{1}{3} * A * h * \gamma \quad (1.17)$$

Donde:

F<sub>a</sub>: peso de la cuña rocosa

A: rea

h: altura

γ: peso volumétrico

Fuerza resistente (F<sub>r</sub>)

$$F_r = A_c * f'_c * 0.2 \quad (1.18)$$



$A_c$ : área de corte

$f_c$ : capacidad de carga del hormigón rociado

Factor de seguridad ( $F_s$ )

$$F_s = \frac{F_r}{F_a} \quad (1.19)$$

Se considera la capacidad de carga del hormigón rociado a las dos horas de  $15 \text{ kg/cm}^3$

Hormigón proyectado reforzado con fibras

Este hormigón reforzado con fibras es muy utilizado en revestimientos prefabricados e "insitu" de túneles, la propagación de su uso se basa en demostradas ventajas técnicas comparativas sobre el uso de hormigón sin reforzar con las tradicionales mayas electrosoldadas. A partir de características tecnológicas y mecánicas de las fibras metálicas y el hormigón reforzado con fibras. Se citan dos métodos de diseño del hormigón fibrorreforzado, uno por equivalencia flexional y otro por análisis numérico, aplicado a típicos soportes de túneles.

La presencia de fibras con una adecuada resistencia mecánica a la tracción homogéneamente distribuidas dentro de un concreto, constituye una micro-armadura la cual, por un lado se demuestra extremadamente eficaz para contrastar el muy conocido fenómeno de la fisuración por retracción del concreto y por otro lado, confiere al concreto una ductilidad que puede llegar a ser considerable en la medida en que sea elevada la cantidad de fibras presentes y la resistencia misma de las fibras, confiriendo además al concreto en tales circunstancias, una gran tenacidad o toughness (Perri, 2015).

Según (Perri, 2015), la resistencia a flexión se obtiene a partir de la equivalencia estructural de la capacidad resistente a la preso-flexión entre una placa de hormigón reforzado con una malla metálica colocada en la mitad de su espesor y la misma placa de hormigón fibrorreforzado. La resistencia flexional (momento máximo resistente) de 1 m de placa de hormigón de espesor ( $d$ ) armada con una malla metálica, de sección  $S_m$  ( $\text{mm}^2$ ) y resistencia  $\sigma_y'$  ( $\text{N/mm}^2$ ), colocada en la mitad del espesor ( $d/2$  en mm), se obtiene (en Nmm) con la expresión:



$$M_m = 0.9 S_m \sigma_y' \frac{d}{2} \quad (1.20)$$

El momento máximo resistente del mismo metro de placa de hormigón fibrorreforzado, resulta de la expresión:

$$M_f = f_{eq} 1000 \frac{d^2}{6} \quad (1.21)$$

Donde:

$f_{eq}$ : la resistencia equivalente con un espesor dado a tracción por flexión del hormigón fibrorreforzado en  $N/mm^2$  (MPa) y obteniendo finalmente, para la igualdad de los dos momentos resistentes:

$$f_{eq} = 0.0027 S_m \frac{\sigma_y'}{d} \quad (1.22)$$

Donde:

$d$ : Espesor requerido para obtener la equivalencia con una determinada  $f_{eq}$  y se determina de la siguiente manera:

$$d = 0.0027 S_m \sigma_y' / f_{eq} \quad (1.23)$$

La resistencia característica equivalente a tracción del hormigón fibrorreforzado  $f_{eq}$  se obtiene inicialmente directo de los ensayos sobre viga o, a falta de estos, puede ser preliminarmente deducida correlacionándola empíricamente con la clase del hormigón base (de la cual principalmente depende la resistencia de primera fisuración a tracción por flexión  $f_{if}$  del hormigón fibrorreforzado) y con el tipo y la dosificación de fibras (elementos de los cuales principalmente depende finalmente la ductilidad del hormigón fibrorreforzado, expresada por los índices  $D_0$  y  $D_1$ ).

Lo antes dicho lleva a concluir que, el diseño estructural de los soportes en hormigón proyectado reforzado con fibras basado en el cálculo de equivalencia entre la resistencia flexional de los soportes diseñados en hormigón proyectado reforzado con malla metálica electro-soldada (por ejemplo: 4 x 100 x 100 mm) y la resistencia flexional de los mismos soportes en concreto proyectado fibrorreforzado, consiste esencialmente en la determinación de la dosificación de fibras ( $Kg/m^3$ ) que, para el hormigón preestablecido y



para el espesor pre-establecido en cada caso, garantice al hormigón fibrorreforzado una resistencia flexional equivalente ( $f_{eq}$ ) con la cual la resistencia flexional de la sección fibrorreforzada alcance a la resistencia flexional de la correspondiente sección de hormigón reforzado con malla metálica.

Marcos de acero retacados

Para el caso de marcos de acero retacados (Haro, 2004) comenta que una vez considerados los mismos espaciados a la misma distancia en el eje del túnel y fijados contra la roca por bloques de madera igualmente espaciados en sentido circunferencial. Se determinan la presión máxima y la rigidez por las expresiones:

$$P_{smáx} = \frac{3\sigma_{yz} * A_s * l_s}{2S r_i * \theta \quad 3l_s + DA_s \quad r_i - t_t - 0.5D \quad 1 - \cos\theta} \quad (1.24)$$

$$\frac{1}{k_s} = \frac{S r_i}{E_s A_s} + \frac{S r_i^2}{E_s l_s} \frac{\theta + \sin\theta \cos\theta}{2 \sin^2\theta} - 1 + \frac{2S\theta t_b}{E_b B^2} \quad (1.25)$$

Donde:

B: ancho del riel del marco de acero y del bloque cuadrangular

D: peralte del perfil

$A_s$ : área de la sección transversal del perfil

$I_s$ : momento de inercia del perfil

$E_s$ : módulo de Young del acero

$\sigma_{yz}$ : resistencia a la fluencia del acero

S: espaciado de los marcos de acero a lo largo del túnel

$\theta$ : mitad del ángulo (en radianes) éntrelos puntos de retaque

$t_b$ : espesor del bloque

$E_b$ : módulo de Young del material del bloque

$r_i$ : radio del túnel



En la tabla 3 del anexo 2 se muestran los valores de D, B, A<sub>s</sub> y I<sub>s</sub> para secciones típicas de perfiles tipo universal.

Pernos sin cementar

Para el diseño de pernos de anclaje sin cementar, considerando que se encuentran colocados a la misma distancia y circunferencialmente direccionados se pueden determinar presión máxima y la rigidez por las ecuaciones:

$$P_{sm\acute{a}x} = \frac{T_b}{S_c S_l} \quad (1.26) \quad \frac{1}{k_s} = \frac{S_c S_l}{r} \frac{4L}{\pi d_b^2 E_b} + Q \quad (1.27)$$

Estas expresiones están consideradas asumiendo que las fuerzas de reacción ejercidas por el perno se encuentran concentradas en la punta del mismo por lo que no se podrán utilizar para pernos cementados cuya carga se encuentra distribuida.

Donde:

r<sub>i</sub>: radio de la excavación

T<sub>b</sub>: resistencia final del sistema de pernos medida con ensayos de adherencia en un macizo rocoso

d<sub>b</sub>: diámetro del perno o cable de anclaje

L: longitud libre del perno

E<sub>b</sub>: módulo de Young del perno de anclaje

Q: constante carga-deformación del perno

s<sub>c</sub>: espaciado circunferencial del empernado

s<sub>l</sub>: espaciado longitudinal del empernado

Algunos de los valores obtenidos a partir de ensayos de resistencia al arranque de pernos de Q y T<sub>tl</sub> para distintos tipos de roca se encuentran en la tabla 4 del anexo 2.

Un término de importancia dentro de los análisis realizados en los métodos analíticos es la convergencia, la cual no es más que la variación volumétrica durante el proceso de





desplazamientos radiales en la superficie del túnel. En la tabla 5 del anexo 2 se relacionan algunos valores de convergencia para suelos deformables.

### Sistema de paraguas

El cálculo de los micropilotes requiere conocimiento previo de los esfuerzos actuantes, transmitidos por la estructura a cimentar o realzar, por el macizo rocoso o el suelo a estabilizar. Para ello se realizarán comprobaciones de la resistencia de dicha estructura a determinados esfuerzos y de su respectivo modo de fallo. Para cada modo de fallo la capacidad resistente del micropilote o del conjunto de micropilotes deberá cumplir que:

$$R_d \geq E_d \quad (1.28)$$

Donde:

$R_d$ : resistencia de cálculo frente a un determinado modo de fallo, obtenido a partir de valores característicos (de las propiedades resistentes de los materiales o del terreno) minorados.

$E_d$ : esfuerzos de cálculo para un determinado modo de fallo, obtenido a partir de acciones mayoradas.

Luego para determinar la resistencia de los micropilotes a flexión, a cortante o la combinación de ellos. Se supone que únicamente colabora la armadura tubular del micropilote. En este punto es necesario prestar especial atención a las uniones de las armaduras donde la resistencia por lo general será menor.

En el caso de la resistencia estructural de los elementos a flexión, el valor de cálculo del momento flector en cada sección deberá cumplir que:

$$M_{c,Rd} \geq M_{Ed} \quad (1.29)$$

Donde:

$M_{Ed}$ : momento flector de cálculo, obtenido a partir de acciones mayoradas.

$M_{c,Rd}$ : resistencia de cálculo de la sección a flexión. La misma se determina por la siguiente expresión:



$$\text{Si } \frac{d_e - 2r_e}{t - r_e} \leq \frac{16450}{f_y}, \text{ entonces } M_{c,Rd} = W_{pl} * \frac{f_y}{\gamma_a} * F_{u,f} \quad (1.30)$$

$$\text{Si } \frac{16450}{f_y} < \frac{d_e - 2r_e}{t - r_e} \leq \frac{21150}{f_y}, \text{ entonces } M_{c,Rd} = W_{el} * \frac{f_y}{\gamma_a} * F_{u,f} \quad (1.31)$$

Siendo:

$d_e$ : diámetro exterior nominal de la armadura tubular.

$r_e$ : reducción de espesor de la armadura por efecto de la corrosión ver Tabla 6 del anexo 2.

$t$ : espesor de la armadura tubular.

$f_y$ : límite elástico del acero de la armadura tubular, expresado en megapascales (MPa) ver tabla 7 del anexo 2.

$\gamma_a$ : coeficiente parcial de seguridad para el acero de la armadura tubular. Será 1.10 ( $\gamma_a=1.10$ ).

$W_{pl}$ : modulo plástico de la sección:

$$W_{pl} = \frac{(d_e - 2r_e)^3 - d_i^3}{6} \quad (1.32)$$

$W_{el}$ : módulo elástico de la sección:

$$W_{el} = \frac{\pi[(d_e - 2r_e)^4 - d_i^4]}{32(d_e - 2r_e)} \quad (1.33)$$

$d_i$ : diámetro interior nominal de la armadura tubular.

$F_{u,f}$ : coeficiente de minoración del módulo resistente de la armadura tubular en función del tipo de unión. Si no se dispusiera de ensayos específicos sobre las propias uniones a utilizar, se tomará como 0.5 ( $F_{u,f} = 0.5$ ).

En el caso de la resistencia estructural de los elementos a cortante, el valor de cálculo del momento flector en cada sección deberá cumplir que:

$$V_{ed} \leq V_{c,Rd} \quad (1.34)$$



Donde:

$V_{ed}$ : esfuerzo cortante de cálculo, obtenido a partir de acciones mayoradas.

$V_{c,Rd}$ : resistencia de cálculo de la sección a esfuerzo cortante.

$V_{p\ell,Rd}$ : valor de cálculo de la resistencia plástica de la sección a esfuerzo cortante. Se determina por la expresión:

$$V_{c,Rd} = V_{p\ell,Rd} = \frac{2A_{Pr}}{\pi} * \frac{1}{3} * \frac{f_y}{\gamma_a} \quad (1.35)$$

Donde:

$d_e$ : diámetro exterior nominal de la armadura tubular.

$f_y$ : límite elástico del acero de la armadura tubular, expresado en megapascales (MPa), ver tabla 7 del anexo 2.

$\gamma_a$ : coeficiente parcial de seguridad para el acero de la armadura tubular. Será 1.10 ( $\gamma_a=1.10$ ).

$A_{Pr}$ : sección reducida de la armadura tubular de acero, calculada teniendo en cuenta la reducción de la armadura por el efecto de la corrosión:

$$A_{Pr} = \frac{\pi}{4} [(d_e - 2r_e)^2 - d_i^2] \quad (1.36)$$

Siendo:

$d_i$ : diámetro interior nominal de la armadura tubular.

$d_e$ : diámetro exterior nominal de la armadura tubular.

$r_e$ : reducción de espesor de la armadura por efecto de la corrosión, ver tabla 6 del anexo 2.

De contar el paraguas con varios tramos serán de especial importancia las uniones entre las armaduras tubulares, estas deben evitarse siempre que la longitud del micropilote lo permita. No deben utilizarse las uniones de rosca del tipo machihembrado sin aumento de sección de la armadura tubular; ni producirse en un mismo plano más de un 15 a un 20 %



de las uniones, las cuales deben distribuirse homogéneamente en toda la sección transversal ver figura 9 del anexo 2.

Para el diseño de paraguas de micropilotes se tendrán en cuenta las aclaraciones que se muestran en la figura 10 del anexo 2:

- Longitud general ( $L \leq 25\text{m}$ )
- Las inclinaciones respecto a la horizontal ( $i \leq 15^\circ$ )
- Solape entre los micropilotes de dos avances sucesivos ( $L_s \geq 3\text{m}$ ) esta depende de la longitud de avance, de la configuración geométrica del emplazamiento y de las características del terreno.
- Separación entre micropilotes en una misma sección transversal entre ejes contiguos ( $s_t \leq 60\text{cm}$ ).
- Esta separación entre micropilotes de una misma sección transversal y la armadura tubular a disponer, se puede calcular realizando un predimensionamiento, considerando los micropilotes como vigas sometidas a las cargas que ejerce sobre ellas el peso propio del suelo, además se tendrán en cuenta principios básicos de resistencia de materiales y las siguientes observaciones.

Para el caso que se observa en la siguiente figura 11 del anexo 2 la longitud de cálculo de las vigas  $L_d$  es un valor ficticio que resulta de la siguiente expresión:

$$L_d = L_a + L_f + 1.2 * L_e \quad (1.37)$$

Donde:

$L_d$ : longitud de cálculo de cada micropilote, considerado como viga.

$L_a$ : longitud de avance de excavación, que se corresponderá, en general, con la separación entre las cerchas de sostenimiento del túnel, en su caso.

$L_f$ : longitud del frente de excavación, en planta. La cual se determina por la expresión:

$$L_f = H_f * ctg \alpha_f \quad (1.38)$$

Donde:

$L_f$ : longitud de frente de excavación, en planta.



$H_f$ : altura de frente de excavación.

$\alpha_f$ : ángulo de inclinación del frente de excavación con respecto a la rasante.

En la siguiente expresión se determina la longitud elástica del micropilote ( $L_e$ ) considerándolo empotrado en el terreno:

$$L_e = \frac{3E_p l_p}{E}^{\frac{1}{4}} \quad (1.39)$$

Donde:

$E$ : módulo de elasticidad del terreno

$E_p l_p$ : rigidez a flexión del micropilote. Que equivale a la suma de las rigideces a flexión de la lechada o mortero y de la armadura y se determina de la siguiente manera:

$$E_p l_p = E_c l_c + E_a l_a \quad (1.40)$$

$E_c$ : módulo de elasticidad de la lechada o mortero.

$l_c$ : momento de inercia de la sección de lechada o mortero.

$E_a$ : módulo de elasticidad del acero.

$l_a$ : momento de inercia de la sección de acero.

La carga del terreno que gravita sobre cada micropilote ( $q$ ) puede determinarse a modo de primera aproximación mediante la expresión:

$$q = \gamma_{ap} * h * s \quad (1.41)$$

Donde:

$\gamma_{ap}$ : peso específico aparente del terreno.

$h$ : altura del terreno que se considera que gravita (a efectos de cálculos) sobre sostenimiento a corto plazo.

Esta altura cuando no se cuente con información contrastada y se emplee el paraguas como presostenimiento al avance en el interior del túnel, será considerada con un valor



que oscila entre el valor de la mitad del diámetro del túnel y el diámetro total de la sección del túnel ( $0.5 D_T \leq h \leq D_T$ )

s: separación entre ejes de micropilotes contiguos, en planta.

En el caso de los esfuerzos de cálculo se tendrá en cuenta el comportamiento de los micropilotes, se considerará una situación intermedia entre la viga biarticulada y la biempotrada, luego estos esfuerzos se determinarán aproximadamente por las siguientes expresiones:

$$M_{Ed} = \frac{q_d * L_d^2}{10} \quad (1.42)$$

$$V_{Ed} = \frac{q_d * L_d}{2} \quad (1.43)$$

Donde:

$M_{Ed}$ : momento flector de cálculo.

$V_{Ed}$ : esfuerzo cortante de cálculo.

$q_d$ : valor de cálculo de la carga del terreno (mayorada)

### 1.3 Solución de Paraguas como sistema de fortificación

Se puede decir que los macizos rocosos pueden ser discontinuos y presentar propiedades heterogéneas y/o anisótropas. Estas características mencionadas y la cantidad e intensidad de labores de tunelería que se realicen en el definirán su comportamiento. Para la construcción de infraestructuras subterráneas, túneles específicamente, en terrenos de pobres condiciones, la ingeniería actual de diseño de túneles ha desarrollado un sistema de estabilización y protección del techo y frente denominada Paraguas.

Este sistema proporciona al terreno un aumento de sus propiedades de resistencia y deformabilidad. El paraguas es uno de los sistemas de fortificación más utilizados en la actualidad y se recomienda prácticamente en todos los casos, aunque podría obviarse cuando la calidad del macizo rocoso es muy buena ( $80 > RMR$ ).

