

01159



Universidad Nacional Autónoma de México

Programa de Posgrado

Facultad de Ingeniería

“Diseño de soportes de concreto lanzado y marcos de concreto lanzado reforzado para el soporte de obras subterráneas en roca”

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE

Maestro en Ingeniería Civil

P R E S E N T A

Gutiérrez Ruiz Joaquín

Tutor

Ing. Alberro Arámburu Jesús

Junio 2005

m345124



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

Diseño de soportes de concreto lanzado y marcos de concreto lanzado reforzado para el soporte de obras subterráneas en roca.

Objetivos.

Introducción.

Capítulo I.- Selección del soporte con base en métodos empíricos.	1
I.1.- Índice de calidad de roca. (Rock Quality Designation, RQD)	1
I.2.- Clasificación geomecánica de Bieniawski. (Rock Mass Rating, RMR)	5
I.3.- Método de Wickham. (Rock Structure Rating, RSR)	7
I.4.- Índice de calidad de roca propuesto por Barton. (Q)	8
I.5.- Índice GSI (Geological Strenght Index)	11
Capítulo II.- Métodos de diseño de concreto lanzado.	12
II.1.- Métodos empíricos	13
II.2.1.- Índice de calidad de roca. (Rock Quality Designation, RQD)	13
II.2.2.- Método de Wickham. (Rock Structure Rating, RSR)	15
II.2.3.- Índice de calidad de roca propuesto por Barton. (Q)	16
II.2.4.-Normas técnicas.	18
II.2.- Métodos semi-empíricos.	18
II.2.1.- Rabcewicz.	18
II.2.2.- Fernández-Delgado.	19
II.2.3.- Heuer.	20
II.2.4.-Comisión Federal de Electricidad.	21
II.2.5.-Compañía TGC Geotecnia.	22
II.2.6.-Diseño para el revestimiento de tiros.	22
II.2.6.1.- Protodjakonov.	22
II.2.6.2.- Brinkhaus.	22
II.2.6.3.- Heber.	23
II.3.- Método módulo de reacción del subsuelo.	23
II.4.- Método de sólidos compuestos.	24

Capítulo III.- Método de diseño de marcos de concreto lanzado reforzado.	25
III.1.- Diseño de marcos de concreto lanzado reforzado	25
III.2.- Diseño estructural de marcos de concreto lanzado reforzado.	29
III.3.- Análisis interacción roca-estructura	30
Capítulo IV.- Ejemplo práctico, diseño de soportes de concreto lanzado.	39
IV.1.- Clasificación de roca.	42
IV.2.- Determinación de carga de roca y propuestas de soporte.	43
IV.3.- Cálculo de espesores de concreto lanzado	45
IV.4.- Diseño de marcos de concreto lanzado reforzado.	48
Conclusiones.	62
Anexo.	64
Anexo A.1	64
Anexo. A.2, A.3 y. A.4	66
Anexo A.5.	67
Anexo A.6.	70
Bibliografía.	72

Diseño de soportes de concreto lanzado y marcos de concreto lanzado reforzado para el soporte de obras subterráneas en roca.

Objetivo.

El objetivo de este trabajo es el evaluar los métodos de diseño de soporte de concreto lanzado, empíricos y semiempíricos, mostrando los parámetros de los distintos sistemas de clasificación de macizos rocosos que intervienen para ello.

Basado en la literatura, las hipótesis y las ideas de cada método, se muestran las distintas maneras de diseño de elementos de soporte en obras subterráneas en roca al tiempo que se expone, mediante un ejemplo, las divergencias entre ellos, así como cuán eficaces y prácticos son.

Objetivos particulares.

Capítulo I.- Selección del soporte con base en métodos empíricos

Objetivo específico.- Describir de manera general los principales métodos empíricos para el diseño de soportes en obras subterráneas mostrando sus características, usos, tipos y algunas teorías base.

Capítulo II.- Métodos de diseño de concreto lanzado

Objetivo específico.- Presentar los métodos existentes para la estimación del espesor de concreto lanzado.

Capítulo III.- Método de diseño de marcos de concreto lanzado reforzado.

Objetivo específico.- Reseñar la inclusión de este sistema de soporte en el sistema Q, así como enunciar las bases para su diseño empírico y estructural.

Capítulo IV.- Ejemplo práctico, diseño de soportes de concreto lanzado

Objetivo específico.- Realizar el diseño de soportes de concreto lanzado comparando los valores obtenidos mediante la aplicación de distintos métodos de cálculo.

Introducción.

El diseño de un soporte para una obra subterránea en roca depende directamente de factores como las dimensiones de la obra, los esfuerzos esperados y la calidad del macizo rocoso, además del uso final que tendrá la obra.

De manera general los sistemas de soporte en dichas obras deben presentar dos características principales

- Capacidad de mantener estables las condiciones sobre y alrededor del túnel.
- Proporcionar un alto desempeño con características de estabilidad y resistencia al agua.

Es por ello que existen una gran variedad de sistemas de soporte clasificados de acuerdo al periodo de tiempo que éstos permanecerán en la obra; soporte temporal (instalado por el constructor, éste debe proporcionar seguridad durante los trabajos de construcción y estabilidad del túnel), soporte permanente. (instalado bajo el criterio del ingeniero en túneles, consiste en materiales extras que incrementen la seguridad o proporcionen condiciones requeridas para la hidráulica); así como por el tipo de material del cual se componen: marcos de madera, marcos de acero, anclas, concreto simple o concreto lanzado.

Con el tiempo los sistemas de soporte se han ido modificando para satisfacer los aspectos económicos sin dejar a un lado la seguridad y estabilidad de la excavación, presentando nuevas variantes de acuerdo a la técnica de construcción o tecnología aplicada en los materiales, siendo el concreto lanzado uno de los sistemas representativos de esta evolución.

Sin embargo, a pesar de las diversas ventajas que representa en cuanto a sus propiedades mecánicas, la explicación de su diseño estructural así como su comportamiento tiene como base métodos empíricos de diseño.

El trabajo que se presenta trata acerca de este sistema de soporte, así como sus variantes: concreto lanzado reforzado con fibras y marcos de concreto lanzado reforzado, mostrando, mediante la elaboración de un ejemplo práctico, las grandes divergencias que pueden existir primeramente entre los métodos empíricos y posteriormente con un diseño estructural, generando las conclusiones y comentarios correspondientes.

I.- Selección del soporte con base en métodos empíricos.

General.

En la mecánica de rocas dos términos son utilizados para describir las propiedades del macizo rocoso; clasificar y caracterizar. En la práctica no existe una gran diferencia entre los procesos de clasificación y caracterización de los macizos rocosos. La caracterización de los macizos rocosos trata de describir la roca haciendo énfasis en su color, forma, peso, propiedades, etc. La clasificación de los macizos rocosos implica el arreglo y combinación de distintas características del macizo rocoso, términos descriptivos los que constituyen la principal diferencia entre una clasificación y caracterización.

Los sistemas de caracterización o clasificación son de un uso considerable en la etapa inicial del proyecto de construcción de una obra subterránea cuando los datos con que se cuenta son pocos o la información detallada no está disponible. Esto asume, sin embargo, el correcto uso del sistema seleccionado. Existe un gran número de sistemas de clasificación de macizos rocosos desarrollados para un propósito general, pero en ciertos casos para aplicaciones específicas. Los sistemas de clasificación toman en consideración factores, los cuales se cree afectan la estabilidad de la roca y por lo tanto a la obra subterránea. Estos parámetros por lo general se relacionan con las discontinuidades tales como el número de discontinuidades, la distancia entre ellas, rugosidad, alteración y relleno, condiciones del agua subterránea y algunas veces la resistencia de la roca inalterada y la magnitud de esfuerzos. La clasificación de los macizos rocosos como un método indirecto no mide las propiedades mecánicas como el módulo de deformación. Los resultados son una estimación de la estabilidad cuantificados en términos subjetivos como mala, aceptable, buena y muy buena. El valor obtenido en algunos de los sistemas de clasificación es utilizado para estimar o calcular la resistencia del macizo rocoso utilizando un criterio de falla, a la vez que también pueden ser utilizados para estimar el tipo de soporte requerido en una obra subterránea.

La primer referencia del uso de un sistema de clasificación para propósitos de ingeniería, la cual proponía un tipo de soporte para obras subterráneas, fue la "Teoría de carga de roca" por Terzaghi en 1946. El único elemento de soporte del cual este sistema constaba era el de arcos de acero, lo cual lo hace actualmente de una manera como en desuso. La "Teoría de carga de roca" de Terzaghi era un sistema descriptivo y no fue sino hasta 1964 cuando Deere introdujo el término "Índice de calidad de roca" (RQD, Rock Quality Designation). El índice RQD es un índice que asigna a la roca una calidad de manera cuantitativa estimando un porcentaje de muestras recuperadas de longitud mayor a 10 cm respecto a la longitud total. El sistema RSR, Rock Structure Rating, el cual fue introducido en 1972, fue el precursor de los sistemas más comunes de clasificación que existen actualmente. El valor del RSR es un valor numérico en un intervalo de 0 a 100 y es la suma de valores numéricos promediados de tres parámetros. Después de la introducción del sistema RSR, la mayoría de los sistemas se desarrollaron de manera numérica, en donde parámetros específicos son clasificados de manera numérica. La suma o producto de estos parámetros representa la

calidad del macizo rocoso y en algunos casos con base en ello los autores proponen elementos de soporte en obras subterráneas.

Los sistemas más comunes utilizados para la clasificación de macizos rocosos, así como la determinación de elementos de soporte en obras subterráneas actualmente son el “Sistema de clasificación geomecánica” desarrollado en el South African Council of Scientific and Industrial Research CSIR (RMR, Rock Mass Rating, propuesto por Bieniaswki en 1974) y el índice desarrollado en el Norwegian Geotechnical Institute, NGI (Sistema de clasificación Q, propuesto por Barton et al en 1974). Ambos sistemas de clasificación incluyen el RQD. Además de los sistemas RMR, RQD y el sistema Q, existen muchos otros sistemas que proponen elementos de soporte en obras subterráneas. **Tabla 1.1.**

Sistema de clasificación	Autor	País de origen	Aplicación	Tipo	Notas
Teoría de carga de roca	Terzaghi, 1946	Estados Unidos	Túneles con soporte de acero	Descriptivo Comportamiento Funcional	Ya no es adecuado para los túneles modernos
Stand up time	Lauffer, 1958	Austria	Túneles	Descriptivo General	Conservativo
NATM	Rabcewicz, 1694	Austria	Túneles en roca incompetente	Descriptivo Comportamiento Conceptual	Utilizado en roca extremadamente mala
RQD	Deere, 1966	Estado Unidos	Túneles y descripción de muestras	Numérico General	Sensitivo a los efectos de orientación
RSR	Wickham, 1972	Estado Unidos	Túneles con soportes de acero	Numérico Funcional	No es funcional con su propuesta de concreto lanzado reforzado
Sistema Q	Barton, 1974	Noruega	Túneles y obras subterráneas	Numérico Funcional	
RMR	Laubscher, 1975		Minas	Numérico Funcional	
RMR modificado	Cummings, 1985		Minas y túneles	Numérico funcional	
Simplified Rock Mass Rating	Brook y Dharmarate, 1985		Minas y túneles	Numérico Funcional	Modificado de RMR
Geological Strength Index GSI	Hoek, 1995		Minas y Túneles	Numérico Funcional	
Rock Mass Index RMI	Arild Palmström, 1995	Noruega	Obras de comunicación	Numérico Funcional	

Descriptivo.- la inclusión de los datos al sistema de clasificación se hace mediante descripciones.
 Numérico.- a los parámetros introducidos se les asigna un valor numérico de acuerdo a sus características.
 Comportamiento.- los parámetros se basan en el comportamiento del macizo rocoso en el túnel.
 Funcional.- estructurado para una aplicación específica en elementos de soporte.
 General.- da una caracterización general del macizo rocoso.