El mismo consiste en un conjunto discreto de elementos lineales como se observa en las figuras 9, 10 y 11 del anexo 2, armaduras, más resistentes y rígidas que el terreno, colocadas mediante perforación longitudinal en el frente del túnel armados e inyectados, que forman una prebóveda resistente envolvente de la cavidad a excavar, cuya misión es



sostener el terreno existente por encima, así como minimizar las deformaciones del mismo para evitar daños en estructuras o infraestructuras viarias existentes durante la excavación.

Se trata de un sistema de fácil ejecución, siendo ésta una de sus principales ventajas, debido al tipo y coste de los equipos utilizados en la instalación (jumbo de perforación en avance) y la baja especialización de los operarios, adaptándose perfectamente a las variaciones de las condiciones geológicas. Las armaduras soporte colocadas por delante del frente, se solapan en cierta longitud que dependerá de las características geométricas del túnel.

### **1.3.1 Características generales sobre Paraguas de micropilotes y sistema de Paraguas Symmetrix®**

Se puede realizar la clasificación de los paraguas en función de criterios básicos, tipo de armadura constituyente, geometría, posición, transmisión de los esfuerzos, sollicitaciones y sistema de inyección. En la figura 1 de anexo 3 se representa dicha clasificación a partir de un esquema.

Para la instalación de un sistema de paraguas se definen cuatro fases principales: replanteo, perforación, introducción de la armadura e inyección. Se describe a continuación la fase de replanteo y después se unifican perforación-armadura e inyección en función de los tipos de terreno y sus condicionantes. El replanteo consiste en una fase fundamental para la buena ejecución del paraguas cuyas tres etapas se definen en la figura 2 del anexo 3 y se ilustra en la figura 10 del anexo 2.

De no realizarse correctamente los micropilotes pueden cruzarse en el espacio, terminar dentro de la sección del túnel a excavar, o cortarse entre sí debiendo abandonar el micropilote que corta a otro al producirse tal circunstancia. El sistema de replanteo debe ser preciso, fiable y fácil de realizar. Las etapas Perforación-Armadura e Inyección, se detallan en la tabla 1 del anexo 3. Además, se sintetizan los criterios generales seguidos dependiendo del terreno a perforar.

Según (Carreteras., 2005) al encontrarse en condiciones favorables para la corrosión los micropilotes del paraguas y demás componentes del sistema necesitaran protección contra la misma por lo que se proponen medidas encaminadas a garantizar dicha



protección. Las mismas se basan en un recubrimiento mínimo de la armadura mediante una lechada o mortero de cemento que se especifica en la tabla 3 del anexo 3. Además, se considera notable reducción del espesor del acero debido a la corrosión.

- Uso de cemento y aceros especiales
- Recubrimientos superiores a los de la tabla
- Tratamientos superficiales
- Entubación permanente en el tramo de terreno considerado como agresivo

La reducción del espesor de la armadura por corrosión en función de la vida útil de la estructura proyectada y de las características del terreno. Son elementos a tener en cuenta cuando se ejecuta el cálculo de la resistencia estructural de los micropilotes. Luego la reducción del espesor del micropilote en contacto con el terreno se muestra en la tabla 5.

Al ser el sistema de paraguas el más efectivo para la fortificación de túneles con condiciones geomecánicas desfavorables, así como su adecuado uso en suelos de calidades superiores se concluye que es el idóneo para la fortificación con estas características. Por lo que en el siguiente epígrafe se propone un procedimiento de diseño del mismo basado en la revisión bibliográfica realizada para confeccionar el presente capítulo.

#### **1.4 Procedimiento de diseño del sistema de paraguas**

Luego de un análisis exhaustivo de los epígrafes y subepígrafes anteriores se logra la confección de un procedimiento para el diseño del sistema de paraguas para la fortificación de túneles del trasvase Este – Oeste (ver figura 1). El que se describe en el presente epígrafe. Para su desarrollo se utilizan los criterios básicos para el diseño de sistemas de fortificación tratados en el subepígrafe 1.2.1. Además, se combinan los métodos analíticos y los numéricos, con el objetivo de obtener resultados más precisos. En el mismo se definen tres pasos iniciales que aportan la información necesaria para posteriormente, desarrollar las tres etapas de diseño.

Datos de inicio o entrada: En este paso se recopilan todos los datos necesarios para llevar a cabo el predimensionamiento de los elementos estructurales y los cálculos para el diseño. Entre estos datos se encuentran: el módulo elástico del acero ( $E_a$ ), momento de





inercia de la sección de acero ( $I_a$ ), módulo elástico de la lechada ( $E_c$ ), momento de inercia de la sección de la lechada ( $I_c$ ), módulo elástico del macizo ( $E$ ), peso específico de la roca ( $\gamma_{ap}$ ), altura del túnel ( $H$ ) y altura del terreno que gravita sobre la estructura ( $h$ ).



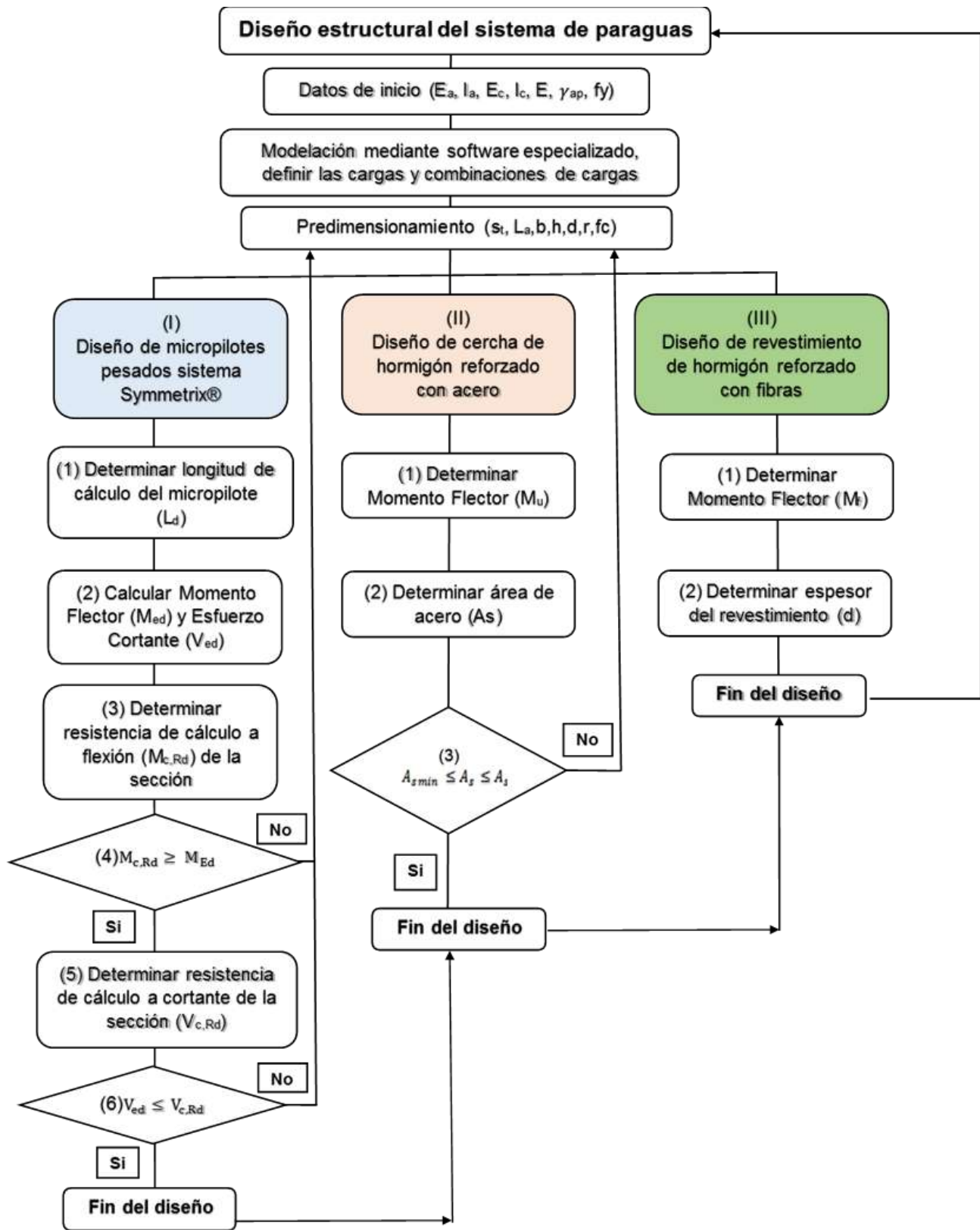


Figura 1 Esquema que describe el procedimiento de diseño del sistema de paraguas.

Fuente: Elaboración propia

Predimensionamiento: En este punto se predefinen características de los elementos a diseñar para chequear la resistencia a los esfuerzos a los que estarán sometidos. En esta etapa se debe definir: el espaciamiento entre los micropilotes ( $s_t$ ); la longitud de avance de la excavación ( $L_a$ ), resistencia del material a emplear como revestimiento según dosificación. Definición de las características de la cercha de hormigón armado: ancho de la sección ( $b$ ); peralte total ( $h$ ); peralte efectivo ( $d$ ) y recubrimiento ( $r$ ).

Se propone en esta etapa previa realizar la modelación mediante software especializado para la obtención del estado tensional al que estará sometido el túnel. Se debe definir las cargas actuantes y combinaciones de cargas, así como el factor de ponderación correspondiente según norma NC 207-2019 Parte 1.

Fase I. Diseño de micropilotes pesados sistema Symmetrix®.



El diseño de micropilotes pesados sistema Symmetrix®, se basa en las expresiones tomadas de (Alonso, 2002) . Para el mismo las especificaciones técnicas de los micropilotes serán las que corresponden a las armaduras que componen el sistema Symmetrix® de Atlas Copco. Finalmente se define una sucesión de pasos para el cálculo estructural que dan solución al diseño del sistema de paraguas. Las expresiones que en este procedimiento se citan se relacionan en el subepígrafe 1.2.1.

I.1 Determinar longitud de cálculo del micropilote ( $L_d$ ). La misma se determina por la expresión 1.37.

I.2 Calcular Momento Flector ( $M_{ed}$ ) y Esfuerzo Cortante ( $V_{ed}$ ). Ecuaciones 1.42 y 1.43 respectivamente.

I.3 Determinar resistencia de cálculo a flexión ( $M_{c,Rd}$ ) de la sección. Ecuaciones 1.30 y 1.31.

I.4 Chequeo de la condición de la expresión 1.29 de la resistencia a flexión. Si se cumple, se procede al siguiente paso. Si no se cumple hay que realizar nuevamente el proceso de predimensionamiento, tantas veces como sea necesario para hacer cumplir la condición.

I.5 Determinar resistencia de cálculo a cortante de la sección ( $V_{c,Rd}$ ), mediante la fórmula 1.35.

I.6 Chequeo con la condición de la expresión 1.34 de la resistencia a cortante. Si se cumple, se finaliza el diseño y se pasa a la siguiente etapa. Si no se cumple hay que realizar nuevamente el proceso de predimensionamiento, tantas veces como sea necesario para hacer cumplir la condición.

Fase II. Diseño de cercha de hormigón reforzado con acero.

II.1 Determinar el momento último ( $M_u$ ) actuando en el elemento ya sea por los métodos analíticos y mediante el empleo de softwares.

II.2 Obtener el área de acero, el principio de diseño parte de la siguiente condición:

$$M_u \leq \phi M_n \quad (1.44)$$

Donde:

$M_u$ : Momento último determinado en el paso anterior.

$\phi$ : coeficiente de reducción de la capacidad soportante. En este caso se trata de viga sometida a esfuerzos de flexión,  $\phi = 0.9$ .



$M_n$ : Momento nominal de la sección.

En la figura 1 del anexo 4 se muestra la distribución rectangular equivalente de los esfuerzos en el hormigón para una sección sometida a esfuerzo de flexión simple perteneciente al dominio 3 ó 3a.

El área de acero se determina mediante la expresión 1.45:

Para determinar el ( $M_n$ ) de la sección se parte de la expresión 1.46.

$$A_s = \frac{M_n}{f_y d - \frac{a}{2}} \quad (1.45) \quad M_n = \frac{M_u}{\phi} \quad (1.46)$$

Por lo que en base a la expresión 1.46 se puede decir que:

$$A_s = \frac{0,85 f_c' b a}{f_y d - \frac{a}{2}} \quad (1.47) \quad \text{y por tanto} \quad M_u = \phi 0,85 f_c' b a d - \frac{a}{2} \quad (1.48)$$

Para prevenir efectos desfavorables de la retracción debe cumplirse que:

$$A_{s \min} = 0.002 b * d \quad (1.49)$$

Para evitar el fallo frágil y la dificultad en la fisuración se debe cumplir con los siguientes requisitos:

$$A_{s \min} = 0.04 \frac{f_c'}{f_y} b * d \quad (1.50) \quad \text{y} \quad A_{s \max} = 0.04 b * d \quad (1.51)$$

II.3 Chequear que se cumpla la siguiente condición:  $A_{s \min} \leq A_s \leq A_{s \max}$ . (1.52)

Si el área de acero calculada es menor que la mínima, esta tomará dicho valor y se determinará el espaciamiento entre las barras de acero. Si el área de acero calculada es mayor que la máxima requerida se debe realizar un rediseño de la sección, cambiando los parámetros b, h o la resistencia del hormigón a compresión. De cumplirse la condición planteada se procede a realizar la próxima etapa del diseño. O sea, que de ser el área de acero mínima mayor que el área de acero de cálculo o el área de acero de cálculo mayor que el área de acero máxima será necesario predimensionar nuevamente los parámetros de diseño de la cercha de manera que se cumpla la condición.

Etapa III. Diseño de revestimiento de hormigón reforzado con fibras.



III.1 Determinar Momento Flector ( $M_f$ ). Este valor se determina mediante la modelación o mediante proceso analítico. Se debe considerar las cargas actuantes, así como las combinaciones de carga correspondiente.

III.2 Luego se determina el espesor del revestimiento ( $d$ ), al fijar el momento flector y la resistencia característica equivalente a tracción del hormigón fibroreforzado según dosificación empleada. Esto se realiza despejando  $d$  en la expresión 1.21. Dándole fin al diseño del revestimiento, se concluye la última etapa del procedimiento de diseño del sistema de paraguas.

### **Conclusiones del capítulo**

Se definen las etapas, regularidades y tendencias que han caracterizado las clasificaciones geomecánicas de las rocas y los parámetros que intervienen en el proceso. Se identifica que el método más empleado es el índice de Q de Barton.

La sistematización de los fundamentos teóricos y metodológicos que sustentan el diseño de sistemas de fortificación posibilita establecer el estado actual de la temática y definir el problema particular de la investigación.

De la revisión del estado actual del diseño de fortificación de túneles se encontraron que existen diferentes métodos para la realización del mismo, los cuales se encuentran dispersos, razón por la cual se establece un procedimiento que facilita su elaboración.



## CAPITULO 2 DISEÑO ESTRUCTURAL DEL SISTEMA PARAGUAS PARA LA FORTIFICACIÓN DE TÚNELES DEL TRASVASE ESTE – OESTE

### Introducción al capítulo

En el presente capítulo se realiza la modelación y el diseño del sistema de paraguas para su aplicación en la solución de desvío del túnel Levisa – Mayarí Tramo VI. Su selección se fundamenta en las malas condiciones ingeniero geológicas presentes en este tramo las cuales justifican su aplicación. Para el diseño se inicia con la modelación mediante softwares basados en Métodos de Elementos Finitos (MEF), tales como el software Geo 5 y el Sap 2000 V-14. Se emplea el procedimiento descrito en el epígrafe 1.4 y se obtiene el diseño estructural del conjunto que conforma el sistema de fortificación: (micropilotes pesados Symmetrix®, cercha de hormigón armado y revestimiento).

### 2.1 Generalidades sobre el objeto de estudio

Debido al derrumbe ocurrido en el estacionado 0+050.00 del túnel Levisa – Mayarí Tramo VI se plantea la variante de diseño en la cual se desvía el trazado inicial hacia el lado derecho del túnel principal desde el estacionado 0+020.00 al 0+300.00. Este sustituye al tramo derrumbado y da comunicación la obra. A consecuencia del nuevo proyecto se realiza un análisis del área que ocupa el desvío para conocer los comportamientos geológico, tectónico, topográficas, hidrogeológico e hidráulico los que condicionan las condiciones geomecánicas del macizo en el cual se emplaza la obra como se muestra en la figura

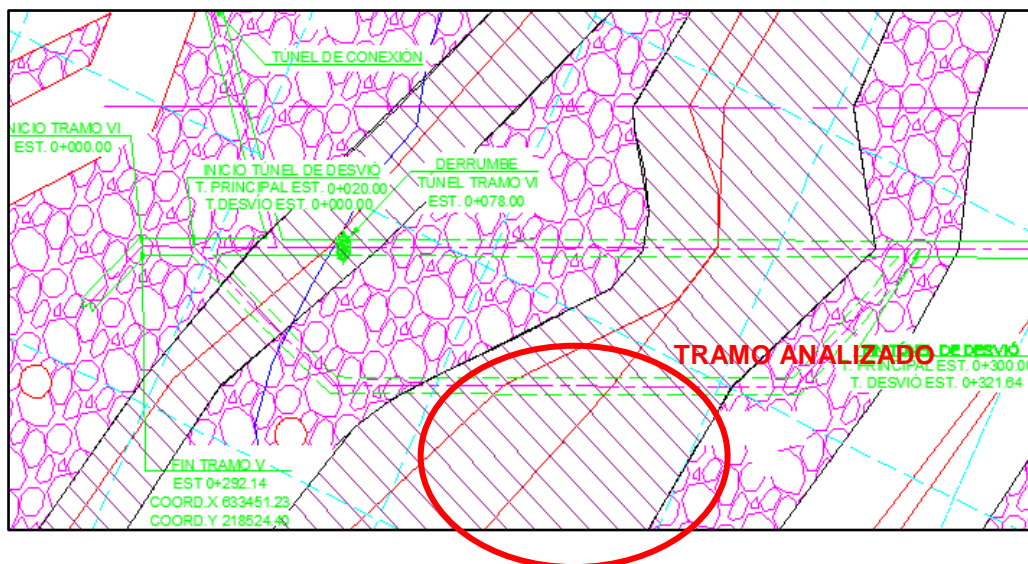


Figura 2 Plano topográfico. Fuente: (González, 2018)

La sección definida del túnel es del tipo ovoidal de piso plano y hastial vertical, constituyendo una sección intermedia entre la circular (máxima eficiencia hidráulica) y la parabólica (sección que mejor distribuye el estado tensional del macizo). Sus dimensiones responden fundamentalmente a criterios de diseños hidráulicos y a facilidades constructivas para el acceso a los equipos de construcción. Presenta una base rectangular de 6,00 m de ancho y 0.84 m de hastial la sección superior está compuesta por dos radios de igual dimensiones a su base y un arco de cierre (techo del túnel) con un radio de 1.76 m, ver figura 3.

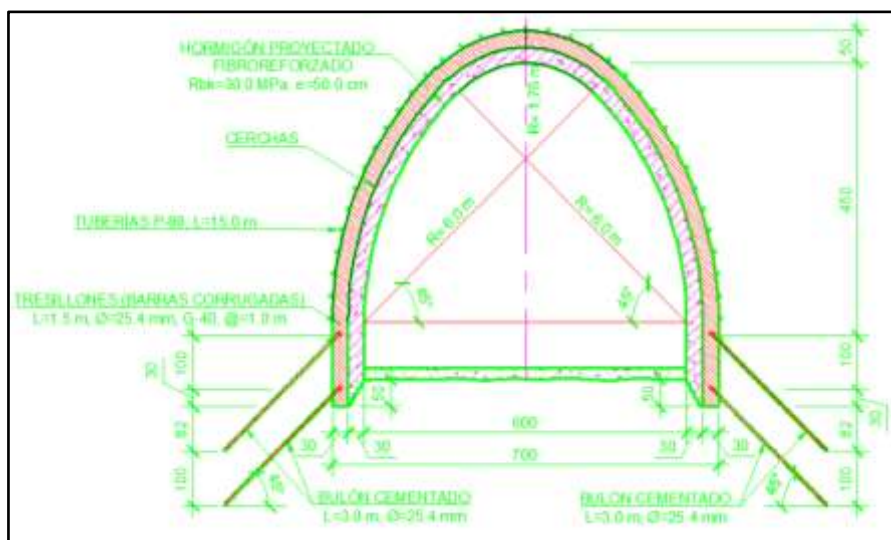


Figura 3 Sección transversal del túnel. Fuente: (González, 2018)

### 2.1.1 Topografía

En cuanto a la topografía del terreno donde se ejecuta el proyecto se puede decir que, al igual que los anteriores el tramo VI del túnel Levisa - Mayarí se desarrolla en zonas montañosas de la parte norte oriental del país, caracterizada por una topografía cambiante y accidentada con pendiente acentuada de laderas y grandes contrastes de las elevaciones.

El análisis de la topografía precisada del terreno que sirve como base para las investigaciones ingeniero geológicas y elaboración del proyecto, la elabora la empresa de Investigaciones y Proyectos Hidráulicos de Holguín.

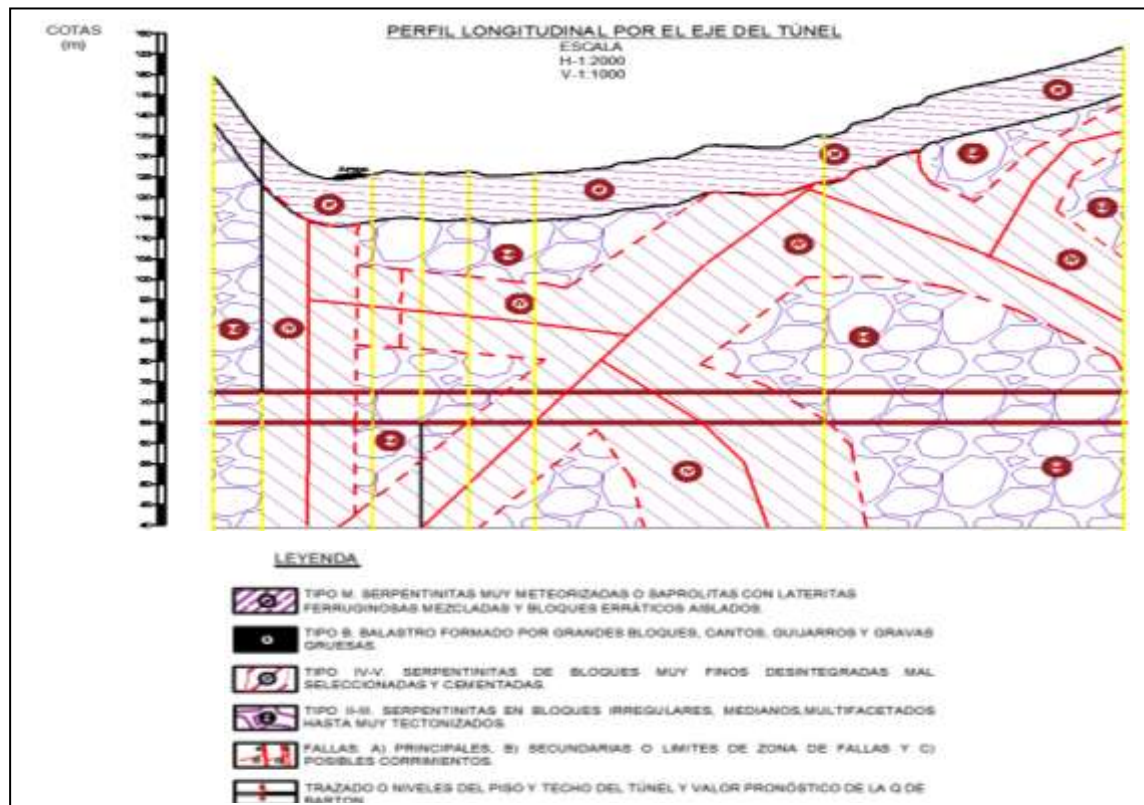




## 2.1.2 Caracterización ingeniero-geológica

El área de investigación se encuentra en el macizo Nipe - Baracoa, compuestos por rocas del cinturón ofiolítico, fundamentalmente del complejo peridotítico y cumulativo, constituido por rocas de composición ultramáficas y máficas.

Según el informe ingeniero-geológico, se dividió el macizo rocoso ofiolítico en tres tipos litológicos fundamentales, como se muestra en la figura 4.



La descripción de las diferentes litologías o elementos ingeniero-geológicos, así como sus propiedades físico-mecánicas se ofrecen a continuación:

Tipo M. Serpentinitas muy meteorizadas y suelo eluvial: De color rojizo u ocre que puede llegar a ser suelo. Tiene un espesor que varía entre 0,5 m-9 m. Es una mezcla de bloques de serpentinitas meteorizadas con suelo eluvial o lateritas dentro de las que pueden encontrarse Saprolitas. Este Tipo o capa no tendrá una gran influencia en la construcción del túnel, por lo que no se abundará en su descripción y propiedades.

Tipo II-III. Combinación a las Serpentinita en bloques irregulares muy tectonizadas hasta las serpentinita en bloques irregulares, medianos y multifacetados que predominan:



Formado por peridotitas serpentinizadas agrietadas con bloques de 10 hasta 50 cm de diámetro, con grietas que pueden estar rellenas de Serpofita u otros minerales serpentiníticos y cuando están algo intemperizadas pueden contener minerales arcillosos hasta ocre, su color predominante es verde claro a abigarrado. Su dureza es media y son rocas algo ablandables. Por su estabilidad la Q en este tipo va por lo general entre 1.1 hasta 2.0. En la tabla 1 del anexo 5 se recogen las principales propiedades obtenidas de la sísmica para este tipo de rocas.

Tipo IV-V. Serpentinitas de bloques muy finos desintegradas mal seleccionadas y cementadas: En los ejes de las fallas pueden presentarse laminadas y cizalladas (esquistosas) con la presencia de milonita o arena tectónica y presencia de una humedad mayor y pueden contener budinas de dimensiones variables de peridotitas serpentinizadas. Por su estabilidad la Q en este tipo va por lo general entre 0.01 y 0.001. En la tabla 2 del anexo 5 se recogen las principales propiedades obtenidas de la sísmica para este tipo de rocas.

## **2.2 Diseño estructural del conjunto de elementos que conforma el sistema de fortificación**

Se clasifican geomecánicamente las rocas mediante el índice Q de Barton, identificando varios valores de los parámetros que el evalúa y que conducen al valor final de Q. Según informe ingeniero geológico, se considera el SRF como 2.5 al ser la roca débil con contenido de arcillas y la profundidad de la excavación menor de 50 m (anexo1 tabla 12) y  $J_w$  1 al ser una excavación donde la influencia de la presencia freática es de poca importancia (anexo 1 tabla 10). Por otra parte, se evalúa igual a 10 el RQD (anexo1 tabla 7) y finalmente  $J_n=20$  para rocas trituradas y terrosas. De acuerdo a estas consideraciones el índice Q se encuentra en el rango 0.001-0.01 y la roca del Tipo IV tiene una calidad excepcionalmente mala, como se expone en el anexo 1 tabla 6.

De acuerdo a las recomendaciones de sostenimiento planteadas por Barton (ver anexo 1 figura 4 y tabla ) se propone la fortificación del túnel con Hormigón proyectado con fibras, >150 mm con bulonado y arcos armados reforzados con hormigón proyectado. Por tanto, al ser la combinación de los elementos antes mencionados, se considera adecuado el uso del sistema de paraguas para la fortificación del tramo analizado con el empleo del sistema Symmetrix® (disponible en el país).



## 2.2.1 Diseño de micropilotes pesados sistema Symmetrix®

1. Se recopilan los datos de los elementos estructurales y materiales a utilizar en el diseño de los micropilotes pesados Symmetrix®. La armadura tubular que compone los micropilotes es la denominada P89, compuesto por acero, con sección transversal de 88.9 mm de diámetro exterior y 7.1 mm de espesor de la pared. De las mismas la longitud es un parámetro que dependerá del diseño realizado y las especificidades del caso de estudio. Estas armaduras de acero se cementarán con un relleno de lechada de cemento P350. El suelo es tipo IV- V según estudio ingeniero geológico. Las propiedades físicas mecánicas correspondientes a estos materiales se relacionan en la tabla 1.

Tabla 1 Propiedades físicas mecánicas de los materiales.

Material / Propiedades físico mecánicas	Acero	Suelo	Lechada de cemento
Módulo de Elasticidad (E)(MPa)	210000	900	15000
Límite elástico del acero ( $f_y$ ) (MPa)	550	-	-
Resistencia a la compresión ( $f_c$ ) (MPa)	-	-	30
Momento de inercia (I)	219.78	85.4	-

Además, se consideran parámetros fijos de las características del túnel y el terreno los que se muestran en la tabla 2.

Tabla 2 Parámetros fijos.

Parámetro	Nomenclatura	UM	Valor
Peso específico de la roca	$\gamma_{ap}$	kg/m <sup>3</sup>	2010.00
Altura del túnel	H	m	6.00
Altura del terreno que gravita sobre la estructura	h	m	3.00
Coeficiente de mayoración de la carga (NC-207-2019)	-	-	1.60



2. Modelación del túnel mediante software especializado. En este caso se realiza la modelación del objeto de estudio mediante el software Geo5, siguiendo el procedimiento planteado en la figura 5.

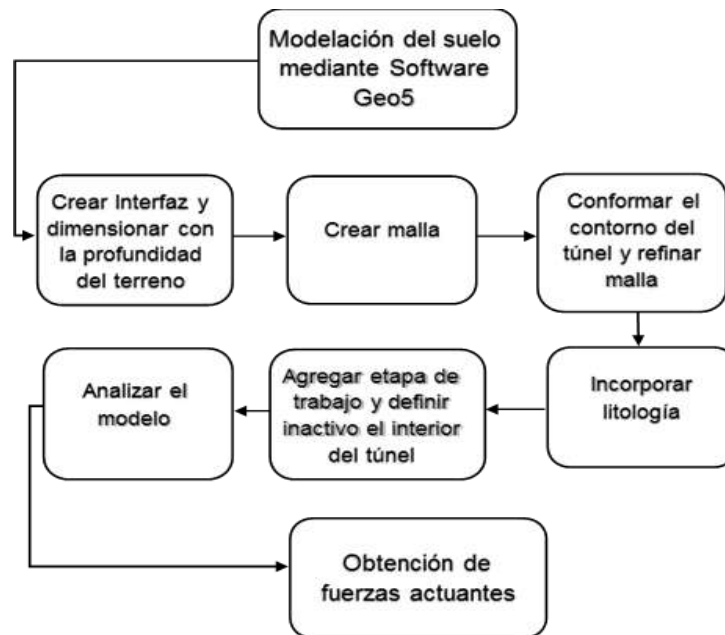


Figura 5 Procedimiento para modelación del túnel en el Software Geo5.

- Crear Interfaz y dimensionar: al ser plano el terreno se incorpora un punto con el que el programa genera una interfaz con dimensiones predeterminadas, es por eso que se debe dimensionar de acuerdo a las recomendaciones planteadas en la Guía de usuario del Geo5 del 2019 (Fine, 2018).
- Crear malla: luego de definida la interfaz, el programa genera una malla del suelo en el interior del contorno de la misma como se muestra en la figura 6.



Figura 6 Creación de la malla, contorno del túnel y refinado de la malla.

Conformar el contorno del túnel y refinar malla: se conforma el contorno del túnel añadiendo puntos y líneas libres. Posteriormente se procede a refinar la malla, ya que según (Fine, 2018) la misma debe ser lo suficiente fina en los lugares donde se espera gradientes de tensión más grandes (puntos de soporte, esquinas, aberturas, etc.). Los pasos descritos se muestran en la figura 6.

- c. Incorporar litología y analizar con contorno del túnel activo: al incorporar la litología (ver figura 7), se le introduce al software los datos (peso propio, módulo de elasticidad y coeficiente de Poisson) del tipo de suelo presente en el área a analizar. Luego se analiza el modelo considerando el contorno del túnel activo (sin excavar), lo que proporciona el valor de la tensión estática del suelo.
- d. Agregar etapa de trabajo y definir inactivo el interior del túnel: se agrega una nueva etapa de trabajo luego de definido todo en el plano topológico y geológico. En esta nueva etapa se define el contorno del túnel inactivo (vacío) como se muestra en la figura 7.

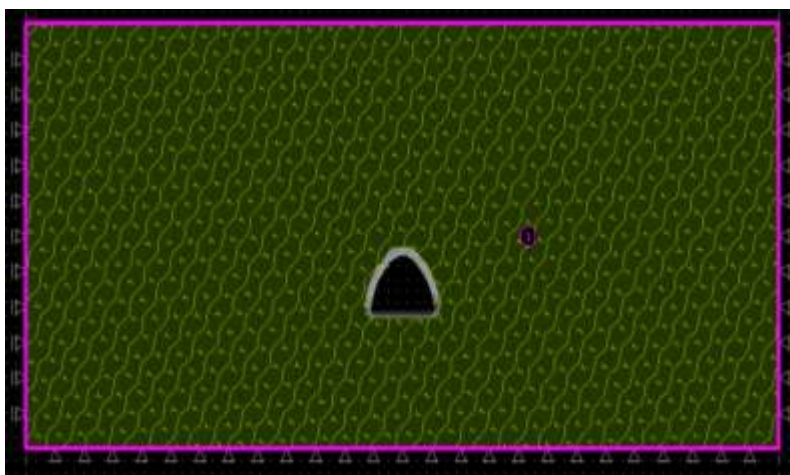


Figura 7. Incorporación de la litología y contorno del túnel inactivo.

Analizar el modelo: en esta etapa se analiza finalmente el modelo del suelo definiendo el contorno del túnel inactivo.

- e. Obtención de fuerzas actuantes: luego de desarrolladas las etapas anteriores y realizado el análisis del modelo se obtienen las fuerzas actuantes en los ejes x y z



las se aplican al modelo de las vigas y el revestimiento para su diseño. Como se muestra en las figuras 8 y 9.

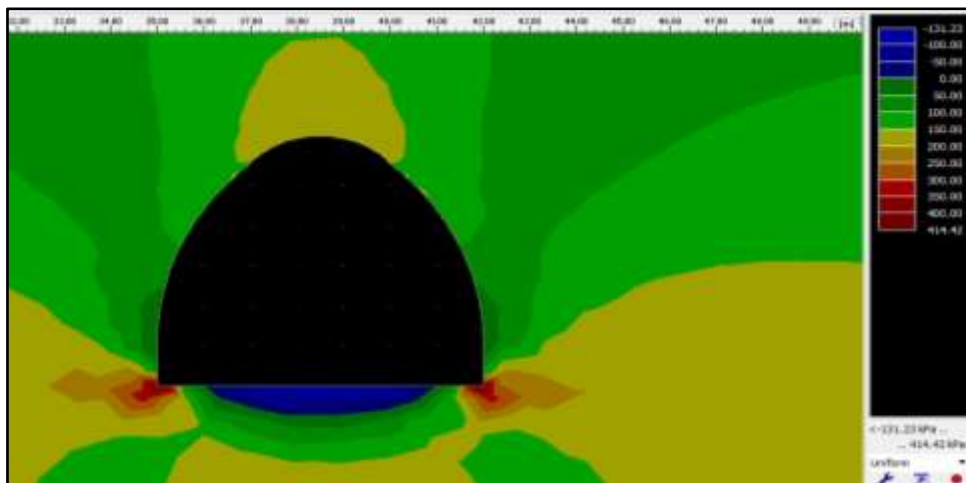


Figura 8 Empuje lateral del suelo  $\sigma_x$ .