Tabla 1.1.- Algunos sistemas de clasificación de macizos rocoso que proponen elementos de soporte.

Selección de los sistemas de clasificación.

Los sistemas presentados en este trabajo deberán cumplir con las siguientes características; (1) proporcionar un valor numérico, (2) presentar resultados que puedan ser utilizados para estimar la carga de roca, (3) ser aplicables a cualquier tipo de macizo rocoso y (4) proponer elementos de soporte en obras subterráneas.

Los parámetros incluidos en los sistemas de clasificación de macizos rocosos a los cuales se les asigna un valor numérico son mostrados en la **Tabla 1.2**. Los parámetros más utilizados en estos sistemas son, la resistencia de la roca intacta, los esfuerzos en las discontinuidades, la distancia entre discontinuidades y las condiciones del agua subterránea. Se ha sugerido en los sistemas RQD, RMR y valor Q, que solo las discontinuidades naturales, las cuales tienen un origen geológico o geomorfológico deben ser tomadas en cuenta al utilizar los sistemas de clasificación. Sin embargo siempre es difícil, pero no imposible, el juzgar si el intemperismo en las uniones es natural o artificial provocado por actividades como explosiones o excavaciones.

Parámetros	RQD	RSR	RMR	Q	MRMR	RSR	SRMR	GSI	RMi
Tamaño del bloque									
Estructura del bloque incluyendo orientación									
Número de sistemas de discontinuidades									
Longitud de las discontinuidades									
Espaciamiento de las discontinuidades									
Esfuerzos en las discontinuidades									
Tipo de roca									
Estado de esfuerzos									
Condiciones del agua subterránea									
Resistencia de la roca intacta									
Daño por explosiones									

Tabla 1.2.- Parámetros de distintos sistemas de clasificación de macizos rocosos.

De los sistemas presentados en la **Tabla 1.2** de no todos ellos se ha encontrado información por lo que algunos no serán descritos en este capítulo. Con base en estas limitaciones, se describirán los sistemas de clasificación o caracterización que propongan además de la carga de roca del macizo rocoso, la cual será utilizada en capítulos posteriores para el diseño de concreto lanzado; y elementos de soporte del mismo, siendo éstos: RMR, RSR y el sistema Q.

El sistema RQD, aunque proporciona una tabla de selección de elementos de soporte, solo será mencionado debido a que varios sistemas de clasificación la incluyen como un parámetro; el sistema GSI es descrito de manera general ya que es utilizado por Hoek y Brown en su teoría para la determinación de la relación de esfuerzos en el macizo rocoso, la cual será utilizada dentro de este trabajo.

I.1.- Índice de calidad de roca (Rock Quality Designation, RQD) (referencia 12 – 14)

En 1964 D. U. Deere introdujo este índice para determinar la calidad de roca de manera cuantitativa, denominándolo Índice de calidad de roca. El RQD es el porcentaje de muestras mayores a 10 cm de longitud respecto a la longitud total de la muestra, el cual está directamente basado en el número de fracturas y la cantidad de material blando que es observado en las muestras de perforación de macizos rocoso. Solo las piezas intactas con una longitud mayor a 100 mm son sumadas y divididas entre la longitud total de la muestra llevada a cabo, generando la expresión:

$$RQD(\%) = \left(\frac{\sum \text{piezas con longitud} > 100\text{mm}}{\text{longitud total de la muestra}} \right) * (100)$$

Este índice es utilizado como un estándar de calidad en las pruebas realizadas en macizos rocosos y su mayor ventaja es su rápida determinación, y también su bajo costo. El RQD puede ser visto como un índice de calidad de roca observando sus problemas como alteración, dureza, fracturamiento, discontinuidades, etc; sin embargo puede causar problemas cuando la roca esta muy alterada pudiendo esta prueba no ser representativa de ciertas condiciones del terreno, además se debe tomar en cuenta que los sondeos de exploración y pruebas realizadas para la obtención de muestra pueden presentar problemas en cuanto a la verticalidad de los mismos u otros factores que pueden afectar los resultados del porcentaje de recuperación. Esto implica que el RQD es solo la medición del porcentaje de la roca "buena" recuperada de un sondeo.

La relación entre el valor numérico de RQD y la calidad del macizo rocoso es dado por Deere en la **Tabla 1.3**.

RQD (%)	Calidad de roca
< 25	Muy mala
25 – 50	Pobre
50 – 75	Regular
75 – 90	Buena
90 - 100	Excelente

Tabla 1.3.- Relación del RQD con la calidad de roca del macizo rocoso

Diversos autores han propuesto la obtención del RQD cuando se carece de muestras o no se han realizado pruebas efectivas en el macizo rocoso, relacionándolo con el espaciamiento de las discontinuidades.

En 1976 Priest y Hudson encontraron que la estimación del RQD puede ser obtenida del espaciamiento de las discontinuidades medidas directamente en la superficie de roca expuesta, proponiendo las siguientes expresiones:

$$RQD = 100e^{-0.1\lambda} (0.1\lambda + 1)$$

Para $\lambda = 6$ a 16 la ecuación simplificada es:

$$RQD = -3.68\lambda + 110.4$$

RQD	Carga de roca
Excelente	0.0 a 0.2 B
$RQD > 90$	0.0 a 0.3 B
Buena	0.0 a 0.4 B
$75 > RQD > 90$	0.3 a 0.6 B
Regular	0.4 a 1.0 B
$50 > RQD > 75$	0.6 a 1.3 B
Pobre	1.0 a 1.6 B
$25 > RQD > 50$	1.3 a 2.0 B
Muy pobre	1.6 a 2.2 B
$RQD > 25$	2.0 a 2.8 B
Muy pobre	> 75 m

Tabla 1.4.- Sistemas de soporte y espesores de concreto lanzado en función del RQD.

Las expresiones anteriores son utilizadas para el cálculo del RQD cuando no se disponen de datos generados por un sondeo.

El RQD no es dependiente de una escala y no es una buena medición de la calidad del macizo rocoso en el caso que el espaciamiento entre discontinuidades sea menor de 100 mm. Si el espaciamiento entre las discontinuidades es de 105 mm, el valor del RQD puede ser del 100%. Si el espaciamiento entre discontinuidades es del 95 mm el valor resultante del RQD puede ser de 0%. Para túneles de gran diámetro, el RQD es un valor cuestionable. La **Tabla 1.4** muestra los distintos valores de carga de roca relacionados con la calidad del macizo rocoso.

I.2.- Clasificación geomecánica de Bieniawski (Rock Mass Rating, RMR). (referencia 5, 6)

En 1973 Bieniawski introduce su "Sistema de clasificación geomecánica" denominado también RMR (Rock Mass Rating), desarrollado por el CSIR (South African Council of Scientific and Industrial Research). Este sistema de clasificación está basado en la experiencia de Bieniawski en túneles excavados en rocas sedimentarias (49 experiencias). Desde que el sistema de clasificación surgió éste ha sufrido muchos cambios.

En 1974 tuvo una reducción de parámetros de 8 a 6 y en 1975 se le realizó un ajuste de las asignaciones numéricas y una reducción de los sistemas de soporte propuestos. En 1976 se modificaron las clasificaciones como resultado de 64 nuevos casos estudiados. La nueva versión del sistema RMR se da en 1989, en la cual Bieniawski publica una guía de selección de elementos de soporte. En esta versión, Bieniawski sugiere que el usuario puede interpolar los valores de RMR entre distintas clases de roca. Por lo tanto es importante el establecer qué versión es utilizada en caso de que se haga una descripción con este sistema. Algunos autores como Hoek – Brown prefieren la versión publicada en 1976 al calcular la resistencia del macizo rocoso.

Cuando se aplica este sistema de clasificación se divide al macizo rocoso en un número de regiones estructurales y se clasifica cada región por separado. El sistema RMR utiliza los siguientes seis parámetros, a los cuales se les asigna un valor numérico que al final es sumado obteniendo un valor total de RMR, como se muestra en la **Tabla 1.5**.

Parámetro		Número máximo, condición más favorable
1	Esfuerzo a compresión uniaxial en roca intacta	15
2	RQD	20
3	Espaciamiento de discontinuidades	20
4	Condición de discontinuidades	30
5	Condiciones del agua subterránea	15
6	Ajuste de acuerdo a la orientación de discontinuidades	Reduce el valor máximo de 2 a 12 puntos
RMR		100

Tabla 1.5.- Valores del sistema RMR

Los primeros cinco parámetros representan los parámetros básicos del sistema de clasificación. El sexto parámetro es tratado de manera separada debido a la influencia de la orientación de discontinuidades que depende de las aplicaciones de ingeniería. A cada uno de estos parámetros se le asigna un valor numérico que simboliza una descripción de la calidad del macizo rocoso. Todos los valores asignados son sumados y pueden ser ajustados con el sexto parámetro como lo muestran las siguientes expresiones:

$$RMR = RMR_{\text{básico}} + \text{ajuste por la orientación de discontinuidades}$$

$$RMR_{\text{básico}} = \sum \text{parámetros (1,2,3,4,5)}$$

El valor final RMR es agrupado en cinco clases de macizos rocosos, como se muestra en la **Tabla 1.6**.

Puntaje	Clase	Descripción
81-100	I	Muy buena
61-81	II	Buena
41-60	III	Regular
21-40	IV	Pobre
Menos de 20	V	Muy pobre

Tabla 1.6.- Clasificación de roca basado en los parámetros RMR

El sistema RMR es muy simple de usar, los parámetros de clasificación son sencillamente obtenidos de datos de muestras de sondeos o un mapeo geológico. Puede ser utilizado para la determinación de carga de roca. La mayor parte de las aplicaciones del sistema RMR se ha desarrollado en el campo de los túneles pero también en el análisis de estabilidad de taludes y cimentaciones, cavernas y distintas clases de aberturas subterráneas. La carga de roca es calculada mediante las expresiones:

$$P = \left[\frac{(100 - \text{RMR})}{100 \gamma B} \right]$$

$$P = \gamma B [1.7 - (0.037 \text{ RMR}) + (0.0002 \text{ RMR}^2)]$$

donde:

B, ancho del túnel.