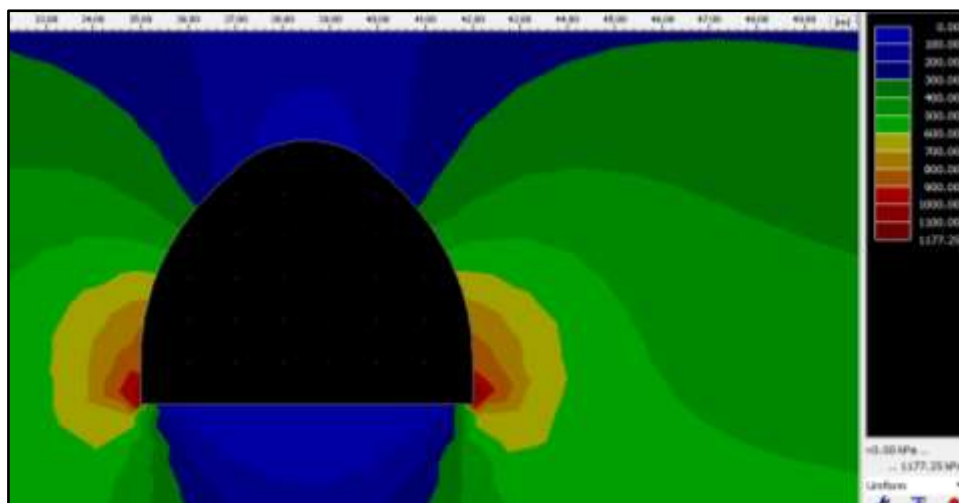


Figura 9 Empuje vertical del suelo  $\sigma_z$ .

Se determinan las cargas actuantes y las combinaciones de cargas según (Alonso, 2002)

Según la NC 207-2019 definen como las cargas a utilizar las siguientes:

**D = Carga permanente.** Carga que durante la construcción y la vida útil de la estructura actúa en forma constante (Por ejemplo: carga de la masa de la estructura). (Normalización, 2019)

**H = Carga debido a la presión lateral del suelo,** presión del confinado manto freático, o presión del material ensilado. (Normalización, 2019)



Por lo tanto, las combinaciones de cargas que corresponden son:

1.  $U = 1,4 D$
2.  $U = 1,2 D + 1,6H$

La Carga debida al peso de los fluidos, no fue considerada ya que en los estudios ingeniero geológicos no se evidencia presencia de nivel freático. Se considera el túnel en estado vacío (sin agua), ya que según estudios es el estado más desfavorable en el que se encuentra el mismo; además previendo que en el tiempo en que se encuentre en este estado hasta que se ponga en explotación, la seguridad del personal y la maquinaria sea la máxima.

3. Se predimenciona la longitud de avance  $L_a$  y la separación entre micropilotes  $s_t$  (ver tabla 3)

I.1. Determinar longitud de cálculo del micropilote ( $L_d$ ). los resultados se muestran en la tabla 3.

Tabla 3 Resultados obtenidos de  $L_d$  y factores de los que depende.

Parámetro	Nomenclatura	UM	Valor
Espaciamiento de los micropilotes	$s_t$	m	0.40
Longitud elástica del micropilote.	$L_e$	cm	16.31
Longitud de avance de la excavación	$L_a$	m	1.50
Longitud de cálculo del micropilote	$L_d$	m	1.70

Los resultados de los pasos del I.2 al I.6 se encuentran en la tabla 4.

Tabla 4 Valores de los momentos, esfuerzos y resistencia de cálculo de la sección.

Parámetro	Nomenclatura	UM	Valor
Momento flector	$M_{ed}$	kg-m	1109.70
Esfuerzo cortante	$V_{ed}$	kg	3772.07
Resistencia de cálculo de la sección a flexión	$M_{c,Rd}$	(kgf-m)	1190.68
Resistencia de cálculo de la sección a cortante	$V_{c,Rd}$	kg	11525.17



Una vez determinadas las características de los micropilotes y chequeadas las condiciones 1.29 y 1.34 se obtiene que la sección de los micropilotes resiste a flexión y cortante ya que la resistencia de cálculo es mayor que las fuerzas actuantes. Por lo tanto, se finaliza el diseño y se procede a la siguiente etapa planteada en el procedimiento descrito en el epígrafe 1.4.

### 2.2.2 Diseño de cercha de hormigón reforzado con acero

1. Se recopilan los datos de inicio necesarios para la realización de esta etapa de diseño. En la misma se emplea hormigón reforzado con una resistencia a la compresión ( $f_c$ ) para 24 horas y cuatro días (ver anexo 6) y acero G-40 para las barras de refuerzo.
2. Se modela la cercha mediante el software especializado Sap 2000 V-14 siguiendo la secuencia que se describe a continuación:
  - a. Se modela en el software Sap 2000 V-14 la geometría de la cercha, para el caso de estudio, se realizan 5 modelos para diferentes secciones rectangulares: 30x50 cm, 45x45 cm, 45x50 cm, 50x50 cm y 60x50 cm. La condición de apoyo definida para el elemento es empotrada de acuerdo a las especificaciones de diseño. Todo lo antes dicho se muestra en la figura 10.

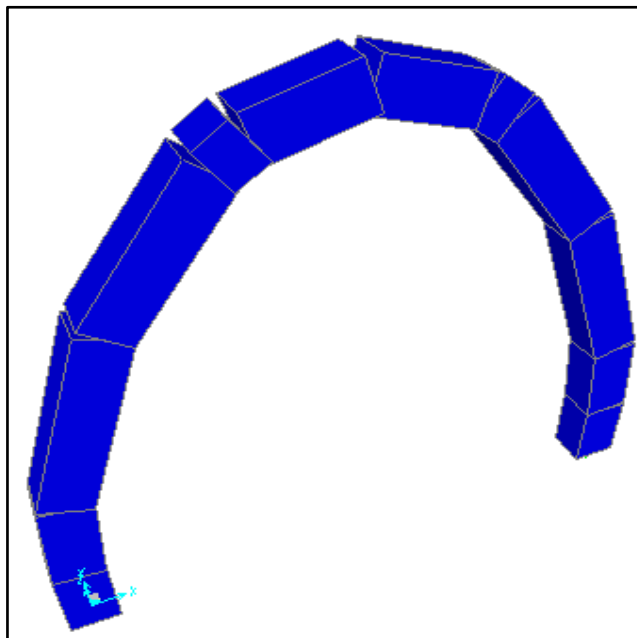


Figura 10 Modelo de la geometría de la cercha de hormigón y condiciones de apoyo.





- b. Se define en el programa la calidad de los materiales a emplear (acero y hormigón). Se toman las cargas obtenidas de la modelación del suelo en el software Geo5 (ver figuras 8 y 9) las cuales se detallan en el inciso f) del procedimiento planteado en la figura 5. Luego se aplican a la cercha en el eje correspondiente como se muestra en la figura 11. Además, se le introducen las combinaciones de cargas definidas en el subepígrafe anterior.

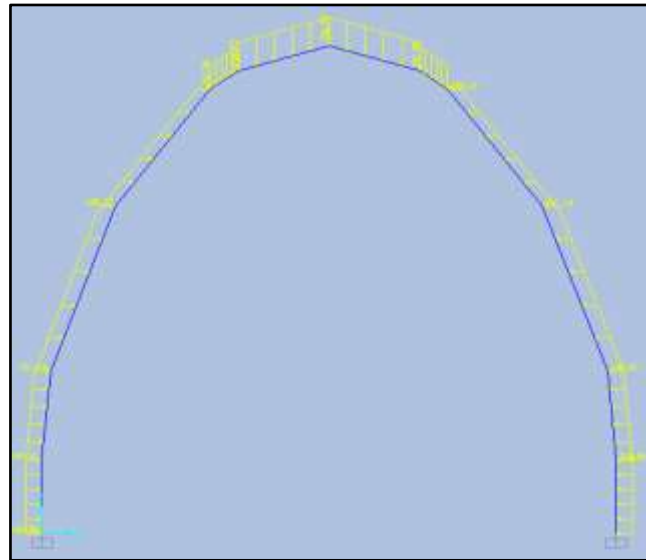


Figura 11 Cargas aplicadas a la cercha.

- c. Obtener los gráficos de momento y esfuerzos actuantes (ver figuras 12, 13 y 14) para la sección 60x50 cm  $f_c' = 18.20$  MPa alcanzada a los 4 días (tabla 4 anexo 6) y sus respectivos valores como se muestra en la tabla 5.

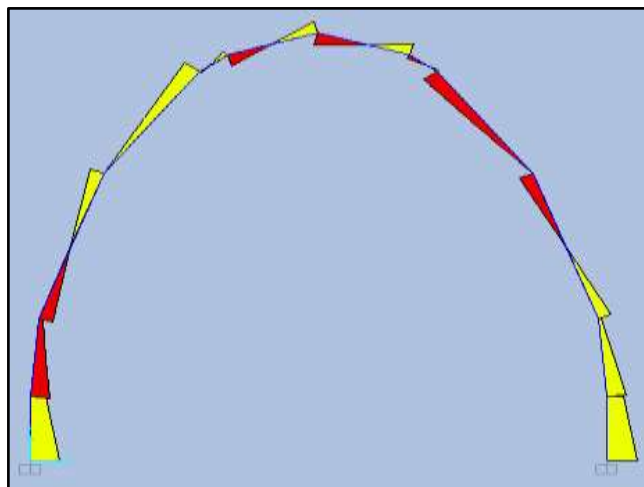


Figura 12 Gráfico de esfuerzos a cortante  $F_x$ .



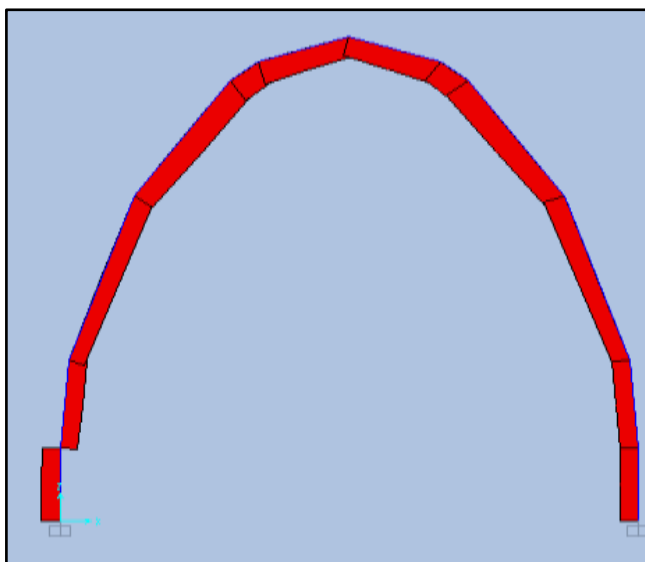


Figura 13 Gráfico de esfuerzo Axial (N).

II.1 A este paso de la etapa II de diseño planteada en el procedimiento se le da respuesta mediante la modelación, la figura 14 y la tabla 5

Tabla 5 Valores de momento (M), cortante (V) y axial (N).

No	Estacionado	N	V2	M3
		KN	KN	KN-m
1	0	-952,26	669,119	574,55
1	0,42	-948,631	517,919	325,28
1	0,84	-945,002	366,719	139,50
2	0	-909,112	-448,36	-139,50
2	0,51198	-920,843	-265,082	43,13
2	1,02396	-932,574	-81,803	131,93
3	0	-881,039	-316,477	131,93
3	1,0043	-988,046	6,572	287,55
3	2,00861	-1095,054	329,622	118,73



4	0	-1143,585	-2,438	118,73
4	0,82901	-1280,786	193,878	39,37
4	1,65801	-1417,986	390,193	-202,72
5	0	-1469,758	-20272.13	-202,72
5	0,17903	-1407,619	-20102	-201,02
5	0,35805	-1345,48	-21468.09	-214,68
6	0	-1311,361	-21468.09	-214,68
6	0,49664	-1210,257	-13610.23	-136,10
6	0,99328	-1109,153	-22201.19	-222,01
7	0	-1109,153	-22201.19	-222,01
7	0,49664	-1210,257	-13610.23	-136,10
7	0,99328	-1311,361	-21468.09	-214,68
8	0	-1345,48	-21468.09	-214,68
8	0,17903	-1407,619	-20102	-201,02
8	0,35805	-1469,758	-20272.13	-202,72
9	0	-1417,986	-20272.13	-202,72
9	0,82901	-1280,786	3937.77	39,37
9	1,65801	-1143,585	11873.03	118,73
10	0	-1095,054	11873.03	118,73
10	1,0043	-988,046	28755.06	287,55
10	2,00861	-881,039	13193.17	131,93



11	0	-932,574	13193.17	131,93
11	0,51198	-920,843	4313.23	43,13
11	1,02396	-909,112	-13950.21	-139,50
12	0	-945,002	-13950.21	-139,50
12	0,42	-948,631	-32527.62	-325,27
12	0,84	-952,26	-57455.44	-574,55

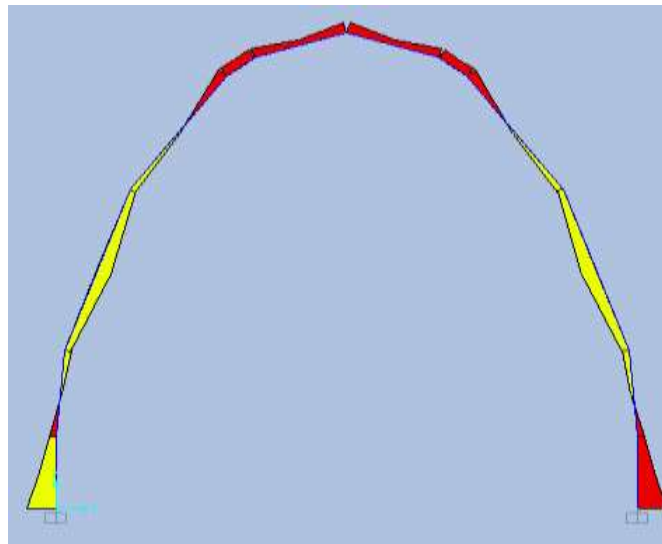


Figura 14 Gráfico de Momento M.

II.2 Se determina el área de acero empleando el Software Sap 2000 V-14 los resultados se muestran en la figura 15, de acuerdo a los mismos la distribución es la que se muestra en la figura 16. Por cálculo la cercha no requiere refuerzo de acero por cortante en la zona más crítica. Las armaduras se prefabrican y colocan por la maquinaria en su sitio luego se construye la cercha con hormigón proyectado lanzado a una presión de 90 atmosferas, lo que evita que se creen juntas de construcción según ensayos de laboratorio realizados.



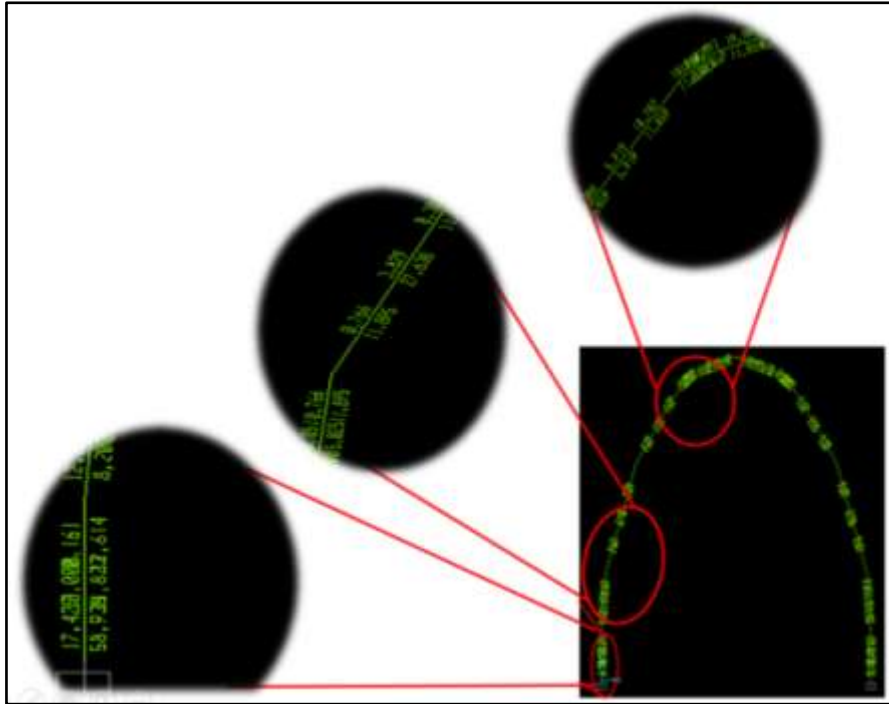


Figura 15 Valores del cálculo del acero obtenidos del Sap 2000 V-14.

Se realiza un análisis del comportamiento del resultado de la modelación en el software Sap 2000 V-14. Del mismo se obtiene que los mayores esfuerzos se concentran en la parte inicial de los hastiales. La sección modelada de 60x50 cm la que soporta dichas solicitaciones. Luego de acuerdo a las necesidades acero de ambas fibras superior e inferior obtenidas del Sap 2000 V-14 como se muestra en la figura 15 y tabla No..., se concluye que la distribución de 6 barras en la fibra inferior y 2 en la superior cumple con los requisitos de resistencia para toda la cercha.