γ , peso volumétrico de la roca.

Las expresiones anteriormente mostradas también son obtenidas mediante el análisis de los distintos casos en los que el sistema de clasificación RMR fue utilizado, de ellas no se obtuvo información la cual definiera el porqué de la inclusión de los valores γ y B en ellas. A pesar de ello serán utilizadas en la obtención de la carga de roca para observar la relación o aproximación con otros valores de carga de roca dados por los demás sistemas de clasificación. Los parámetros así como la asignación de valores para el uso de este sistema son mostrados en el **Anexo A.1**.

I.3.- Sistema de clasificación de macizos rocosos propuesto por Wickham (Rock Structure Rating, RSR). (referencia 38)

Wickham en 1974 desarrolla un método cuantitativo de clasificación de macizos rocosos el cual presenta también la posibilidad de obtener la carga de roca así como propuestas de elementos de soporte para obras subterráneas. El concepto del sistema RSR se basa en el estudio de un total de 53 proyectos investigados, tomando en cuenta la información geológica, el tiempo de construcción así como el tamaño del túnel y los métodos de excavación. Cada obra fue dividida en secciones geológicas de las cuales se obtuvo información, teniendo un total de 190 secciones simples.

La relevancia del sistema de clasificación RSR es que introduce el concepto de calificar cada variable señalada hasta llegar a una representación numérica en donde la clasificación RSR es dada por la suma de los tres parámetros que componen el sistema (**Tabla 1.8**)

$$\text{RSR} = A + B + C$$

Parámetro	Condición	RSR
A	Apreciación general de la geología de la estructura basada en:	30
	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Tipo de roca de acuerdo a su origen (ígnea, sedimentaria o metamórfica) ▪ Dureza (alta, media, suave, quebrada) ▪ Estructura geológica (masiva, doblada, fracturada) 	
B	Efectos de las discontinuidades respecto a la dirección del túnel:	45
	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Espaciamiento de discontinuidades. ▪ Orientación de las discontinuidades. ▪ Dirección del túnel. 	
C	Efecto del flujo de agua y la condición de las discontinuidades:	25
	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Calidad del macizo en conjunto basado en los parámetros A y B. ▪ Condición de las discontinuidades (buena, media, pobre) ▪ Flujo del agua (en galones por minuto por 1000 pies) 	
Valor máximo de RSR		100

Tabla 1.8.- Parámetros del sistema RSR.

El RSR es un número basado en las condiciones geológicas usualmente conocidas en el diseño del túnel antes de su construcción, seis condiciones son combinadas entre parámetros que presentan valores máximos. El valor de RSR varía en un rango de 19 a 100, tratando de abarcar una gran parte de las calidades de un macizo rocoso.

Mediante el concepto RSR es posible definir la carga de roca que se presenta en una obra subterránea mediante la relación:

$$W = 0.26 \left(\frac{B}{H} \right) \left[\left(\frac{8880}{RSR + 30} \right) - 80 \right]$$

donde:

B, ancho del túnel.

H, altura del túnel.

De la ecuación anterior no se hace referencia alguna debido a que no se obtuvieron los datos suficientes que expliquen la generación de la misma. Las tablas del sistema de clasificación RSR son mostradas en el **Anexo A.2, A.3 y A.4**.

1.4.- Índice de calidad de roca propuesto por Barton (Sistema Q). (referencia 2, 3)

Barton introduce el "Índice de calidad de roca" (sistema Q) en 1974. este sistema de clasificación y las recomendaciones asociadas al mismo se basan en un análisis de 212 casos reportados. El sistema es llamado también "Rock Mass Quality" o "Tunnelling Quality Index", pero también sistema Q, debido a que fue desarrollado en el Norwegian Geotechnical Institute (NGI) es denominado también "Clasificación NGI". El sistema Q fue desarrollado con base en datos de túneles construidos en Suecia y Noruega; 180 de los 212 casos reportados fueron excavaciones soportadas, lo que significa que 32 casos fueron excavaciones que no requirieron de soporte. Las profundidades de excavación en estos

túneles fueron desde los 5 hasta los 2500 m. El sistema de clasificación Q ha sido actualizado una gran cantidad de veces.

Los parámetros originales del sistema Q no han sido cambiados pero los valores numéricos del factor de reducción de esfuerzos (SRF) fue modificado por Grimstad y Barton en 1993, cuando se incluyeron en los estudios 1050 nuevas obras. En el año 2002 Barton presenta nuevas correlaciones relacionadas con los valores de J_w , J_a y el SRF, además de que en la carta de recomendación de sistemas de soporte se añaden valores de energía de deformación del concreto lanzado a utilizar, así como un nuevo elemento de soporte denominado Reinforced Ribs Shotcrete o marcos de concreto lanzado reforzado.

Los parámetros fundamentales en este sistema de clasificación de acuerdo con Barton son el tamaño de bloque, un esfuerzo cortante mínimo entre los bloques y los esfuerzos activos. Estos parámetros fundamentales son representados mediante las relaciones mostradas en la **Tabla 1.7.**

Componente	Significado físico
RQD / J_n	Tamaño de bloques
J_r / J_a	Efecto del esfuerzo cortante mínimo entre bloques
J_w / SRF	Efecto del esfuerzo activo (fuerzas externas, aguas, etc)

Tabla 1.7.- Significado físico de los parámetros del sistema Q.

En donde:

- RQD, índice de calidad de roca propuesto por Deere.
- J_n , valor número de discontinuidades el cual varía desde 0.5 en roca masiva a 20 en roca completamente fracturada,.
- J_r , número de rugosidad entre las discontinuidades el cual varía desde 0.5 para uniones planas a 4 para uniones discontinuas, se utiliza comúnmente el valor más pobre para la clasificación.
- J_a , número del grado de alteración de las discontinuidades varía desde 0.75 para paredes inalteradas a 20 para roca con zonas gruesa continuas rellenas de arcilla se utiliza el valor más desfavorable para la clasificación.
- J_w , factor de reducción debido a la infiltración de agua que varía desde 1.0 para excavaciones secas hasta 0.05 para excavaciones con alto flujo de agua.
- SRF, factor de reducción de esfuerzos el cual toma valores de 1.0 para una presión de roca media hasta 20 para una gran presión de roca, los valores son obtenidos para distintas relaciones de esfuerzos en el macizo rocoso.
- ESR, relación del soporte de la excavación, que asigna valores dependiendo del tipo de excavación así como su uso final.

El índice Q es determinado mediante la siguiente expresión:

$$Q = \left(\frac{RQD}{J_n} \right) \left(\frac{J_r}{J_a} \right) \left(\frac{J_w}{SRF} \right)$$

El valor del esfuerzo cortante mínimo entre los bloques debe ser obtenido de las discontinuidades críticas, las discontinuidades que sean más desfavorables para la estabilidad del macizo rocoso.

El uso del sistema Q es recomendado de forma especial para túneles y cavernas con forma de arco. El macizo rocoso ha sido clasificado en nueve categorías basadas en el valor Q como se puede ver en la **Tabla 1.8**.

Q	Calidad de Roca
400- 1000	Excepcionalmente buena
100 – 400	Extremadamente buena
40 – 100	Muy buena
10 – 40	Buena
4 – 10	Regular
1 – 4	Pobre
0.1 – 1	Muy pobre
0.01 – 0.1	Extremadamente pobre
0.001 – 0.1	Excepcionalmente pobre

Tabla 1.8.- Clasificación de macizos rocosos mediante el sistemaQ

Se dice que el sistema Q engloba todo el espectro de calidades de macizos rocosos desde una roca muy fracturada hasta una roca masiva. El rango de valores de Q varía entre 0.001 a 1000. para los primeros 212 casos de estudio la mayor parte de ellos presentaban exactamente tres familias de discontinuidades, cuyos valores de rugosidad variaban entre 1.0 – 1.5 y 2.0, el grado de alteración era de 1.0 y no se presentaba flujo de agua. La mayor parte de los casos reportados caía en categorías centrales de muy pobre, pobre, media y buena. Los problemas de roca completamente alterada fueron encontrados solo en 9 casos. Con las modificaciones hechas en el año 2002 se enfoca el sistema Q en la aplicabilidad de la caracterización y diseño de túneles.

El sistema Q también puede ser utilizado para el cálculo del esfuerzo a compresión uniaxial del macizo rocoso utilizando la expresión:

$$\sigma_{cs} = 5\rho Q_c^{1/3}$$

En donde el valor de ρ es la densidad de la roca dada en t / m³. El valor de Q_c es definido por:

$$Q_c = Q \left(\frac{\sigma_c}{100} \right)$$

donde:

σ_c , resistencia a la compresión simple de la roca.

En donde Q_c es el valor normalizado del sistema Q, utilizando como norma 1000 MPa para roca dura. La expresión que propone para la determinación de la carga de roca que debe ser soportada por el túnel es:

II.- Métodos de diseño del concreto lanzando.

General

El uso de concreto lanzado como elemento de soporte en túneles se vuelve popular en Europa a principios de 1960, mientras que los métodos de cálculo buscaban una mejor representación de la interacción del terreno y la estructura, algunos basados en lo propuesto por Rabcewicz en 1956 quien propone la idea del uso combinado de anclas y concreto lanzado como elemento de soporte en obras subterráneas, con lo que se asumía que la función primaria del sistema de soporte es proporcionar un confinamiento inmediato del terreno inmediatamente después de la excavación ayudando al mismo a estabilizarse tras la excavación.

Heuer afirma en 1974 que el concreto lanzado puede clasificarse en tres tipos:

1. Para rocas ligeramente fracturadas, que presenten una gran resistencia en comparación con los esfuerzos naturales que se presentan previo a la excavación, el trabajo del concreto lanzado es de una simple "capa protectora", que sirve para prevenir alteración física o hidrológica.
2. Para terrenos un poco menos resistentes, se requiere de un refuerzo adicional alrededor de la excavación con lo que el concreto lanzado en este caso se vuelve un "elemento de soporte".
3. En algunos casos este soporte se vuelve una estructura más importante generando un verdadero "elemento estructural".

En el caso del Tipo 1, el concreto lanzando actúa como un cementante asegurando la cohesión del terreno para efectuar de manera segura las prácticas constructivas, previniendo la caída de fragmentos o la desintegración de ciertos materiales; para este caso el concreto lanzado se limita a una acción superficial y cuenta con solo unos milímetros de espesor y no es capaz de soportar carga alguna. En este caso la práctica menciona que debe ser colocado inmediatamente después de realizada la excavación y poseer un espesor de 2 a 5 cm para ser capaz de prevenir los microdesplazamientos y aminorar la degradación de la roca.