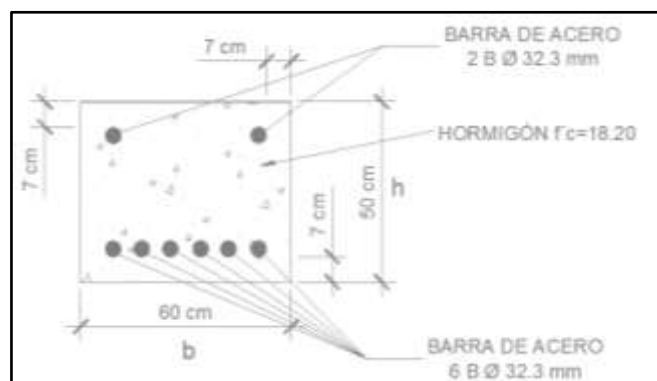
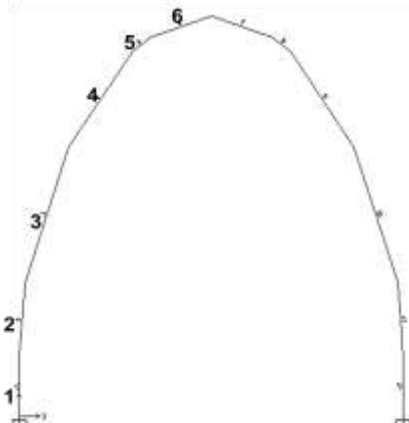


Figura 16 Distribución del acero de refuerzo.



Tabla No. Área de acero requerida en los tramos según Sap -2000

Esquema	No. Tramo	Área de Sap (cm <sup>2</sup> )		Área de acero de cálculo (cm <sup>2</sup> )	
		Inferior	Superior	Inferior	Superior
	1	58.94	17.43	60.39	20.13
	2	11.90	12.61		
	3	27.64	3.829		
	4	11.86	18.79		
	5	11.86	19.93		
	6	11.86	19.93		

II.3 Se chequea la condición 1.52 (ver tabla para determinar si el diseño cumple con los requerimientos de diseño y se puede pasar a la próxima etapa definida en el procedimiento. O no cumple con la condición planteada y es necesario predimensionar nuevamente el elemento. Los valores resultantes de las expresiones 1.49, 1.50 y 1.51 se resumen respectivamente en la tabla 6.

Tabla 6 Valores  $A_{smin}$  y  $A_{smáx}$ .

Área de acero	Valor (cm <sup>2</sup> )
$A_{smin}$	5.16
$A_{smin}$	6.26
$A_{smáx}$	103.2
As (cálculo inferior)	58.93
As (cálculo superior)	20.13



Nota: El diseño cumple con la condición planteada en la expresión 1.52.

### 2.2.3 Diseño de revestimiento de hormigón reforzado con fibras

III.1 Se diseña el revestimiento teniendo en cuenta que la longitud de avance es de 1.5 m y el momento flector obtenido de la modelación en el Software Sap 2000 V-14.

III.2 Se determina el espesor del revestimiento siguiendo el procedimiento descrito en el epígrafe 1.4, los resultados se muestran en la tabla 7.

Tabla 7 Valor del espesor del revestimiento ( $d$ ), momento flector ( $M_f$ ) y resistencia flexional ( $f_{eq}$ ).

Parámetro	Nomenclatura	UM	Valor
Momento Flector	$M_f$	(kN-m)	92.90
Resistencia Flexional	$f_{eq}$	(MPa)	5.80
Espesor de revestimiento	$d$	(cm)	37.97

Luego de determinado el espesor del revestimiento, teniendo en cuenta los parámetros determinados en las etapas de diseño anterior. Se concluye el diseño del revestimiento y por tanto el del sistema de paraguas. Como se explica en el procedimiento descrito en el epígrafe 1.4.

### Conclusiones del capítulo

Aplicando el procedimiento propuesto en el epígrafe 1.4 y mediante el empleo de software Geo5 y Sap 2000 V-14 se obtiene el diseño estructural del sistema paraguas para la fortificación de túneles del trasvase Este – Oeste con tecnología Simmetrix. Se define la separación entre micropilotes, su longitud y el valor del frente de avance. Se determina la sección transversal que cumple con los requisitos de resistencia para las cerchas y el espesor del revestimiento. Finalmente se obtiene el diseño estructural de un sistema de paraguas ajustado a las especificaciones técnicas y condiciones geológicas de las obras del Trasvase Este - Oeste.



## CONCLUSIONES

1. Se definen las etapas, regularidades y tendencias que han caracterizado las clasificaciones geomecánicas de las rocas y los parámetros que intervienen en el proceso. Se identifica que el método más empleado es el índice de Q de Barton.
2. La sistematización de los fundamentos teóricos y metodológicos que sustentan el diseño de sistemas de fortificación posibilita establecer el estado actual de la temática y definir el problema particular de la investigación.
3. Del diagnóstico del estado actual del diseño de fortificación de túneles se identifican que existen diferentes métodos para la realización del mismo, los cuales se encuentran dispersos, razón por la cual se establece un procedimiento que facilita su elaboración.
4. Aplicando el procedimiento propuesto en el epígrafe 1.4 y mediante el empleo de software Geo5 y Sap 2000 V-14 se obtiene el diseño estructural del sistema paraguas para la fortificación de túneles del trasvase Este – Oeste con tecnología Simmetrix. Se define la separación entre micropilotes, su longitud y el valor del frente de avance. Se determina la sección transversal que cumple con los requisitos de resistencia para las cerchas y el espesor del revestimiento. Finalmente se obtiene el diseño estructural de un sistema de paraguas ajustado a las especificaciones técnicas y condiciones geológicas de las obras del Trasvase Este - Oeste.





## RECOMENDACIONES

1. Realizar futuras investigaciones encaminadas a incluir el análisis de la interacción suelo-estructura en las normas cubanas de diseño sísmico.
2. Tener en cuenta los resultados de la presente investigación para el futuro diseño del resto de los túneles que están siendo ejecutados en el trasvase Este – Oeste.
3. Extender la investigación a otras tipologías de túneles, con diferentes características geomecánicas que se ejecutan en el trasvase Este – Oeste.
4. Realizar la validación y el proyecto técnico ejecutivo del mismo de manera que incluya toda la documentación técnica requerida.



## BIBLIOGRAFÍA

- Arévalo, Y. A. (2019). Alternativa de uso del PET con agregados (arena) en Fortificación minera mediante la caracterización de Resistencia a la Flexión. Cuenca, Ecuador.
- Barton, E. G. (2000). El sistema Q en el método Noruega de excavacion de túneles. Madrid: Ingeo Tuneles.
- Billamil, R. (2010). Principios básicos. Sistemas de clasificación de macisos rocosos. Bogotá, Colombia.
- Bongiorno, N. B. (2012). Clasificaciones Geomecánica De Los Macizos Rocosos Según: Bieniawski.Barton.Hoek Y Brown.Romana. Merida, Venezuela: Universidad de los Andes.
- Carreteras., M. D. (2005). Guía para el proyecto y la ejecución de micropilotes en obras de carretera. Ministerio de Fomento.
- Espinoza, N. H. (1994). Excavación y sostenimiento de túneles en roca. Lima.
- Fine, ©. (2018). Geo5. Guía de usuario 2019. Finesoftware.
- Geomecánicas, C. (s.f.). Slideshare. Obtenido de <https://es.slideshare.net>
- González, A. Á. (2018). Solución de desvío desde estacionado 0+020.00 al 0+300.00. Holguín, Cuba: RAUDAL.
- Haro, H. G. (2004). Introduccion a la ingeniería de túneles. Caracterización, clasificación y análisis geomecánico de macizoz rocosos. En b. A. Hernan Gavilanes j., introduccion a la ingeniería de túneles. Caracterización, clasificación y análisis geomecánico de macizoz rocosos (pág. 340). Quito, Ecuador: AIME.
- Hispagua, S. E. (2005). Hispagua. Obtenido de Hispagua.
- Leal, Y. G. (2016). Principales Indicadores y Datos de Infraestructura Hidráulica. La Habana, Cuba.
- Minería, D. T. (2011). Sistema Symmetrix®. Manual de Instalación de Paraguas de Micropilotes en Túneles 2.0. Madrid, España: ATLAS COPCO S.A.E.



Montalar, E. (21 de 9 de 2009). Un blog de geotecnia, ingeniería y opinión. Recuperado el 9 de 2 de 2020, de Un blog de geotecnia, ingeniería y opinión: <https://enriquemontalar.com/la-clasificacion-geomecanica-de-lauffer/>

Normalización, C. T. (2019). NC 207-1: 2019. Requisitos generales para el diseño y construcción de estructuras de hormigón. La Habana, Cuba.

Pérez., P. D. (s.f.). Slideshare. Recuperado el 31 de 01 de 2020, de slideshare: <https://es.slideshare.net>

Perri, R. P. (3 de 12 de 2015). Diseño Del Soporte De Túneles En Concreto Proyectado Reforzado Con Fibras Metálicas. Obtenido de APTOSPERU: <https://www.aptosperu.org>

Roque, N. R. (27 de abril de 2017). CUBADEBATE. Obtenido de CUBADEBATE.

Tallon, E. M. (1981). Clasificaciones Geomecánicas De Las Rocas Aplicadas A Las Obras Subterráneas. Eptisa.

Zabaleta, A. P. (s.f.). Aquablog. Obtenido de Aquablog.



## ANEXOS

### Anexo 1. Clasificaciones geomecánicas.

#### Clasificación de Terzaghi

Tabla 1 Clasificación de las rocas y estimación de la carga actuante en el techo ( $H_r$ ), para cada uno. Fuente: (Tallon, 1981)

Clase	Terreno	Tipo de Terreno	Carga de roca $H_r$ (m)		Observaciones
			Inicial	Final	
1	Roca	Dura y Sana	-	-	Revestimiento solo si hay caída de bloques
2	Roca	Dura. Estratificada o Esquistosa	-	0 a 0,5 B	Depende de buzamiento. Caída de bloques probable.
3	Roca	Masiva. Moderadamente diaclasada	-	0 a 0,25 B	Caída de bloques probable. Empuje lateral si hay estratos inclinados.
4	Roca	Moderadamente fracturada. Bloques y Lajas	-	0,25B a 0,25 (B+H)	Necesita entibación rápida. Empuje lateral pequeño.
5	Roca	Muy fracturada	0 a 0,6 (B+H)	(0,35 a 1,2) (B+H)	Entibación inmediata. Empuje lateral pequeño.
6	Roca	Completamente fracturada pero sin meteorizar	-	1,1 (B+H)	Entibación continua. Empuje lateral considerable.
6 □	Grava o Arena	Densa	0,54 a 0,12 (B+H)	(0,62 a 1,38) (B+H)	Los valores más altos corresponden a grandes deformaciones que aflojan el terreno.
6 □	Grava o Arena	Suelta		(0,08 a 1,38) (B+H)	Empuje lateral. $P_h = 0.3 \gamma(H+B+C)$
7	Suelo Cohesivo	Profundidad moderada		(1,1 a 2,1) (B+H)	Fuerte empuje lateral.
8	Suelo Cohesivo	Profundidad grande		(2,1 a 4,5) (B+H)	Entibación continua con cierre en la base.



<b>9</b>	Suelo o Roca Expansivos	Expansivo		Hasta 80 m sea cual sea (B+H)	Entibación continua y circular (y deformable en casos extremos)
<p>Nota: (...) estos valores son de aplicación para el dimensionamiento de sostenimientos clásicos - cerchas y hormigón -, que se consideran conservadores para rocas de buena calidad, que su campo de aplicación es para túneles de tamaño medio - del orden 8 m. de anchura o menor - y que son de dudosa aplicación en terrenos expansivos o que fluyen plásticamente. (Tallon, 1981)</p> <p>Observaciones sobre la tabla:</p> <p>B (ancho del túnel) y H (alto del túnel)</p> <p>Válido para profundidades mayores de <math>1.5(B + H)</math></p> <p>En las clases 4, 5, 6, 6 □ y 6 □ reducir la carga a la mitad</p>					

En la figura 1 se muestra la concepción general de la teoría de Terzaghi. Donde se aprecia que durante la perforación del túnel habrá un relajamiento de la cohesión de la formación rocosa arriba y en los lados del túnel. La roca suelta dentro del área a, c, d y b tenderá a interrumpir el túnel. A estos esfuerzos se opondrán fuerzas de fricción a lo largo de los límites laterales a - c y b - d, estas fuerzas de fricción transfieren la parte más importante del peso de la carga de roca  $W$  al material de los lados del túnel. El techo y los lados del túnel no tienen que soportar más que el resto de la carga que equivale a una altura  $H_p$ . El ancho  $B_1$  de la zona de la roca donde existe movimiento, dependerá de las características de la roca y de las dimensiones  $H_t$  y  $B$  del túnel; luego  $B_1 = B + 0.5H_p$ .

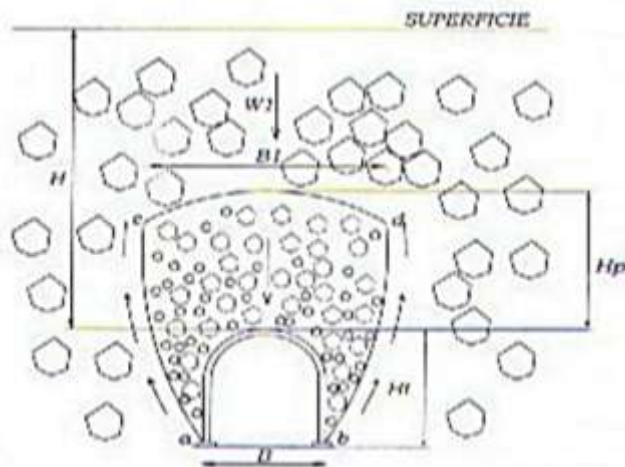


Figura 1 Estimación de la carga del terreno. Fuente: (Haro, 2004)

Clasificación de Lauffer

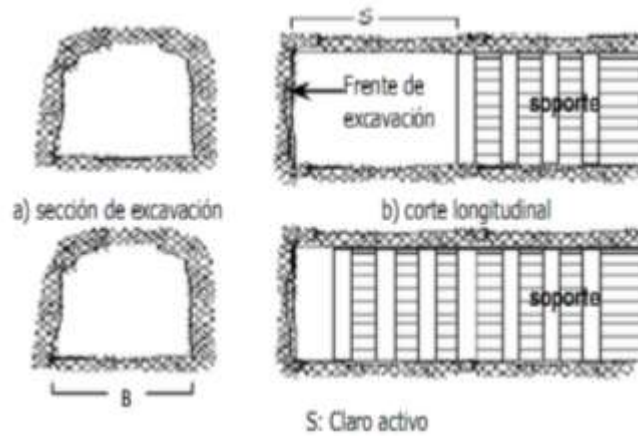


Figura 2 Definición de Lauffer del claro activo. Fuente: (Haro, 2004)

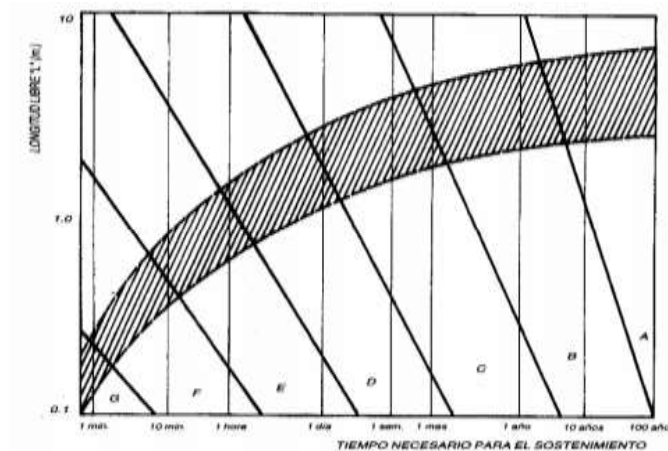


Figura 3 Relación entre el claro activo (S) y el tiempo de sostén del claro activo para diferentes tipos de roca de la A a la G (muy buena a muy mala). Fuente: (Espinoza, 1994)

Tabla 2 Tipos de roca y sostenimiento según Lauffer. Fuente: (Tallon, 1981)

Tipo de roca	Necesidad de sostenimiento
A	No necesita sostenimiento
B	2 a 3 cm de hormigón lanzado o pernos separados de 1,0 a 2,0 m, eventualmente refuerzo en la bóveda únicamente.
C	3 a 5 cm de hormigón lanzado o pernos separados de 1,0 a 1,5 m, eventualmente refuerzo en la bóveda únicamente.



D	5 a 7 cm de hormigón lanzado con malla o pernos separados de 0,7 a 1,0 m y 3 cm de hormigón lanzado.
E	7 a 15 cm de hormigón lanzado, a veces pernos separados de 0,5 a 1,2 m y de 3 a 5 cm de hormigón lanzado, alternativamente cerchas y blindaje.
F	15 a 20 cm de hormigón lanzado con cerchas y mallas o cerchas con blindaje y hormigón lanzado posterior.
G	Hormigón lanzado, cerchas reforzadas y blindaje.

Tabla 3 Parámetros de clasificación, valores y ajuste de la orientación de las discontinuidades Lauffer. Fuente: (Tallon, 1981)

a) Parámetros de clasificación y sus valores									
Parámetros			Rango de Valores						
1	Resistencia de la roca intacta	Índice de resistencia de Carga Puntual (Is) (MPa)	>10	4-10	2-4	1-2	Para estos rangos es recomendable ensayos de Resistencia a la compresión uniaxial		
		Resistencia a la compresión uniaxial (MPa)	>250	100-250	50-100	25-50	5-25	1-5	<1
	<b>Puntaje</b>	<b>15</b>	<b>12</b>	<b>7</b>	<b>4</b>	<b>2</b>	<b>1</b>	<b>0</b>	
2	RQD (%)	90-100	75-90	50-75	25-50	<25			
	<b>Puntaje</b>	<b>20</b>	<b>17</b>	<b>13</b>	<b>8</b>	<b>3</b>			
3	Espaciado entre juntas o discontinuidades (m)	>2	0,6-2	0,2-0,6	0,06-0,2	<0,06			
	<b>Puntaje</b>	<b>20</b>	<b>15</b>	<b>10</b>	<b>8</b>	<b>5</b>			



4	Estado de las juntas o discontinuidades		Superficies muy rugosas, sin continuidad, sin separación, paredes de roca sin alteración.	Superficies rugosas con separación <1 mm. Paredes de roca ligeramente meteorizada.	Superficies ligeramente rugosas con separación <1 mm. Paredes altamente meteorizadas.	Superficies pulidas o relleno < 5 mm de espesor 1-5 mm. Continuas	Relleno blando > 5 mm de espesor. Separación >5 mm. Continuas
	<b>Puntaje</b>		<b>30</b>	<b>25</b>	<b>20</b>	<b>10</b>	<b>0</b>
5	Condición de infiltración de agua	Flujo por cada 10 m de longitud del túnel (l/min)	Ninguno	<10	10-25	25-125	>125
		(Presión de agua en la diaclasa)/ (Tensión principal mayor $\sigma_1$ )	0	<0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	>0,5
	Condiciones Generales		Completamente seco	Húmedo	Mojado	Goteo	Flujo
	<b>Puntaje</b>		<b>15</b>	<b>10</b>	<b>7</b>	<b>4</b>	<b>0</b>
b) Ajuste de la orientación de las discontinuidades							
Orientación del rumbo y buzamiento		Muy favorable	Favorable	Regular	Desfavorable	Muy Desfavorable	
Puntaje	Túneles y minas	0	-2	-5	-10	-12	
	Cimentaciones	0	-2	-7	-15	-25	
	Taludes	0	-5	-25	-50	-60	

Clasificación de Bienawski

Tabla 4 Clasificación de la roca RMR. Fuente: Elaboración propia





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

Tabla 5 Guía de excavación y soporte en túneles en concordancia con el RMR. Fuente: (Haro, 2004)

Clase de macizo rocoso	Excavación	Sostenimiento		
		Pernos ( Ø 20 mm, adhesión total)	Hormigón lanzado	Marcos de acero
<b>I</b> Roca muy Buena	Avance de 3 m a sección completa	Generalmente no se necesita sostenimiento, excepto algunas anclas para refuerzo local.		
<b>II</b> Roca Buena	Avances de 1.0 a 1.5 m a sección completa. Sostenimiento total a 20 m del frente.	Pernos locales en el techo, 3 m de largo y espaciado de 2.5 m con malla ocasional	50 mm en el techo donde se requiera	No
<b>III</b> Roca Regular o Media	Media sección y banqueo, progresiones de 1.5 a 3 m en la media sección. Sostenimiento primario después de cada voladura. Sostenimiento completo a 10 m del frente.	Pernos sistemáticos de 4 m de largo, espaciado de 1.5 a 2 m en el techo y paredes con mallas en el techo	50-100 mm en el techo. 30 mm en las paredes	No



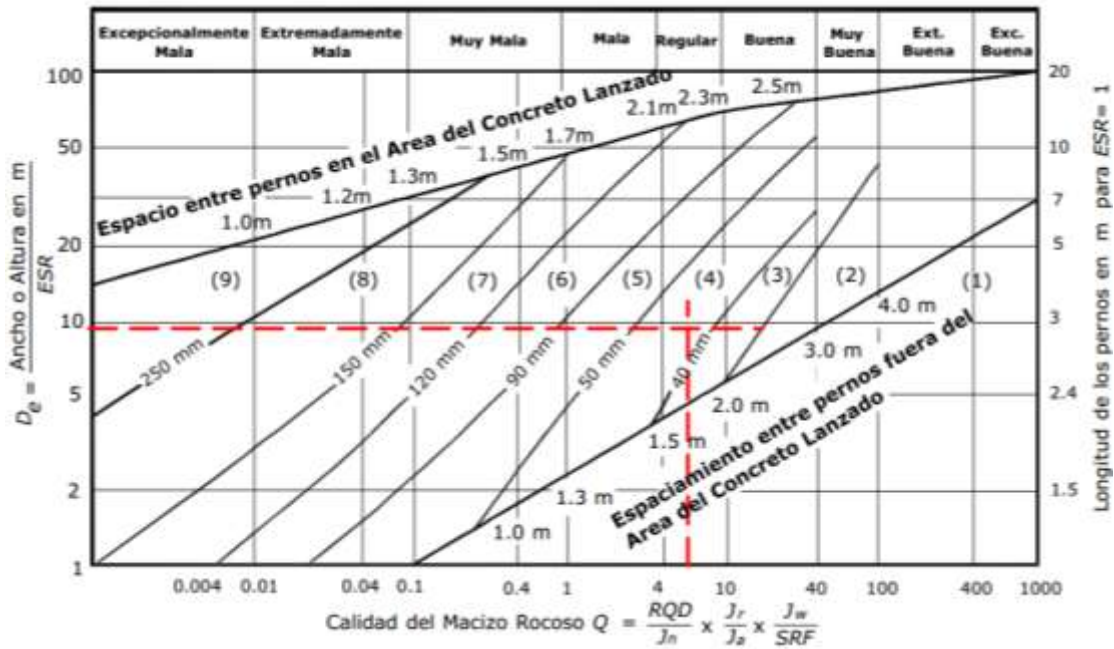
<b>IV</b> Roca Mala	Media sección y banqueo, progresiones de 1,0 a 1,5 m en la media sección. Hay que instalar los refuerzos conforme el avance, a 10 m del frente.	Pernos sistemáticos de 4 a 5 m de largo, espaciado de 1 a 1.5 m en el techo y paredes con mallas	100-150 mm en el techo y 100 mm en las paredes	Marcos ligeros a medianos separados 1.5 m, donde se requiera
<b>V</b> Roca muy Mala	Etapas múltiples. A veces de 0,5 a 1,5 m en la media sección. Instalación del sostenimiento a medida que se excava. Hormigón lanzado con la mayor brevedad después de las voladuras.	Pernos sistemáticos de 5 a 6 m de largo, espaciado de 1 a 1.5 m en la clave y paredes con mallas Instalación de pernos en el piso o contra bóveda	150-200 mm en el techo. 100 mm en las paredes y 50 mm en el frente.	Marcos medianos o pesados espaciados a 0.75 m con tablestacado donde se requiera

#### Clasificación de Barton

Tabla 6 Calidad de la roca según índice Q. Fuente: (Haro, 2004)

<b>Calidad de la roca</b>	<b>Valores de Q</b>
Excepcionalmente mala	0.001-0.01
Extremadamente mala	0.01-0.1
Muy mala	0.1-1
Mala	1-4
Media	4-10
Buena	10-40
Muy buena	40-100
Extremadamente Buena	100-400
Excepcionalmente Buena	400-1000





1. Sin sostenimiento
2. Bulonado Puntual
3. Bulonado sistemático
4. Bulonado sistemático con hormigón proyectado, 40 – 100 mm.
5. Hormigón proyectado con fibras, 50 – 90 mm y bulonado.
6. Hormigón proyectado con fibras, 90 – 120 mm y bulonado.
7. Hormigón proyectado con fibras, 120 – 150 mm y bulonado.
8. Hormigón proyectado con fibras, >150 mm con bulonado y arcos armados reforzados con hormigón proyectado.
9. Revestimiento de hormigón.

Figura 4 Categorías de sostenimiento estimadas en base al índice Q. Fuente: (Geomecánicas)

Tabla 7 determinación de RQD. Fuente: (Haro, 2004)

Descripción de la calidad del macizo	RQD	Observaciones



Muy pobre	0-25	Para RQD < 10 se puede tomar RQD=10 en la evaluación de Q
Pobre	25-50	
Medio	50-75	
Bueno	75-90	
Muy bueno	90-100	

Tabla 8 Determinación de Jn. Fuente: (Haro, 2004)

Descripción	Jn
Roca masiva	0.5-1
Una familia de diaclasas	2
Una familia de diaclasas y algunas diaclasas ocasionales	3
Dos familias de diaclasas	4
Dos familias de diaclasas y algunas diaclasas ocasionales	6
Tres familias de diaclasas	9
Tres familias de diaclasas y algunas diaclasas ocasionales	12
Cuatro o más familias de diaclasas, roca muy fracturada	15
Roca triturada terrosa	20
En boquillas se utiliza 2 Jun y en túneles 3 Jun	

Tabla 9 determinación de Jr en función de la relación de las dos caras de la junta. Fuente: (Haro, 2004)

Descripción	Jr
Contacto entre las 2 caras de las diaclasas con poco desplazamiento lateral de menos de 10 cm.	
Juntas discontinuas.	4
Juntas Rugosa o irregular ondulada.	3
Suave ondulada.	2
Espejo de falla, ondulada,	1.5
Rugosa o irregular, plana.	1.5
Suave plana.	1
Espejo de Falla, plano.	0.5



No existe contacto entre las 2 caras de las diaclasas cuando ambas se desplazan lateralmente.	
Zona de contenido de minerales arcillosos, suficientemente gruesa para impedir el contacto entre las caras de las Diaclasas.	1
Arenas, gravas o zona fallada suficientemente gruesa para impedir el contacto entre las 2 caras de las diaclasas.	1
<p>Nota: si el espaciado de la familia de las diaclasas es mayor de 3 m hay que aumentar el Jn en una unidad.</p> <p>Para diaclasas con espejos de falla provisto de lineaciones, si están orientadas favorablemente, se puede usar Jr=0.5</p>	

Tabla 10 Determinación del coeficiente reductor por la presencia de agua Jw. Fuente: (Haro, 2004)

Descripción	Jw	Presión del agua Kg/cm <sup>2</sup>
Excavaciones secas o de influencia poco importante.	1	<1
Fluencia o presión medias. Ocasional lavado de los rellenos de las Diaclasas.	0.66	1-2.5
Fluencia grande o presión alta, considerable lavado de los rellenos de las Diaclasas.	0.33*	2.5-10
Fluencia o presión de agua excepcionalmente altas, decayendo con el tiempo.	0.1-0.2*	>10
Fluencia o presión de aguas excepcionalmente altas y continuas, sin disminución.	0.05-.01*	>10
Nota: Los valores presentados con el Signo * son solo valores estimados. Si se instalan elementos de drenaje, hay que aumentar Jw		

Tabla 11 Determinación de Ja. Fuente: (Haro, 2004)

Descripción	Ja	Ø°
Contacto entre las 2 caras de las Diaclasas.		



Junta sellada, dura, sin reblandecimiento impermeable como por ejemplo cuarzo en paredes sanas.	0.75	25-30
Caras de la junta únicamente manchadas.	1	25-30
Las caras de la junta están alteradas ligeramente y contienen minerales no blandos partículas de arena, roca desintegrada libre de arcilla.	2	25-30
Recubrimiento de limo o arena arcillosa, pequeña fricción arcillosa no reblandecible.	3	20-25
Recubrimiento de minerales arcillosos blandos o de baja fricción como caolinita, clorita, talco yeso, grafito y pequeñas cantidades de arcillas expansivas. Los recubrimientos son discontinuos con espesores máximos de 1 o 2 mm.	4	8-16
Contactos entre 2 caras de la Diaclasa con < de 10 cm desplazamiento lateral.		
Partículas de Arena, roca desintegrada libre de arcilla.	4	25-30
Fuertemente sobre consolidados rellenos de minerales arcillosos no blandos. Los recubrimientos son continuos de menos de 5 mm de espesor.	6	16-24
Sobre consolidación media a baja, blandos, rellenos de minerales arcillosos. Los recubrimientos son continuos de < de 5 mm de espesor.	8	12-16
Rellenos de arcilla expansiva, de espesor continuo de 5 mm. El valor Ja dependerá del porcentaje de partículas del tamaño de la arcilla expansiva.	8-12	6-12
No existe contacto entre las 2 caras de la diaclasa cuando esta cizallada.		
Zonas o bandas de roca desintegrada o manchada y arcilla.	6-8-12	6-24
Zonas blandas de arcilla limosa o arenosa con pequeña fricción de arcilla no blandas.	5	6-24
Granos arcillosos gruesos.	13-20	6-24

Tabla 12 Determinación del S.R.F. Fuente: (Haro, 2004)

Descripción	S.R.F
<b>1.-Zona débil que interceptan la excavación y pueden causar caídas de bloques.</b>	
A. Varias zonas débiles conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente, roca muy suelta alrededor.	10
B. Solo una zona débil conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente (profundidad de excavación < 50 m.).	5
C. Solo una zona débil conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente. (Profundidad de excavación > 50 m.).	2.5
D. Varias zonas de fractura en roca competente libre de arcilla, roca suelta alrededor. (Cualquier profundidad).	7.5
E. Sólo una zona fracturada en roca competente, libre de arcilla (Profundidad de excavación < 50 m.)	5



F. Sólo una zona fracturada en roca competente, libre de arcilla. (Profundidad > 50 m).			2.5
G. Diaclasas abiertas sueltas, muy fracturadas. Cualquier profundidad.			5
<b>2.-Rocas competentes con problemas tensionales en las rocas</b>			
	<b><math>\sigma_c/\sigma_1</math></b>	<b><math>\sigma_t/\sigma_1</math></b>	<b>S.R.F</b>
H. Tensiones pequeñas cerca de la superficie.	> 200	>13	2.5
I. Tensiones medias.	200-10	13-0.33	1.0
J. Tensiones altas estructura muy compacta, favorable para la estabilidad, puede ser desfavorable para la estabilidad de los hastiales.	10-5	0.66-0.33	0.5-2.0
K. Explosión de roca suave (roca Masiva).	5-2.5	0.33-0.16	5-10
L. Explosión de roca fuerte (roca masiva.)	<2.5	<0.16	10-20
$\sigma_c$ y $\sigma_t$ son las resistencias a la compresión y tracción respectivamente de la roca, $\sigma_1$ es el esfuerzo principal máximo que actúa en la roca.			
<b>3.-Roca fluyente, flujo plástico de roca incompetente bajo la influencia de altas presiones litostática.</b>			
M. Presión de Flujo suave.			5-10
N. Presión de flujo intensa.			10-20
<b>4.-Roca expansiva, actividad expansiva química dependiendo de la presencia del agua.</b>			
O. Presión Expansiva suave.			5-10
P. Presión expansiva intensa.			10-15
Observaciones al SRF: Reducir los valores del SRF en un 25 a 50% si las zonas de rotura solo influyen pero no interceptan a la excavación. En los casos que la profundidad de las clave del túnel sea inferior a la altura del mismo se sugiere aumentar el SRF de 2.5 a 5. Para campos de tensiones muy anisótropos cuando $5 \leq \sigma_1 / \sigma_3 \leq 10$ , reducir el $\sigma_c$ y $\sigma_t$ a $0.8 \sigma_c$ y $0.8 \sigma_t$ .			



Anexo 2. Diseño de sistemas de fortificación de túneles.

Tabla 1 Resumen de las principales características de los métodos de diseño de sistemas de fortificación. Fuente: (Elaboración propia)

Métodos	Características	Desventajas
Empíricos	Basados fundamentalmente en las clasificaciones geomecánicas existentes predominando el Índice Q de Barton y el RMR de Bienawski. Según (Haro, 2004), además comprenden teorías planteadas por diversos autores como Luois y Protodiaknof.	No toman en cuenta el estado tensional del macizo antes de la excavación del túnel ni el caculo del factor de seguridad FS de los elementos de fortificación.
Analíticos	Tienen sus bases en la rigidez del sistema de fortificación y la plasticidad de la roca denominados comúnmente como interacción roca-fortificación o confinamiento-convergencia. Estos métodos están representados gráficamente y relacionan la presión interna y la deformación radial en una curva característica de la roca. Pueden ser de utilidad para el diseño de sistema de fortificación temporales al tener en cuenta los factores que no consideran los métodos empíricos.	Están basados en ciertas suposiciones que reducen su campo de aplicación.
Numéricos	Basados en la relación tenso-deformacional que predomina en el comportamiento mecánico del terreno, es la variante más integral a cuál mediante la resolución de ecuaciones diferenciales; no presenta las limitaciones de	Gran esfuerzo computacional





	<p>los métodos anteriores.</p> <p>S capaces de resolver problemas tenso-deformacionales. Envuelven el análisis de un problema en el que un macizo rocoso (incluyendo excavaciones de cualquier forma) es sometido a cargas debido a: su propio peso, fuerzas externas, tensiones in situ, cambios de temperatura, fuerzas dinámicas. En el figura 1 del anexo 2 se muestran otras características de estos métodos.</p>	
Combinados	No es una categoría que encierre ciertos métodos específicos. Es aquella manera de ejecutar el diseño de sistemas de fortificaciones utilizando más de un método, combinándolos entre sí para potenciar las ventajas de cada uno y obtener un resultado final de mayor precisión.	Alta dificultad técnica, disponibilidad computacional y profesional.