En el Tipo 2, el concreto lanzado es diseñado como una estructura compuesta debido a que el terreno ha experimentado un desarrollo de esfuerzos con lo que éstos son transmitidos a otros elementos de soporte; en este caso, elementos como anclas previenen de manera primaria las deformaciones plásticas y el concreto lanzado soporta el terreno manteniendo la cohesión del mismo en un límite actuando como un puente entre los distintos elementos de soporte. Así el concreto lanzado está sujeto a fuerzas cortantes por lo que debe ser reforzado con malla de acero, fibras o con otro tipo de elemento, pero debe ser lo

suficientemente flexible en una etapa temprana para permitir una deformación homogénea del macizo rocoso sin crear un daño permanente en áreas dañadas previamente.

En el tipo 3 se debe diseñar una estructura la cual debe ser capaz de resistir fuerzas normales, momentos de volteo y fuerzas cortantes; la estructura debe ser continua y cóncava además de ser lo más regular posible.

El diseño de este tipo de elementos de soporte es realizado siguiendo un sistema de cálculo como:

- Calculando la carga que debe soportar el sistema de manera independiente y posteriormente realizar el diseño del soporte con un método en específico.
- Realizar el diseño mediante cálculos de interacción terreno estructura, observando la reacción del soporte propuesto a las cargas correspondientes.

De manera general no existe una diferenciación entre el diseño de los tres tipos de concreto lanzado, simplemente la variación depende del espesor de la capa a aplicar sobre la superficie de la roca. Para el diseño de soportes de concreto lanzado la literatura propone cuatro métodos básicos: métodos empíricos, método semiempíricos, métodos de módulo de reacción del subsuelo y el método de sólidos compuestos. En este trabajo se analizarán solamente los métodos empíricos y algún semiempírico debido a la falta de información de los demás métodos, pero estos serán mencionados en el trabajo.

II.1.- Métodos empíricos.

Los métodos empíricos son métodos cualitativos que permiten determinar las dimensiones del sistema de soporte a colocar en un macizo de cierta calidad, se basan, como se vio en el capítulo anterior en una descripción cualitativa de las condiciones del macizo rocoso así como las condiciones en que se debe llevar a cabo la excavación. No se ejecutan en si una serie de cálculos, la aproximación es esencialmente empírica basada en un gran número de observaciones, las cuales no explican las interacciones suelo – estructura o las deformaciones esperadas. Se debe tener en consideración que algunos de ellos son limitados a tipos específicos de roca o excavación y recaen de manera directa en la caracterización del macizo y los parámetros que este sistema tome en cuenta para la caracterización. Dentro de este tipo de métodos encontramos:

II.1.1.- Índice de calidad de roca (Rock Quality Designation, RQD)

Como se mencionó en el capítulo anterior, este sistema puede ser no representativo de la calidad de roca del macizo rocoso pero aún así es mostrado ya que propone una tabla en función del tipo y carga de roca y proporciona sugerencias de elementos de soporte en obras subterráneas. Se hace mención de que parte de estas propuestas son muy similares

a las hechas por Terzaghi en cuanto a marcos de acero pero se incluyen nuevos sistemas como lo son anclaje y concreto lanzado como lo muestra la **Tabla 2.1.**

Calidad de roca	Carga de roca	Sistemas de soporte		
		Acero	Anclas	Concreto lanzado
Excelente	0.0 a 0.2 B	Ninguno a ocasional	Ninguna a ocasional	Ninguno a aplicación local
RQD > 90	0.0 a 0.3 B	Ninguno a ocasional	Ninguna a ocasional	Ninguno a aplicación local de 50 a 75 mm
Buena	0.0 a 0.4 B	Refuerzo ligero ocasionalmente en patrones de 1.5 a 1.8 m de centro a centro	Ocasional en un patrón de 1.5 a 1.8m centro a centro	50 a 75mm
75 > RQD > 90	0.3 a 0.6 B	Refuerzo ligero en patrones de 1.5 a 1.8 m de centro a centro	Ocasional en un patrón de 1.5 a 1.8m centro a centro	50 a 100mm en corona
Regular	0.4 a 1.0 B	Refuerzo medio o ligero en patrones de 1.5 a 1.8 m de centro a centro	Patrón de 1.2 a 1.8m centro a centro	100mm o más en corona y laterales
50 > RQD > 75	0.6 a 1.3 B	Refuerzo medio o ligero en patrones de 1.2 a 1.8 m de centro a centro	Patrón de 0.9 a 1.8m centro a centro	100 a 150mm en corona y laterales, anclas
Pobre	1.0 a 1.6 B	Placas circulares con patrón de 0.9 a 1.2m centro a centro	Patrón de 0.96 a 1.5m centro a centro	150mm o más en corona y laterales, anclas
25 > RQD > 50	1.3 a 2.0 B	Placas circulares pesadas con patrón de 0.6 a 1.2m centro a centro	Patrón de 0.6 a 1.2m centro a centro	150mm o más en corona y laterales, anclas
Muy pobre	1.6 a 2.2 B	Placas circulares pesadas a 0.6m centro a centro	Patrón de 0.6 a 1.2m centro a centro	150mm o más en la sección completa y acero
RQD > 25	2.0 a 2.8 B	Placas circulares pesadas a 0.6m centro a centro	Patrón de 0.9m centro a centro	150mm o más en la sección completa y acero pesado
Muy pobre	> 75 m	Placas circulares muy pesadas a 0.6m centro a centro	Patrón de 0.6 a 0.9m centro a centro	150mm o más en la sección completa y acero muy pesado
	> 75 m	Placas circulares muy pesadas a 2 pies dentro a centro.	Patrón de 0.6 a 0.9m centro a centro	150mm o más en la sección completa y acero muy pesado

Tabla 2.1.- Sistemas de soporte y espesores de concreto lanzado en función del RQD.

II.1.2.- Sistema de clasificación de macizos rocosos propuesto por Wickham (Rock Structure Rating, RSR). (referencia 39)

El sistema RSR se basa en el sistema de Terzaghi y primeramente incluye solo como elementos de soporte estructuras de marcos de acero dando el concepto de "Relación de marcos" (Ribs Relation RR): Actualmente relacionando el valor RSR con la carga de roca se sugieren elementos de soporte como marcos de acero, anclas y concreto lanzado (**Figura 2.1**). Además este sistema es utilizado en túneles con forma de arco pero de dimensiones *relativamente pequeñas por lo que solo se tratará de manera general*.

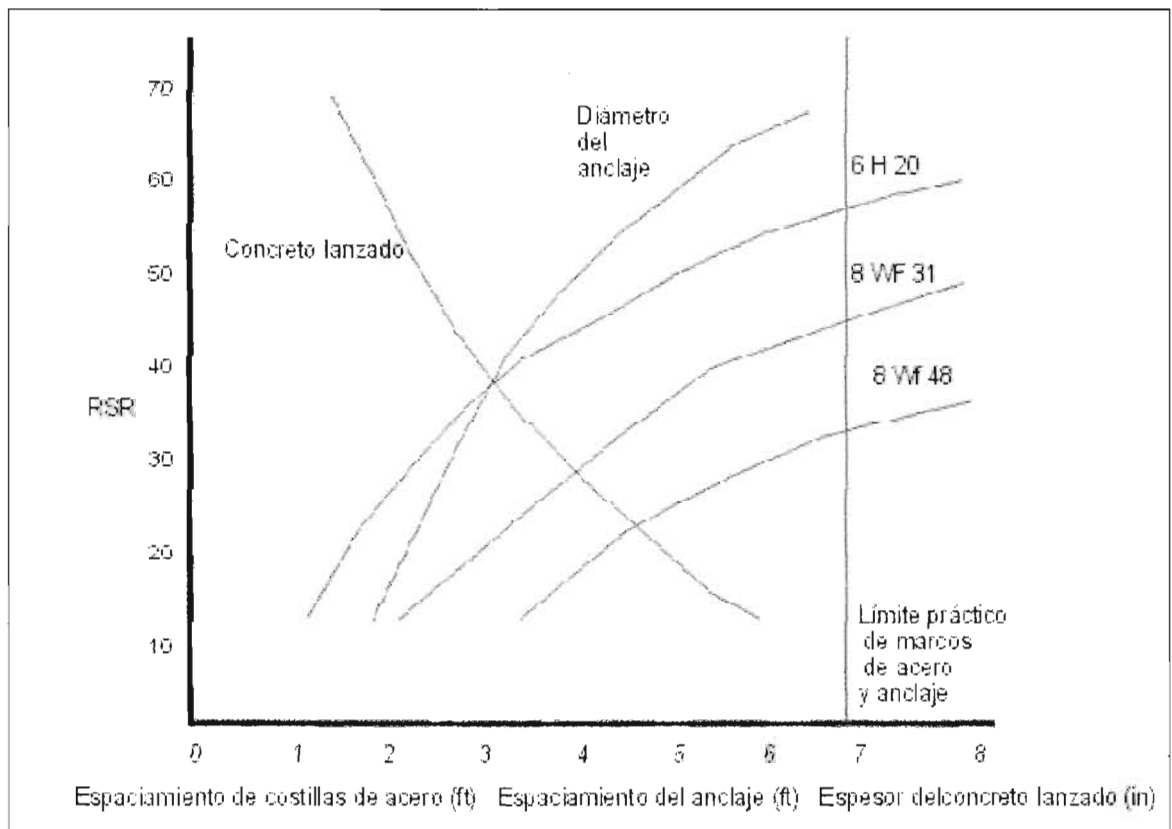


Figura 2.1.- Estimación de soporte mediante el sistema RSR (Wickham 1974).

Además de las gráficas que presenta este sistema, se propone la siguiente expresión para el cálculo del espesor del soporte de concreto lanzado:

$$E = 25.42 \left[\frac{(1 + W_r)}{1.25} \right]$$

donde:

E, espesor de concreto lanzado en milímetros.

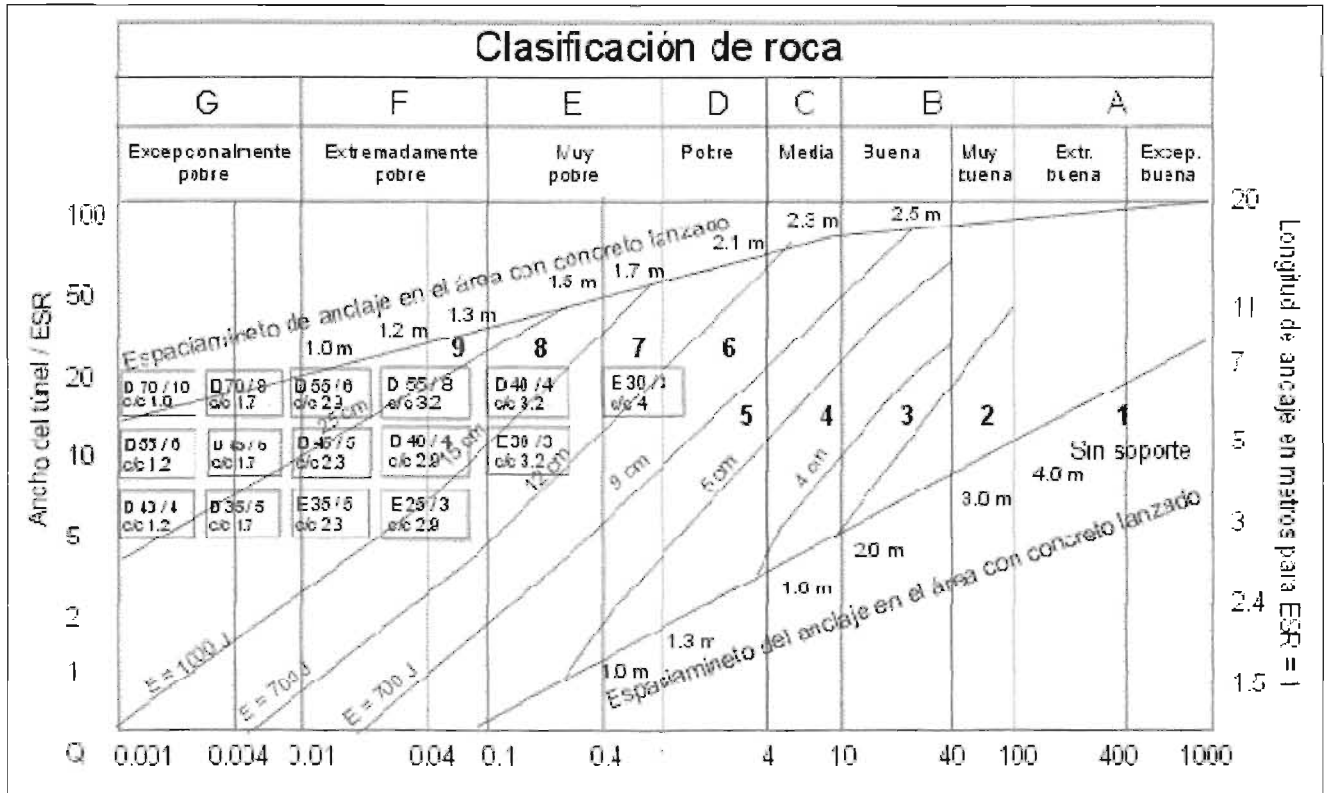
W_r , carga de roca calculada mediante el sistema de clasificación RSR.

II.1.3.- Índice de calidad de roca propuesto por Barton (Sistema Q). (referencia 2, 3)

El Sistema Q es uno de los sistemas más actualizados en cuanto a elementos de soporte se refiere incluyendo nuevos materiales constructivos como el concreto lanzado reforzado con fibras. Con intención de conocer las posibles deformaciones que presentan, así como las calidades que debe incluir, algunos investigadores han llevado a cabo pruebas de placa, siguiendo el reglamento europeo EFNARC 1996 (European Specification of Sprayed Concrete), en especímenes de concreto lanzado reforzado estudiando la influencia del desempeño de las fibras, demostrando que un concreto lanzado reforzado con fibras es capaz de tomar una carga significativa y de consumir energía durante la deformación.

Basados en las deformaciones específicas esperadas para distintas calidades de macizos rocosos se obtuvieron las clases de absorción de energía correspondientes al concreto lanzado las cuales son incluidas en la nueva carta del Sistema Q; estas clases corresponden a los tipos de dureza del concreto lanzado definidas en el EFNARC y sus lineamientos son dados por la Asociación del Instituto Geotécnico de Noruega. En la actualización de la carta Q (**Figura 2.2**) se observa que la variación de la calidad del macizo rocoso influye de manera directa tanto en el tipo de soporte requerido, así como la energía de absorción del mismo. La nomenclatura utilizada en la carta Q es la correspondiente a una letra *E* seguida de un número lo cual indica la energía de absorción requerida en Joules, comenzando en el grupo 6 de la misma carta referido a los soportes con concreto lanzado reforzado; es decir si se tiene un macizo rocoso de valor $Q = 0.4$ en una excavación de un ancho de 10 m y un ESR con valor de 1, es requerido un soporte de concreto lanzado que presente una energía de absorción mínima de 700 Joules para evitar una deformación específica. Se debe tomar en cuenta que la energía de deformación del concreto lanzado reforzado no es afectada de manera directa por el tipo y calidad de fibras añadidas a la mezcla, lo que es afectado por las inclusiones de fibras en un concreto lanzado es el esfuerzo residual que puede presentar el soporte; se menciona una mezcla con $35 \text{ kg} / \text{m}^3$ de fibras de muy buena calidad proporciona por lo menos el doble de la energía de deformación que da una mezcla de $50 \text{ kg} / \text{m}^3$ con fibras de calidad baja.

Por lo anterior es importante incluir en esta categoría de soporte 6, 7 8 y 9 el uso de concreto lanzado reforzado con fibras de muy buena calidad o generar una mezcla que tenga la energía de absorción mínima la cual permita una deformación en amplio grado y aún así mantenga un esfuerzo residual. Debido a lo anterior, en el caso de que se requiera instalar un soporte rígido en la obra en macizos rocosos de calidad muy mala éstos no deberán ser colocados en una etapa temprana debido a que se pueden presentar deformaciones incontrolables y el colapso de la obra. La velocidad de deformación debe ser controlada y llevada a un cierto nivel mediante capas de concreto lanzado flexibles así como de anclas que proporcionen el control de deformaciones. Una vez llevado a cabo lo anterior, la instalación de soportes rígidos como marcos de acero de concreto lanzado reforzado puede llevarse a cabo, incluyéndose de manera sistemática.



Categorías de refuerzo	
1	Sin soporte
2	Anclaje
3	Anclaje sistemático
4	Anclaje sistemático y concreto lanzado (4 – 10cm)
5	Anclaje y concreto lanzado reforzado (5 – 9cm)
6	Anclaje y concreto lanzado reforzado (9 - 12cm)
7	Anclaje y concreto lanzado reforzado (12 – 15cm)
8	Anclaje, concreto reforzado > 15cm y RRS
9	Soporte de concreto

Figura 2.2.- Nueva carta de selección de soporte del Sistema Q.

II.1.4.- Normas Técnicas.

Algunos países basados en los estudios generados por diversos investigadores, teniendo en cuenta el tipo de geología de la región, características tectónicas (en caso de que se presenten) así como las características estructurales y el uso final de las obras subterráneas que se construyen en dichas regiones han incluido dentro de Normas de construcción valores significativos en cuanto al espesor de concreto lanzado, dentro de éstas encontramos:

- Norma de construcción Austriacas.- especifica que el espesor de concreto lanzado sea de 1 / 40 a 1 / 50 del diámetro del túnel.
- Norma de construcción Suecas.- especifica que el espesor de concreto lanzado en obras subterráneas puede variar entre 3 y 8cm a criterio del constructor,.

II.2.- Métodos semi-empíricos

Los métodos semi-empíricos se basan en un mecanismo de falla bien identificado en el macizo rocoso o en el elemento de soporte. De manera general estos métodos no toman en cuenta la interacción entre el terreno y el soporte o permiten la evaluación de las deformaciones que se presentan. La aproximación consiste en primero identificar la carga de roca que será aplicada en el elemento de soporte y posteriormente analizar la estabilidad de la estructura sujeta a esta carga o simplemente el obtener el valor correspondiente al espesor. Entre éstos encontramos:

II.2.1.- Rabcewicz. (referencia 29)

El método propuesto por Rabcewicz en 1973 es de interés particular por razones históricas, además del papel que desempeña en la técnica de construcción desarrollado por él nombrada NATM(New Austrian Tunneling Method). El método propuesto por Rabcewicz considera la posible combinación de concreto lanzado con otro tipo de soporte como los es el anclaje. Trabaja con un análisis de equilibrio de volúmenes delineando superficies de falla; por lo general este método es aplicado para concreto lanzado del Tipo2, y se ha convertido muy raro en la práctica debido a la implementación de nuevos sistemas. Rabcewicz propone la expresión general

$$t = 0.434 \left(\frac{P_r}{\tau} \right)$$

donde:

t, espesor del concreto lanzado, en metros.

P, esfuerzo sobre el concreto lanzado, en tonelada por metro cuadrado.

r, radio de la galería.

τ , resistencia al concreto lanzado.

La resistencia al cortante del concreto lanzado igual a $0.2 \sigma_b$, siendo σ_b su resistencia a compresión que se puede tomar como 225 kg / cm^2 . el esfuerzo cortante permisible es:

$$\tau_{sf} = \frac{0.2\sigma_b}{F_b}$$

donde:

F_b , factor de seguridad aplicado al concreto lanzado.

II.2.2.-Fernández-Delgado. (referencia 17)

Basado en trabajos experimentales, Fernández-Delgado propone en 1981 distintos modelos de falla para una capa de concreto lanzado sujeta a la carga de roca que da un bloque la cual genera una falla al cortante, aún en el perímetro del bloque soportado o en las áreas con anclaje y una falla por momento. El tamaño de la cuña es usualmente determinado por características geométricas de las discontinuidades presentes en la roca; una representación de las bases de este modelo se da en la **Figura 2.3**, para valores representativos de θ . Las familias de discontinuidades 1 y 2 se asume que presentan un esfuerzo cortante e irregularidades en sus superficies que no son suficientes para mantener la cuña ABC. En este caso, el desplazamiento reduce las fuerzas normales Pn a lo largo de las discontinuidades incrementando la carga que debe ser soportada por el concreto lanzado. Una condición de carga límite, asumiendo una roca firme que rodea al túnel, es aquella en la cual el peso total de la cuña en movimiento W , es soportado por la capa de concreto lanzado, por lo tanto para soportar la cuña de roca, el espesor requerido de la capa de concreto lanzado en pulgadas es:

$$h = \frac{P}{[2T_c(\text{sen}\theta)(f'_{c28} L)]}$$

donde:

T_c , coeficiente de empuje, dado por la relación entre la capa extrema cargada a la falla con la fuerza máxima de compresión medida en un tiempo que se genera en el área transversal del espesor de concreto.

θ , ángulo del refuerzo, en la **Figura 2.3 se representa con los valores de 30° y 15° .**

P , peso de la cuña en libras.

f'_{c28} , el esfuerzo a compresión sin confinamiento en libras pulgada cuadrada del concreto lanzado.