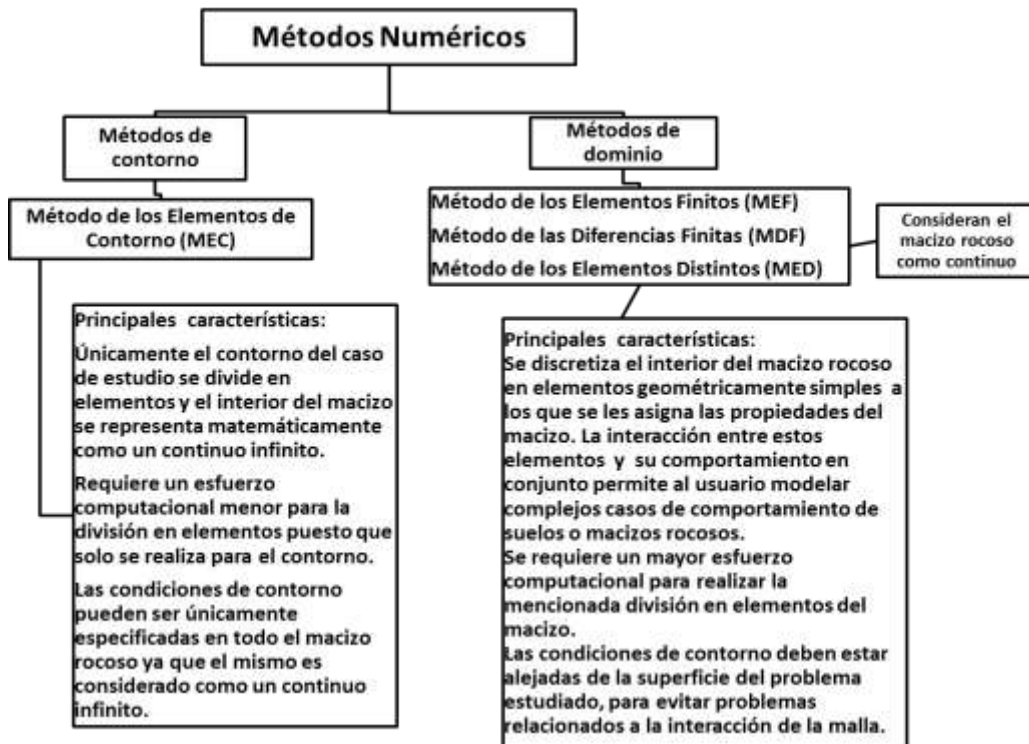


Figura 1 Esquema de explicación de los métodos numéricos de diseño de sistema de fortificaciones. Fuente: Elaboración propia



Tabla 2 Valores típicos de  $\sigma_{c,c}$  y  $E_c$  para mezclas secas y húmedas de hormigón lanzado después de 1 y 28 días. Fuente: (Haro, 2004)

Tipo de mezcla	$\sigma_{c,c}$ (MPa)	$E_c$ ( $10^3$ MPa)
Seca <sup>1</sup> (1 día)	20.3	13.6 – 23.4
Seca (28 días)	29.5	17.6 – 23.1
Húmeda <sup>2</sup> (1 día)	15.9 – 20.3	12.3 – 28.0
Húmeda (28 días)	33.3 – 39.4	23.8 – 35.9

Cemento tipo III, tamaño máximo del grano 13 mm  
 (1) cemento: 18%, agregado grueso: 30%, arena: 52.2%  
 (2) cemento: 16.7%, agregado grueso: 28%, arena: 48.7%, agua: 6.7%

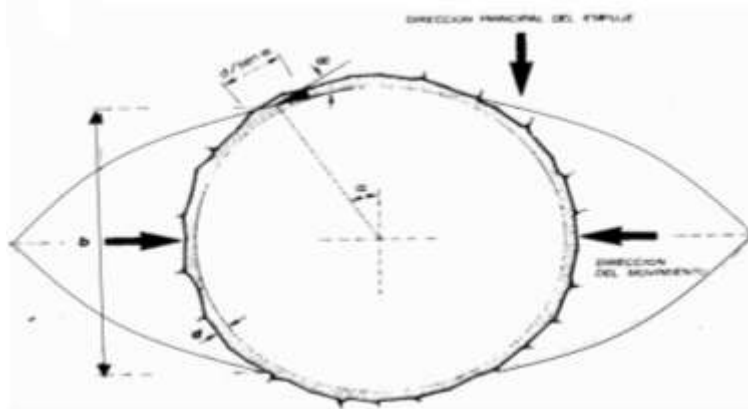


Figura 5 Balance de fuerzas para determinar el espesor y la carga de ruptura por corte de la cáscara de concreto. Fuente: (Espinoza, 1994)

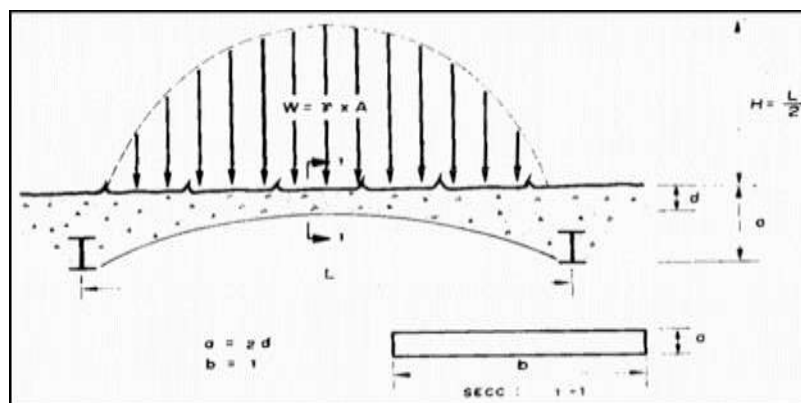


Figura 6 Masa de roca a soportar. Fuente: (Espinoza, 1994)



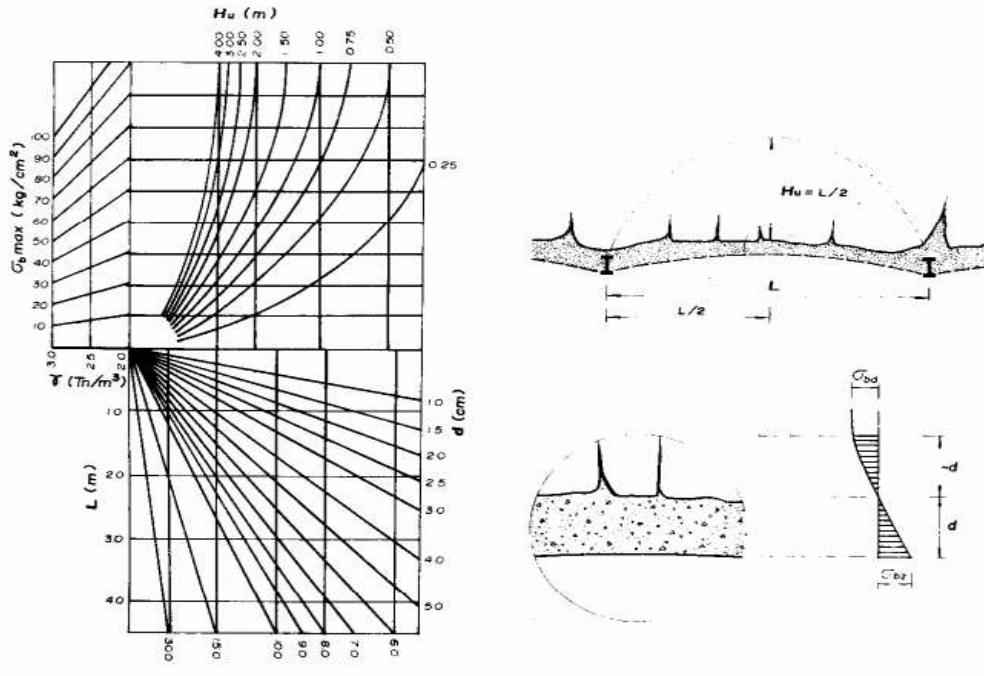


Figura 7 Espesores de la cascara de hormigón cuando se combinan refuerzos rígidos y flexibles. Fuente: (Espinoza, 1994)

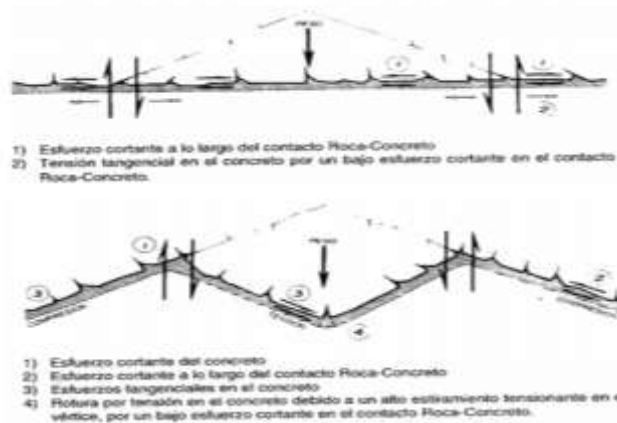


Figura 8 Comportamiento de la roca antes de la instalación de pernos o de una segunda capa de hormigón. Fuente: (Espinoza, 1994)

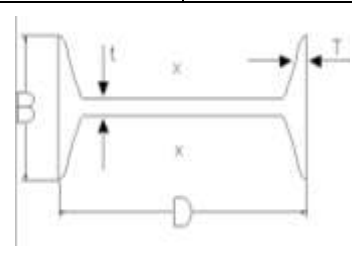
Tabla 3 Valores de D, B, A y  $I_s$  para secciones típicas de perfiles tipo universal. Fuente: (Haro, 2004)

Sección	D(mm)	B(mm)	$A_s(m^2)$	$I_s(m^4)$	t(mm)	T(mm)
457x152	461	153	$9.50 \times 10^{-3}$	$324.35 \times 10^{-6}$	9.9	17.0



406x140	402	142	$5.90 \times 10^{-3}$	$156.47 \times 10^{-6}$	6.9	11.2
356x127	353	126	$4.94 \times 10^{-3}$	$100.87 \times 10^{-6}$	6.5	10.7
305x127	304	124	$4.75 \times 10^{-3}$	$71.62 \times 10^{-6}$	7.2	10.7
254x102	260	102	$3.62 \times 10^{-3}$	$40.08 \times 10^{-6}$	5.4	10.0
203x133	203	133	$3.23 \times 10^{-3}$	$23.56 \times 10^{-6}$	5.8	7.8
203x102	203	102	$3.23 \times 10^{-3}$	$22.94 \times 10^{-6}$	5.8	10.4
152x89	152	89	$2.18 \times 10^{-3}$	$8.91 \times 10^{-6}$	4.9	8.3
127x76	127	76	$1.70 \times 10^{-3}$	$4.76 \times 10^{-6}$	4.5	7.6
102x64	102	84	$1.23 \times 10^{-3}$	$2.18 \times 10^{-6}$	4.1	5.6
89x89	89	89	$2.94 \times 10^{-3}$	$3.07 \times 10^{-6}$	9.5	9.9
76x76	76	76	$1.63 \times 10^{-3}$	$1.59 \times 10^{-6}$	5.1	5.4



La figura que se muestra en el lado derecho muestra una sección típica de viga con alas se sección no uniforme (el espesor T es medido en la parte media del ala). Los valores del momento de inercia arriba listados están determinados con relación al eje xx mostrado.

Tabla 4 Valores obtenidos a partir de ensayos de resistencia al arranque de pernos de Q y  $T_{II}$  para distintos tipos de roca. Fuente: (Haro, 2004)

$d_b$ (mm)	L (m)	Tipo de roca	$T_b$ (MN)	Q (m/MN)
16	1.83	lutita	0.058	0.241
19	1.83	-	0.059	0.024
22	3.00	arenisca	0.196	0.042
25	1.83	granito	0.254	0.143

Tabla 5 Convergencia y sostenimiento en terrenos deformables. Fuente: (Haro, 2004)

Tipo de deformación	Convergencia aproximada y sostenimiento para túneles de 12 m			
	Sin sostenimiento	Con sostenimiento instalado		
	Rango de convergencia	Rango de convergencia	Presión de sostenimiento (MPa)	Sostenimiento aproximado



Convergencia o expansión	Min - 10	Min - 6	Min - 0.2	Pernos espaciados a 1.5 m
	Máx - 60	Máx - 10	Máx - 0.7	Pernos espaciados a 1.5 m y 10 cm de hormigón lanzado
Convergencia elevada o expansión	Min - 80	Min - 20	Min - 0.2	Pernos espaciados a 1m y 10 cm de hormigón lanzado
	Máx - 2	Máx - 40	Máx - 0.7	Pernos espaciados a 1.5 m y 10 cm de hormigón lanzado

Tabla 6 Reducción de espesor de la armadura por efecto de la corrosión  $r_e$  (mm). Fuente: (Carreteras., 2005)

Tipo de terreno	Vida útil requerida al micropilote (años)				
	5	25	50	75	100
Suelos naturales sin alterar	0	0.30	0.60	0.90	1.20
Suelos naturales contaminados o suelos industriales	0.15	0.75	1.50	2.25	3.00
Suelos naturales agresivos (turberas, ciénagas, etc.)	0.20	1.00	1.75	2.50	3.25
Rellenos no agresivos sin compactar	0.18	0.70	1.20	1.70	2.20
Rellenos agresivos sin compactar (cenizas, escorias, etc.)	0.50	2.00	3.25	4.50	5.75

Tabla 7 Límite elástico de los aceros para las armaduras tubulares ( $f_y$ ). Fuente: (Carreteras., 2005)

Designación UNE en 10027	Límite elástico ( $f_y$ ) (MPa)
S 235	235
S 275	275
S 355	355
S 420	420
S 460	460



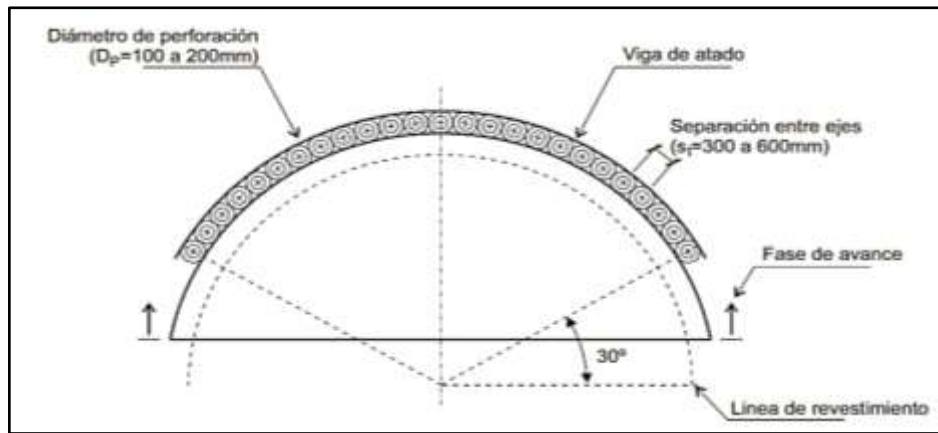


Figura 9 Esquema frontal del paraguas de micropilotes. Fuente: (Minería, 2011)

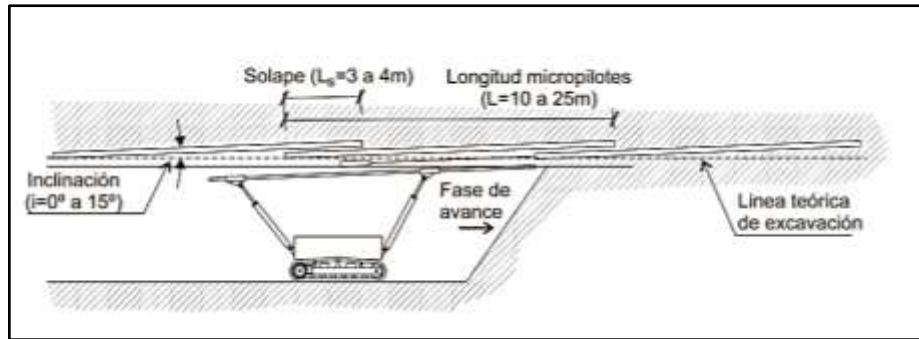


Figura 10 Excavación bajo los paraguas de micropilotes. Fuente: (Minería, 2011)

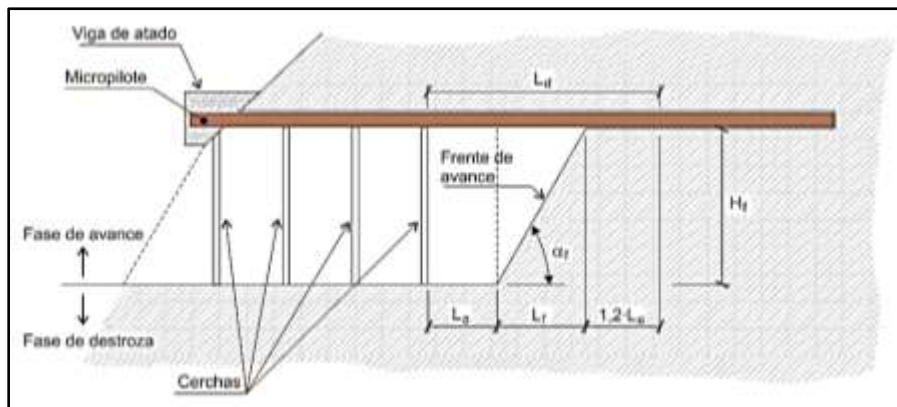


Figura 11 Longitud de cálculo de las vigas  $L_d$ . Fuente: (Minería, 2011)



Anexo 3. Características del sistema de paraguas.