L , longitud en pulgadas del ancla de roca, **Figura 2.3**

Fernández-Delgado además propone una expresión para el cálculo de los esfuerzos cortantes que se desarrollan en la capa de concreto lanzado mediante la expresión:

$$R = uh\tau_{cl}$$

donde:

u , perímetro del área de la cuña que se observa desde la excavación

h , espesor de concreto lanzado

τ_{cl} , esfuerzo cortante del concreto lanzado

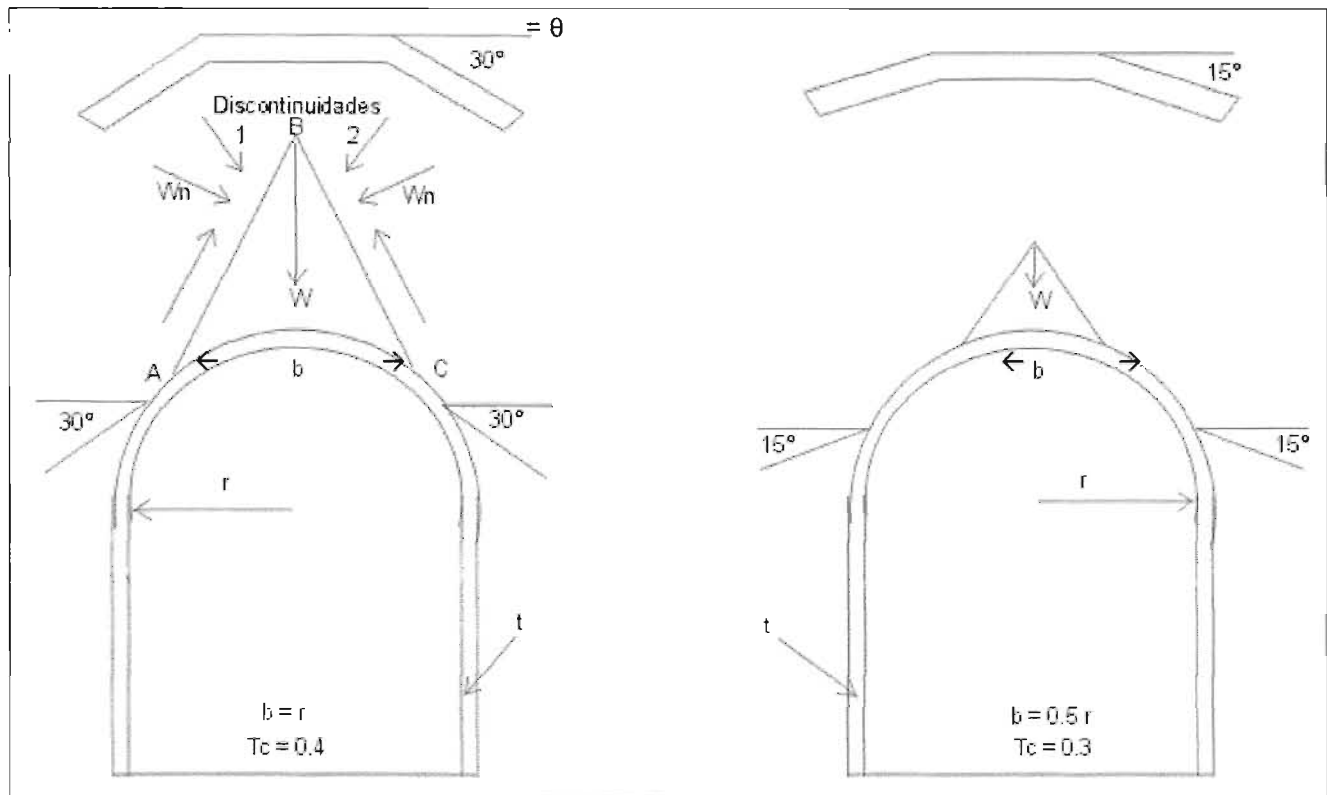


Figura 2.3.- Determinación del espesor de concreto lanzado para soportar una cuña de roca.

Se debe mencionar que este modelo solo será utilizado de manera representativa ya que como se menciona es generado con base en la carga de una cuña de roca y en el caso que trata este trabajo, el macizo rocoso se encuentra completamente fracturado.

II.2.3.- Heuer. (referencia 22)

La teoría de Heuer supone un anillo de pared delgada sometido a una presión radial, asume que la presión radial P a ser soportada por el concreto lanzado es determinada como carga de roca. El espesor del anillo de concreto necesario para soportar esta presión es calculado siguiendo conceptos de diseño de concreto reforzado mediante la capacidad última, siendo estos apropiados para espesores mayores de 15 cm.

La carga soportada por el concreto lanzado es determinada mediante:

$$T = P r$$

donde:

P , carga de roca.
 r , radio de la excavación.

La capacidad de carga última requerida por la capa de concreto es dada por:

$$T_{u=} = LF T$$

donde:

LF, factor de carga (toma valores de 1.4 – 1.9 en caso de sismo)

La capacidad de carga última del revestimiento por unidad de longitud a lo largo del túnel es:

$$T_u = \varphi 0.85 f'_c t_e$$

donde:

t_e , espesor de la capa de concreto lanzado.

φ , factor de reducción por capacidad de carga (0.9 momentos en elementos flexibles, 0.75 columnas reforzadas en espiral y 0.65 concreto común).

Resolviendo las ecuaciones anteriores se obtiene la fórmula general que determina el espesor del concreto lanzado:

$$t_e = \left(\frac{LF}{0.85\varphi} \right) \left(\frac{Pr}{f'_c} \right)$$

donde:

$(LF / 0.85 \varphi)$, representa el factor de seguridad.

Se hacen las recomendaciones de que si el valor de P es obtenido con métodos conservadores se puede emplear un LF menor, la experiencia indica que el desarrollo de la presión sobre el soporte se desarrolla de manera lenta por lo que si el soporte es temporal se puede considerar el uso de un factor $(LF / 0.85 \varphi)$ aproximado de 2 y si es permanente de 2 – 3. Esta teoría es la base de las expresiones dadas por CFE y TGC.

II.2.4.- Comisión Federal de Electricidad. (referencia 9)

La siguiente expresión es extraída de los manuales utilizados por la CFE (Comisión Federal de Electricidad) para la construcción de obras subterráneas y el cálculo del espesor del soporte de concreto lanzado, en dichos manuales, no se indica de donde se deriva, solo los factores que toma, siendo ésta:

$$t_n = \left[\left(\frac{Pr}{f'_c} \right) FS \right] + 0.007$$

donde:

- t_n , espesor de concreto lanzado en centímetros.
- P_i , carga de roca expresada en toneladas por metro cuadrado.
- FS, factor de seguridad (generalmente de 2)
- f_c , resistencia a la compresión del concreto a los 28 días.

II.2.5.-Compañía TGC Geotecnia. (referencia 37)

Al mismo tiempo dentro de los manuales utilizados por la compañía TGC geotecnia se encuentra la siguiente expresión utilizada para el cálculo del espesor requerido por los soportes de concreto lanzado:

$$t = \left(\frac{F_c P_u D}{2 f'_c} \right)$$

donde:

- t , espesor del soporte en centímetros.
- F_c , factor de carga, tomado como 3.
- P_u , presión sobre el revestimiento, en kilogramos por metro cuadrado.
- D , diámetro del túnel.
- $f_c = 0.8 f'_c$.

II.2.6.-Diseño para el revestimiento de tiros.

Dentro de los métodos semi-empíricos se encuentran también algunos métodos que fueron desarrollados de manera específica para galerías en minas, de materiales diversos, entre las cuales encontramos, las expresiones propuestas por los siguientes autores:

II.2.6.1.- Protodjakonov (referencia 18):

$$t = \left(\frac{P_r}{\left(\frac{\sigma_b}{F} \right) - P} \right) + \left(\frac{150}{\frac{\sigma_b}{F}} \right)$$

II.2.6.2.- Brinkhaus (referencia 1):

$$t = \left(\frac{2r}{10} \right) + 12$$

II.2.6.3.- Heber (referencia 41):

$$t = \left[\frac{\left[\left(\frac{\sigma_b}{F} \right)^{\frac{1}{2}} \right]}{\left[\left(\frac{\sigma_b}{F} \right) - 2P \right]} - 1 \right] r$$

(excavación mediana, < 400 m profundidad)

$$t = \left[\frac{\left[\left(\frac{\sigma_b}{F} \right)^{\frac{1}{2}} \right]}{\left[\left(\frac{\sigma_b}{F} \right) - 3P^{\frac{1}{3}} \right]} - 1 \right] r$$

(excavación profunda > 400 m)

donde:

t, espesor del revestimiento en centímetros.

P, presión lateral sobre el revestimiento, en kilogramos por centímetro cuadrado.

H, profundidad del tiro desde la superficie, en centímetros.

r, radio del tiro, en centímetros.

 σ_b , resistencia del fraguado de 28 días, en kilogramos entre centímetro cuadrado.

F, factor de seguridad, generalmente se toma como 2.

II.3.- Métodos de módulo de reacción del subsuelo.

Estos métodos consisten en modelar el sistema de soporte mediante elementos o barras y el terreno mediante resortes. Como resultado permite tomar en cuenta de manera directa la interacción entre el soporte y el terreno. Su implementación práctica se da mediante dos pasos:

- La evaluación de las cargas puede ser dada mediante métodos semi-empíricos que determinen la carga de roca, tomando en cuenta que de ésta dependerá el diseño final del elemento de soporte.
- La evaluación de la rigidez del modelo de resortes, se da mediante soportes cerrados los cuales se aproximen a una forma circular donde el módulo de reacción es obtenido mediante la ecuación:

$$k = \left(\frac{E}{(1 + \nu)} \right) R$$

donde:

E, módulo de elasticidad de la roca

N, relación de Poisson.

R, radio de la excavación.

Se debe tomar en cuenta que la selección del módulo de deformación es delicado dependiendo de las áreas en las que se trabaje o la calidad de la roca.

Algunas limitaciones de estos sistemas son el que no se pueden aplicar en túneles con excavaciones efectuadas por la cara del túnel, en obras que presenten un avance o soporte ya instalado. Se debe tener en cuenta que las deformaciones calculadas no son representativas de la respuesta actual del terreno, además de que solo evalúa las deformaciones de la estructura.

II.4.- Método de sólidos compuestos.

Este tipo de métodos consideran al macizo rocoso como un medio continuo y es aplicado mediante elementos finitos, permite realizar el modelo tanto para el elemento de soporte como para el macizo rocoso. Se debe mencionar que este tipo de modelos representan un grado de complejidad la cual puede requerir equipo de cómputo o programas específicos así como el desarrollo de modelos constitutivos complejos por lo que una gran cantidad de parámetros pueden ser difíciles de obtener. Se ha demostrado que este tipo de modelos produce resultados satisfactorios al evaluar la respuesta de la estructura y el terreno en términos de carga y deformaciones.

De manera general se puede observar que las teorías o métodos de diseño de soportes de concreto lanzado tienen como punto particular la carga de roca, no siendo un factor común ya que el valor que ésta presente se encuentra directamente relacionado a su obtención (métodos empíricos o analíticos) dependiendo en gran manera de las características generales del macizo rocoso y geología de la zona o simplemente de la altura de roca que se encuentra sobre la obra subterránea así como su densidad. Lo anterior genera que los distintos modelos puedan presentar aún mayores diferencias ya que cada autor propondrá el cálculo de la misma de acuerdo a su teoría o con la cual se identifique en mayor medida y la afectará por otras características de la obra en su modelo como las dimensiones de la misma, la interacción con otro tipo de soporte o simplemente valores resultantes de su experiencia; además de lo anterior varios modelos tienen un uso específico ya sea en excavaciones con una forma particular, así como materiales específicos. Teniendo en cuenta lo anterior se lleva a cabo un ejemplo práctico el cual hace uso de los modelos empíricos y semi-empíricos anteriormente descritos con lo cual se muestra la divergencia y la necesidad de tomar en cuenta cada factor recomendación mostrado por los autores de dichos sistemas.

III.- Métodos de diseño de marcos de concreto lanzado reforzado.

General.

El Sistema Q, propuesto por Barton en 1974, ha sufrido una serie de modificaciones mediante las cuales, actualmente, se le relaciona de manera directa a su aplicación en obras subterráneas. Con la ayuda de este sistema es posible determinar no solo la calidad del macizo rocoso, también la carga de roca así como diversas propuestas de soporte.

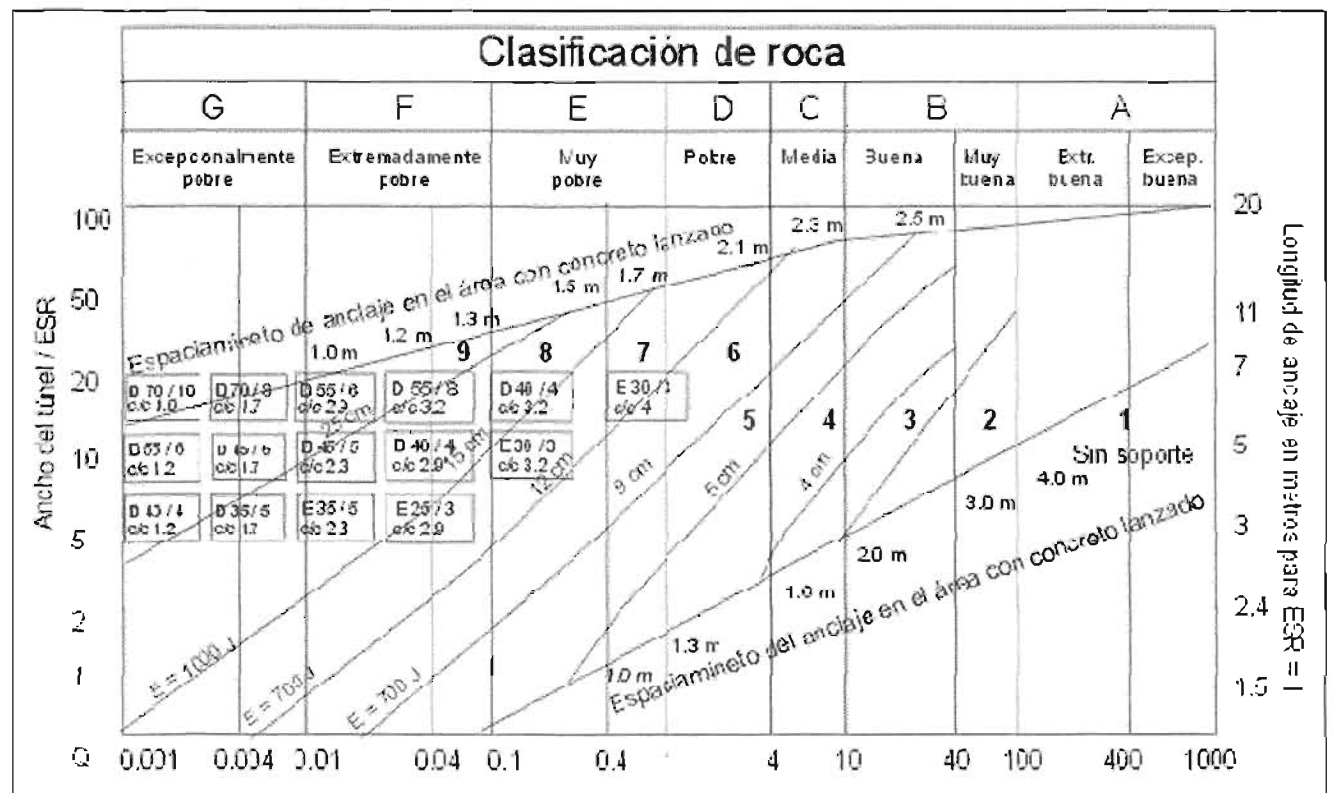
Los principales cambios en cuanto a los factores que conforman el sistema Q han sido los correspondientes a:

- El factor de reducción de esfuerzos o *SRF* y sus valores numéricos. Este cambio se presenta en situaciones de roca competente y roca con altos esfuerzos tectónicos. Los valores del término *SRF* han sido significativamente incrementados, los nuevos valores son incrementados, en algunos casos por un factor de 20, se añade además una categoría.
- La relación soporte-excavación *ESR* así como sus valores numéricos asociados incorporan un rango de valores para cada categoría (A-E), se hace la aclaración de que el *ESR* es un método utilizado por el usuario de la guía para establecer el nivel de seguridad requerido en obra ya que no es lo mismo una obra de casa de máquinas y las dimensiones de la misma con una abertura de un túnel para conducción hidráulica.
- La inclusión de la energía de deformación que deben soportar los elementos de concreto lanzado. (discutido en el **Capítulo II**)
- Se añade un el elemento de soporte denominado marcos de concreto lanzado reforzado (*RRS*), para uso en roca de calidad extremadamente mala.

III.1.- Diseño de marcos de concreto lanzado.

En lo referente a los elementos de soporte es este aspecto el que ha sufrido los cambios más significativos debido a que se han incluido, con base en nuevas técnicas y tecnologías de construcción, materiales capaces de mantener la estabilidad de las obra, mejorar el desempeño de la misma y en la mayor parte de los casos reducir su costo; siendo el material mas representativo el concreto lanzado. En la actualidad los soportes de concreto lanzado no se limitan a un simple concreto proyectado a cierta velocidad contra una superficie sino que se complementa con acelerantes o sílicas que se pueden añadir a las mezclas o materiales como malla, fibras de metal, plástico o fibra de vidrio, las cuales pueden ser rectas, cortas, largas o con ganchos; que mejoran su desempeño.

En la actualización a la carta del sistema Q hecha por Grimstad en 2002, se introduce un nuevo elemento de soporte de concreto lanzado denominado marcos de concreto lanzado reforzado o RRS (Reinforced Ribs Shotcrete), incluidos en la carta del sistema Q la cual se presenta en la **Figura 3.1**. Son utilizados para las rocas de peor calidad donde las deformaciones esperadas son grandes.



Categorías de refuerzo		Marcos de concreto reforzado
1	Sin soporte	El primer número de los recuadros corresponde a la dimensión de los marcos, el segundo al número de varillas de refuerzo de 16 mm de diámetro requeridas, la letra inicial indica si es una capa Simple (E) o Doble (D), el número inferior corresponde a la separación que se propone entre ellos centro a centro.
2	Anclaje	
3	Anclaje sistemático	
4	Anclaje sistemático y concreto lanzado (4 - 10cm)	
5	Anclaje y concreto lanzado reforzado (5 - 9cm)	
6	Anclaje y concreto lanzado reforzado (9 - 12cm)	
7	Anclaje y concreto lanzado reforzado (12 - 15cm)	
8	Anclaje, concreto reforzado > 15cm y RRS	
9	Soporte de concreto	

Figura 3.1. Nueva carta de selección de soporte con base en Q.

Los marcos de concreto lanzado reforzado han sido utilizados en Noruega durante los últimos 20 años en túneles excavados en macizos rocoso de calidad extremadamente mala, observando que en algunos casos este tipo de soportes considerados flexibles eran capaces de substituir, junto con un soporte primario, al recubrimiento de concreto, soporte tradicional en este tipo de calidad de roca; pero debido a que no se tenía en consideración más que el aspecto empírico en algunos casos las obras presentaban un soporte excesivo, con el desperdicio de recursos que esto implicaba, mientras que otras veces una falta de soporte producía la falla de la estructura.

Es por ello que en el año 2002, para incluirlos dentro de la actualización del sistema Q, se llevó a cabo un estudio de su comportamiento y deformación ante ciertas cargas de roca, apoyándose en mediciones hechas en el túnel Froya de Noruega. Para el análisis en este túnel una sección fue recubierta con un soporte convencional y otra con marcos de concreto lanzado reforzado. Una sección de 53 m de longitud fue soportada mediante un recubrimiento de concreto convencional así como por 25 cm de espesor de concreto lanzado y anclas espaciadas a 1.5 m; la segunda sección fue cubierta por 82 marcos de concreto lanzado reforzado además de un soporte primario compuesto por concreto lanzado y anclas; en total 27 zonas de debilidad fueron analizadas en su estructura. Los datos obtenidos fueron utilizados en métodos analíticos de diseño así como programas de cómputo para observar el comportamiento de los marcos y compararlo con las mediciones de las deformaciones realizadas en el sitio. Las mediciones hechas mostraron una deformación aproximada de 35 mm mientras que los cálculos realizados indicaban que la excavación y el soporte debía deformarse 21 mm, bajo esas condiciones, estimando que el 50% de la deformación se generaba inmediatamente después de iniciada la excavación.

Con estas bases, se trabajó el estudio de las deformaciones de los soportes así como la posible carga de roca que éstos soportarían, para ello se utilizaron dos métodos de cálculo: el programa de cómputo especializado en estructuras de concreto STAAD y un modelo numérico denominado UEDC-Code. Con estos métodos se propuso una carga uniformemente repartida de 0.88 MN a un túnel con sección de 10 m para observar así las deformaciones de los elementos de soporte. De manera inicial se presentaron divergencias debido a que en el programa STAAD los parámetros más importantes son los correspondientes al tipo de concreto empleado para el diseño de los soportes además que se permite un comportamiento plástico en las paredes, mientras que para el modelo UEDC-Code los parámetros más importantes corresponden al macizo rocoso en que se lleva a cabo la excavación. Es por ello que los valores de deformación así como de fuerza cortante actuante fueron mayores en el programa STAAD. En este caso de análisis se le dio una mayor importancia al criterio estructural que a un modelo generado de sistemas de clasificación de macizos rocosos y el programa STAAD fue empleado para los cálculos posteriores.

Mediante el programa STAAD se analizaron túneles de secciones de 5, 10 y 20m calculando los valores de momentos de volteo así como las deformaciones generadas en un marco de concreto lanzado reforzado, bajo una misma carga uniformemente aplicada. La primera observación que se hizo fue que la forma y tamaño de la excavación influyen de manera directa en el comportamiento de un soporte de este tipo; se da como ejemplo el que un túnel de sección de 20 m se considera posee una corona relativamente plana por lo que es capaz de soportar una carga mayor presentando una deformación menor en toda la sección, no así la sección de 5 m la cual se considera tienen paredes altas en las cuales se genera una deformación grande debido al momento de volteo. Otro dato obtenido fue que para las secciones de 10 y 20 m se observa un cambio en el signo de los momentos en la unión de la corona y las paredes de la sección lo que implica la posibilidad de fallas a cortante, en este caso los elementos probados presentaron grietas de tensión en la parte de la corona.