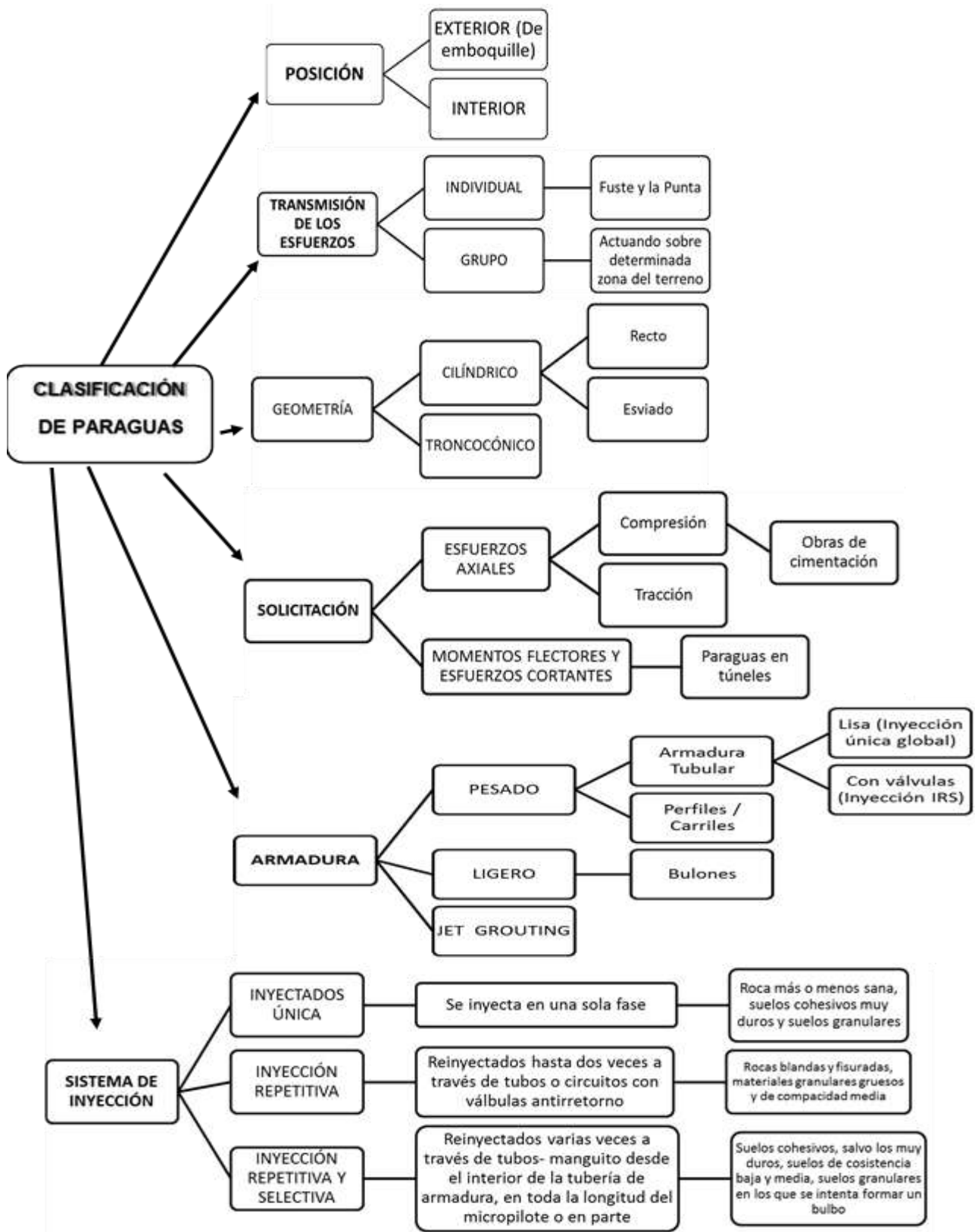


Figura 1 Esquema de clasificación de paraguas. Fuente: Elaboración propia





Figura 2 Esquema de etapas del proceso de replanteo para la instalación de un paraguas.

Fuente: Elaboración propia

Tabla 1 Descripción de etapas Perforación-Armadura e Inyección y criterios generales seguidos dependiendo del terreno a perforar. Fuente: Elaboración propia

Tipo de terreno	Etapas	
	Perforación-Armadura	Inyección
Roca competente	Rotopercusión con martillo de fondo	Por el interior de la armadura. Se obtura la boca del taladro, dejándose dos conductos, uno para la inyección y otro de purga y control de llenado.
Suelos con cohesión.	Rotación con trialeta	Por el interior de la armadura. Se obtura la boca del taladro, dejándose dos conductos, uno para la inyección y otro de purga y control de llenado.
Suelos con baja o nula cohesión.	Nota> Se trata de terrenos arenosos, zonas de rellenos, vertederos, etc., en los que se pueden producir desprendimientos entre micropilotes adyacentes al excavar el túnel al abrigo de los mismos. En estos casos se realizan paraguas con armadura equipada con válvulas para inyección IRS, con el fin de <i>solapar</i> la inyección de los micropilotes formando una superficie resistente más continua. Se distinguen básicamente dos formas de realizar el proceso descrito.	
A) Armaduras con manguitos de caucho (tubomanguitos).	Rotación con trialeta, y tubería de revestimiento recuperable.	Mediante obturador simple o doble seleccionando cada válvula.
B) Armaduras	Rotación con trialeta no recuperable dispuesta sobre la	Mediante obturador simple o doble seleccionando cada válvula.





con válvulas insertas.	propia armadura, actuando ésta como varillaje de perforación, sin tubería de revestimiento.	
Roca muy meteorizada y disgregada.	Rotación con trialeta, y tubería de revestimiento recuperable si el terreno lo permite o rotopercusión con martillo de fondo.	Finalizada la perforación, se retira el varillaje interior con el martillo y se procede a inyectar a través de las válvulas.

Tabla 2 Especificaciones técnicas de las lechadas y morteros. Fuente: Elaboración propia

Material	Uso	Especificación técnica	Dosificación
Lechada	Relleno de micropilotes	Resistencia a compresión $f_{ck} \geq 25 \text{ MPa}$ 28 días $f_{ck,7} \geq 0.6 f_{ck}$ 7 días	$0.40 \leq a/c \leq 0.55$ $a/c < 0.40$ será necesaria la incorporación de aditivos
Morteros	Relleno de micropilotes	$f_{ck} \geq 25 \text{ MPa}$ 28 días	$375 \text{ kg/m}^3$ contenido mínimo de cemento $a/c < 0.60$ $D_x$ relación granulométrica $D_{85} \leq 4 \text{ mm}$ $D_{100} \leq 8 \text{ mm}$

Tabla 3 Recubrimientos mínimos (r). Fuente: (Carreteras., 2005)

	Recubrimiento mínimo con Lechada (mm)	Recubrimiento mínimo con Mortero (mm)
Compresión	20	30
Tracción	25	35



Tabla 4 Principales características del sistema de Paraguas Symmetrix®. Fuente: Elaboración propia.

Symmetrix®			
Patente	Sistema de trabajo	Elementos componentes	Ventajas
Atlas Copco	Perforación concéntrica e instalación de armadura simultánea	<ul style="list-style-type: none"> <li>Boca piloto accionada por martillo en cabeza que posee amplios taladros internos.</li> <li>Set que es el conjunto de la Corona más la Zapata.</li> </ul>	Efectividad de la perforación en todo tipo de formaciones.
			Menores necesidades de par en todas las formaciones.
			No tiene apéndices que causen roturas o atascos ni pérdidas de producción.
			Fácil enganche / desenganche. No necesita contar con operarios especializados.
			Perforación en cualquier inclinación.
			Seguridad. La uniformidad de la penetración no exige de la constante atención del operador.
			Economía. El principio de trabajo y la construcción de los elementos que conforman el sistema aseguran un menor tiempo de trabajo, consumibles y costes de operación.



Tabla 5 Sistemas y diámetros más comunes. Fuente: (Minería, 2011)

Denominación Sistema	Diámetro exterior armadura (mm)	Espesor de la armadura (mm)	Diámetro interior corona (mm)	Diámetro exterior corona (mm)	Diámetro exterior boca piloto (mm)	Rosca
<b>P89</b>	88,9	7.1	54	101	70	32-38
<b>P102</b>	101,6	8	60	109	83,5	32-38
<b>P140</b>	139,7	10	90	147	115,3	45-58
<b>P114</b>	114,3	10	66	122	92,6	38-45



Figura 4 Sistema P89 armadura de acero de diámetro 88,9 mm. Fuente (Minería, 2011)

Nota: Espesor máximo de pared de tubería de 7,1 mm. Es el diámetro más comúnmente usado para aplicación en túneles. (Minería, 2011)



Anexo 4 Procedimiento para el diseño del sistema de paraguas.

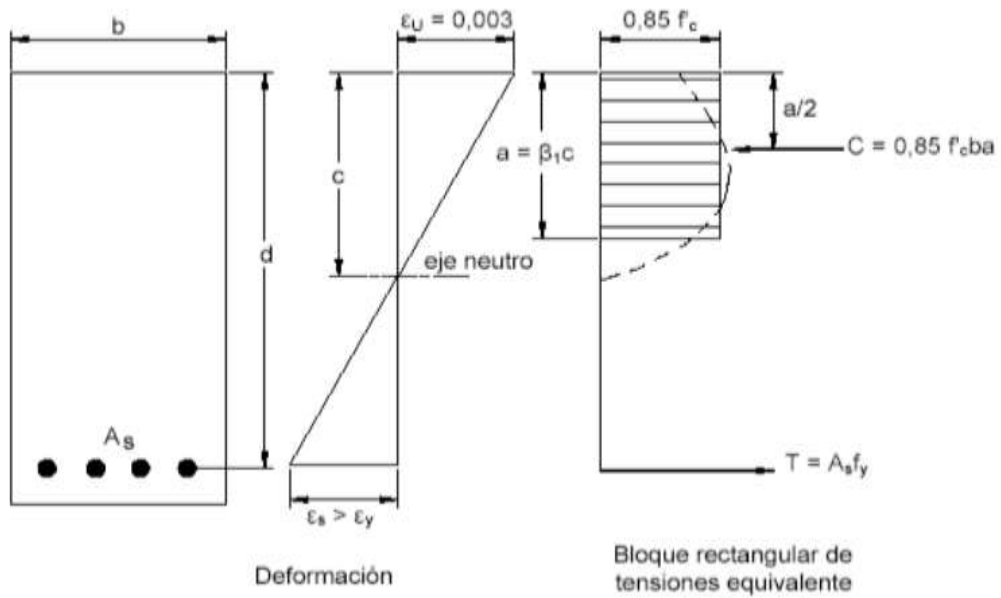


Figura 1 Distribución rectangular equivalente de los esfuerzos en el hormigón (ACI).  
Fuente: (Normalización, 2019)



Anexo 5. Generalidades sobre el caso de estudio.

Tabla 1 Principales propiedades II-III obtenidas de la sísmica. Fuente: (González, 2018)

Capa Nº 3	Veloc. $V_p$ (m/s)	$\gamma_f$ (kN/m <sup>3</sup> )	RC $\sigma_{cm}$ (MPa)	FKP	Módulo de Poisson	$E_m$ (GPa)	RMR	RQD (%)	L.T.E durante la constr. (m)	L.T.E perma- nente (m)
<b>Mín</b>	1800	20.6	7.0	1.8	0.30	4.0	14	10	2.8	2.2
<b>Med</b>	2090	21.3	9.0	2.0	0.30	5.0	17	10	2.9	2.2
<b>Máx</b>	2550	22.2	15.0	2.7	0.31	8.0	22	17	2.9	2.3

Tabla 2 Principales propiedades del suelo IV-V obtenidas de la sísmica. Fuente: (González, 2018)

Capa Nº 2	Veloc. $V_p$ (m/s)	$\gamma_f$ (kN/m <sup>3</sup> )	RC $\sigma_{cm}$ (MPa)	FKP	Módulo de Poisson	$E_m$ (GPa)	RMR	RQD (%)	L.T.E durante la constr. (m)	L.T.E perma- nente (m)
<b>Mín</b>	986	18.2	1.7	0.8	0.23	0.9	3	10	2.7	2.2
<b>Med</b>	1228	19.0	3.0	1.1	0.27	1.8	7	10	2.8	2.2
<b>Máx</b>	1682	20.1	7.2	1.7	0.28	3.4	12	10	2.8	2.2



Anexo 6 Especificaciones técnicas del Hormigón reforzado con fibras.

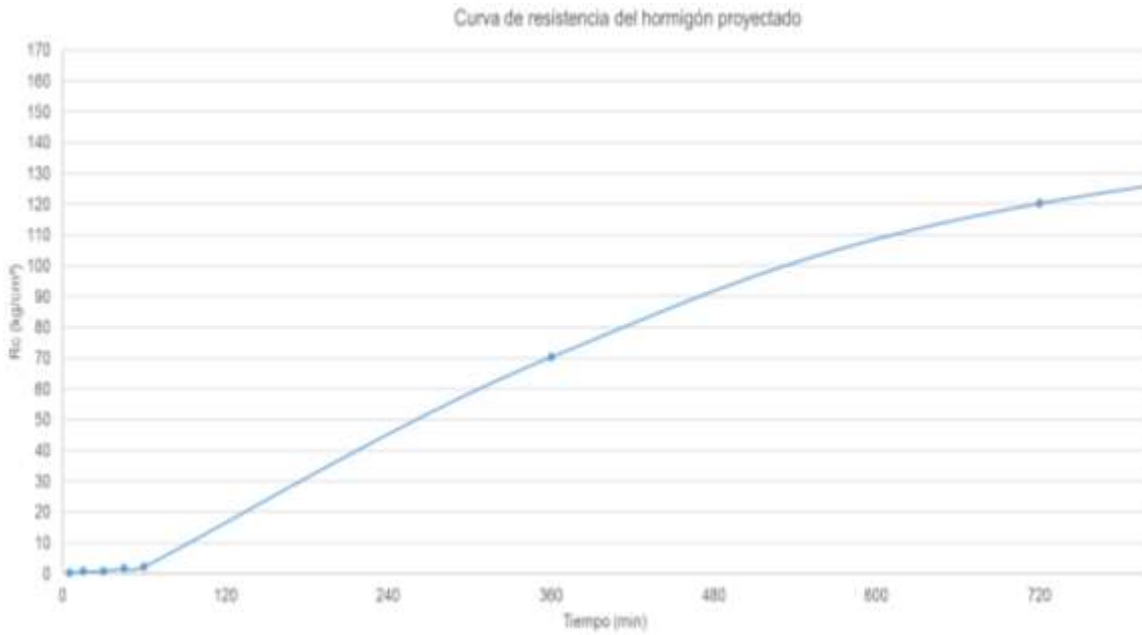


Figura 1 Curva de resistencia del hormigón proyectado. Fuente: (González, 2018)

Tabla 2 Ensayo a flexión a los 28 días del hormigón reforzado con fibras. Fuente: (ENIA Holguín)

Muestra	2.0 Kg Fibra Sintética		2.5 Kg Fibra Sintética		33.3 Kg Fibra Sintética	
	Resistencia a flexión (MPa)	Resistencia Media (MPa)	Resistencia a flexión (MPa)	Resistencia Media (MPa)	Resistencia a flexión (MPa)	Resistencia Media (MPa)
1	5.8	5.8	5.7	5.8	5.6	5.7
2	5.7		6		5.8	
3	5.8		5.6		5.7	



Tabla 3 Ensayo a compresión a los 28 días del hormigón reforzado con fibras. Fuente: (ENIA Holguín)

Fecha de muestreo	Testigo	Tipo de fibra	Peso de la muestra (g)	Diámetro de la muestra (cm)	Altura de la muestra (cm)	Área de la sección (cm <sup>2</sup> )	Volumen de la muestra (cm <sup>3</sup> )	Fuerza de rotura (KN)	Resistencia (MPa)	Densidad (Kg/m <sup>3</sup> )	Valor de resistencia afectado por el coeficiente de corrección	Resistencia Media (MPa)
22-3-2011	1	2.0 Kg Fibra Plástica	270	5	6	19.635	117.81	72.7	37.03	2291.83	34.32	31.71
	2		272	5	6	19.635	117.81	61.2	31.17	2308.80	28.89	
	3		268	5	5.92	19.635	116.239	63.7	32.44	2305.59	29.91	
	4		272	5	6	19.635	117.81	71.4	36.36	2308.80	33.71	
	1	2.5 Kg Fibra Plástica	264	5	5.89	19.635	115.65	62.1	31.63	2282.75	29.12	30.99
	2		267	5	5.9	19.635	115.847	65.4	33.31	2304.77	30.69	
	3		273	5	5.92	19.635	116.239	66.8	34.02	2348.61	31.37	
	4		270	5	6	19.635	117.81	69.4	35.35	2291.83	32.76	
	1	33.3 Kg Fibra Metálica	275	5	5.96	19.635	117.025	72.5	36.92	2349.93	34.14	32.98
	2		274	5	6	19.635	117.81	70.4	35.85	2325.78	33.24	
	3		266	5	5.9	19.635	115.847	68.5	34.89	2296.14	32.14	
	4		271	5	5.96	19.635	117.025	68.8	35.04	3215.75	32.39	



Tabla 4 Resumen prueba aditivo Rureshot como acelerante de fraguado para el hormigón proyectado. Fuente: (Laboratorio ECOH) .

<b>Resultados de la Resistencia</b>												
Fecha	11-12-14	Túnel:	Conexión 2 - Tramo 4				Est:	x	Cemento:	P350		
Prueba	Revest.		Dosificación %	4.50	A/C	0.37		Temp. Amb.	°C			
No.			Hora	13:30	Cemento	450	kg/m <sup>3</sup>	Temp.Horm.	°C			
			Asentamiento	18	Acelerante	14	Lts/ m <sup>3</sup>	Presión	bar			
Proctometer												
Tiempo/ Muestra	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	RC (MPa)	
5 min	8.0	12.6	7.8	17.2	8.7	17.1	14.4	14.4	10.8	17.7	0.03	
15 min	36.0	33.5	31.8	37.4	27.5	32.6	37.7	37.7	41.0	32.2	0.07	
30 min	45.2	37.9	44.7	34.9	43.1	75.0	42.1	42.1	59.1	53.2	0.09	
45 min	82.5	84.0	78.4	73.0	85.2	90.2	97.2	97.2	72.6	101.0	0.17	
60 min	82.5	101.2	110.5	127.1	99.0	136.4	114.6	114.6	119.4	119.4	0.23	
Hilti Longitud fuera del HP (mm) para munición Verde												
Tiempo/ Muestra	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	RC (MPa)	
6 h	42.0	43.0	43.0	48.0	48.0	54.0	41.0	56.0	53.0	52.0	7.04	
12 h	61.0	63.0	62.0	64.0	64.0	64.0	62.0	61.0	63.0	62.0	12.03	
24 h	68.0	70.0	69.0	69.0	69.0	88.0	71.0	66.0	69.0	72.0	15.73	
Testigos Método de Perforación y Prensa												
Tiempo/ Muestra	1	2	3	4	5						RC (MPa)	
4 d	18.2	18.0	19.0	17.7	18.2						18.20	
7 d												
28 d	33.8	34.1	34.1	34.6	34.0						34.10	
Equipo	Proctometer					Pistola Hilti			Testigos			
Tiempo	6 min	15 min	30 min	45 min	1 h	6 h	12 h	24 h	4 d	7 d	28 d	
RC (MPa)	0.03	0.07	0.09	0.17	0.23	7.04	12.3	15.73	18.20		34.10	