En lo que respecta a las dimensiones del marco se vio que éste influye directamente en el comportamiento, para la sección de 5 m al incrementar las dimensiones de los marcos se incrementaron los momentos pero las deformaciones en el techo del soporte fueron más altas que en las paredes, mientras que para las secciones de 10 y 20 m al incrementarse las dimensiones de los marcos los momentos en las paredes disminuían mientras que en la corona se incrementaban al tiempo que la deformación del techo era muy grande bajo cargas elevadas, en comparación con la de las paredes.

Las pruebas anteriores se realizaron para marcos con dimensiones desde 25 cm hasta 75 cm y con cargas aplicadas de 0.1 a 2 MPa, obteniéndose la magnitud del desplazamiento para cada caso. Como ejemplo se menciona que los desplazamientos en la sección de 5 m fueron de 2 mm, en la de 10 m de 53 mm y en la de 20 m de 470 mm con un soporte de 25 cm de espesor. Una vez calculadas las posibles deformaciones que se presentarían en los marcos, utilizando el programa STAAD calibrado se realizó el diseño estructural de cada marco, para obtener el acero de refuerzo así como sus recomendaciones de colocación (una o dos capas) teniendo como base que dicho elemento debería no solo soportar las deformaciones establecidas sino los momentos, cortantes y la carga de roca, obteniendo así el número de varillas de refuerzo que cada marco debiera tener y la carga capaz de soportar para evitar deformaciones altas.

Debido a que al final de este análisis se relacionó de manera directa la carga o presión de soporte y las dimensiones de la obra subterránea con el elemento de soporte fue posible el introducir en la carta del Sistema Q dichas recomendaciones de soporte. El uso de la carta del sistema Q para la determinación de los marcos de concreto lanzado se hace siguiendo los valores de izquierda a derecha debido a que el valor del espaciamiento de los marcos *aumenta con el incremento del valor Q, con ello la propuesta de soporte es obtenida* además de las indicaciones relativas al acero de refuerzo, y colocación así como del espaciamiento entre ellos. La descripción anterior es el método simplificado para el diseño de este tipo de elementos de soporte, el cual se puede determinar como empírico ya que hace uso de todos los parámetros del sistema Q para su obtención..

III.2.- Diseño estructural de marcos de concreto lanzado reforzado.

Las modificaciones hechas por Grimstad en 2002 a la carta del sistema Q, permite determinar de manera sencilla las características de este tipo de soportes cuyo estudio, como se mencionó, es basado en la medición de deformaciones aceptables del elemento de soporte y su posterior diseño estructural capaz de absorber estos desplazamientos. Para esta selección solo es necesario determinar el valor de Q y entrar a la gráfica de clasificación mostrada en la **Figura 3.1**.

Sin embargo, un diseño estructural de este tipo de soporte, como se menciona en el artículo de Grimstad consiste en:

- Determinar la carga de roca que deberá ser soportada, a ésta se le denomina "Presión básica de soporte" y puede obtenerse mediante el uso de cualquier sistema de clasificación de macizos rocosos o empleando el método que se considere apropiado.
- De manera general esta carga no es soportada de manera directa por los marcos de concreto lanzado, ya que previo a su instalación se coloca un soporte primario compuesto por anclas y concreto lanzado, como lo muestra la carta de clasificación Q; es por ello que se hace necesaria la determinación de que carga toman estos elementos ya sea en conjunto o de manera individual. Esto resulta la parte más complicada del diseño ya que de manera general en cualquier sistema de clasificación y sobre todo en el sistema Q, la carga de roca que soporta los elementos primarios se liga de manera directa a todo el conjunto y no solo a un elemento en específico.
- Una vez obtenidas estas cargas, deben ser restada de la "presión básica de soporte" obteniendo así la presión que debe ser tomada por los marcos de concreto lanzado reforzado.
- Con base en la carga determinada se realiza el diseño estructural del marco tomando las consideraciones necesarias, en cuanto al trabajo estructural de dicho elemento.

Como se mencionó, la determinación de la presión de soporte a tomar por los marcos es una de las partes más complicadas y laboriosas del proceso de diseño. En este trabajo, para la determinación de las presiones que toman el concreto lanzado y el anclaje, se utilizará el criterio de Interacción soporte – estructura propuesto por Hoek – Brown, el cual se describe de manera general en este capítulo.

III.3.- Análisis interacción roca –estructura.

En 1980, Hoek – Brown (referencia 23) propusieron una relación entre los esfuerzos principales mayores y menores, para determinar la falla de la roca intacta y de la roca fracturada. El criterio de falla de Hoek – Brown fue desarrollado para estimar el esfuerzo cortante de las discontinuidades del macizo rocoso. El criterio fue desarrollado debido a la falta de un criterio empírico de resistencia de macizos rocosos pero no es único ya que existe una ecuación idéntica que ha sido utilizada desde 1936 para describir la falla del concreto. Aunado al desarrollo de este criterio de falla de macizos rocosos y basados en los estudios realizados por Landanyi, Hoek - Brown proponen además el desarrollo de una teoría de interacción roca – estructura para obras subterráneas.

Primeramente para el desarrollo del criterio de falla, Hoek – Brown experimentaron con un número de curvas parabólicas que concuerdan con las de falla de rocas frágiles sujetas a un esfuerzo de compresión. El proceso utilizado por Hoek – Brown para derivar su criterio de falla fue realizado mediante prueba y error. Hoek – Brown encontraron que la resistencia máxima de falla podía expresarse razonablemente mediante la siguiente expresión:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \sqrt{(m\sigma_c\sigma_3 + s\sigma_c^2)}$$

donde:

- m y s, constantes dependientes de las propiedades de la roca.
- $\sigma_1 - \sigma_3$, esfuerzo principal mayor y menor a la falla, respectivamente.
- σ_c , esfuerzo de compresión uniaxial de la roca intacta.

Para roca intactas se propone el valor de $s = 1$ y el valor de $m = m_r$, (éstos valores dependen de la composición mineralógica y el grano de la roca intacta). Los valores de m pueden ser evaluados mediante una prueba triaxial en muestras sometidas a distintos esfuerzos de confinamiento o con base en reportes y tablas.

Además se han modificado las relaciones entre las constantes m y s mediante el sistema RMR, en 1988. La modificación del sistema RMR es nombrada RMR_{básica} y puede ser utilizada para la obtención de los valores de s y m mediante las expresiones:

$$s = e^{\left(\frac{RMR_{\text{maciza}} - 100}{9}\right)}$$

$$m = m_r e^{\left(\frac{RMR_{\text{básica}} - 100}{28}\right)}$$

Para excavaciones subterráneas bajo condiciones secas se debe asignar un valor de 10 para el parámetro de agua subterránea en el sistema de Bieniawski. Debido a que el valor de $RMR_{básico}$ es utilizado, no se deben realizar ajustes de la orientación de las discontinuidades. En vez de ello, el efecto de la orientación de discontinuidades así como las condiciones del agua subterránea deben ser tomados en cuenta para el análisis de estabilidad.

En 1995, un índice denominado GSI (Geological Strength Index) es introducido por Hoek – Brown. Dicho índice es generado para solucionar las deficiencias del índice RMR para macizos rocosos de calidad muy baja. El sistema GSI puede ser visto en la **Tabla 1.9**.

En el año 2002, la edición del criterio de falla de Hoek – Brown utiliza la siguiente expresión para el cálculo de los valores de m con relación al GSI

$$m_b = m, \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right)$$

donde:

D, factor que depende del grado de alteración.

El valor sugerido de $D = 0$ en una roca sana in-situ y de $D = 1$ para una roca alterada. Basado en la experiencia de 5 referencias. Hoek sugiere una guía para la estimación de los valores de D, mostrada en la Tabla 3.1.

Descripción del macizo rocoso	Valor sugerido de D
Calidad excelente, si la excavación es realizada mediante una TBM o explosivos la afectación es mínima alrededor del macizo rocoso.	10
Roca de calidad pobre en la cual si se lleva a cabo una excavación mecánica o con explosivos, se da una alteración mínima al terreno. Los problemas de quiebre de la roca resultan insignificantes en el piso pero en el techo puede haber caídos de pocos centímetros.	0 0.5 no invertido
Roca de calidad muy pobre, la excavación con explosivos en roca dura resulta en un daño local severo, extendiéndose de 2 a 3 m en el macizo rocoso.	0.8

Tabla 3.1.- Valores sugerido de D para el cálculo del valor m en el criterio de Hoek – Brown.

Se menciona que en el posterior uso de esta teoría en el presente trabajo los valores correspondientes de m y s serán tomados de las tablas mostradas en la referencia 22, ya que en este caso el trabajo trata de manera directa con el sistema de clasificación Q. Se toma la decisión de utilizar dichos valores ya que son los extraídos de manera directa de las pruebas triaxiales realizadas, evitando así el uso de distintos sistemas de clasificación como es el RMR o GSI propuesto para la obtención de dichos factores.

Como se mencionó anteriormente, con base en el criterio de falla, Hoek y Brown generan un sistema de análisis roca – estructura el cual se explica de manera breve.

Se considera la **Figura 3.2** en la cual se muestra un túnel en proceso de excavación a sección completa con barrenación y voladuras y, en este caso, marcos de acero que se colocan como soporte. Los esfuerzos in situ horizontales y verticales se suponen iguales con una magnitud P_0 (punto A).

En la *etapa 1*, el frente del túnel no ha llegado a la sección de excavación A - A' en la cual se trabajará, el macizo rocoso dentro del perfil del futuro túnel que se muestra con línea punteada, se encuentra en equilibrio con el que rodea al túnel. La presión de soporte interno P_i que actúa en toda la extensión del perfil futuro de la excavación es igual al esfuerzo in situ P_0 .

En la *etapa 2*, el frente del túnel avanza más allá de la sección A - A' y la presión de soporte P_i que antes proporcionaba la roca al interior del túnel, desciende a cero. Sin embargo el túnel no colapsa debido a que el desplazamiento radial u está limitado por la proximidad del frente del túnel que ejerce un efecto de sujeción considerable. Si esta fuerza que es proporcionada por el frente no existiera, será necesaria una presión de soporte interno P_i indicada por los puntos B y C de la **Figura 3.3**, para limitar el desplazamiento radial a un valor u . Se debe notar que la presión de soporte P_i necesaria para limitar la deformación del techo es mucho mayor que la necesaria para las paredes del mismo ya que se debe considerar el peso de la roca suelta que se encuentra encima de ella.

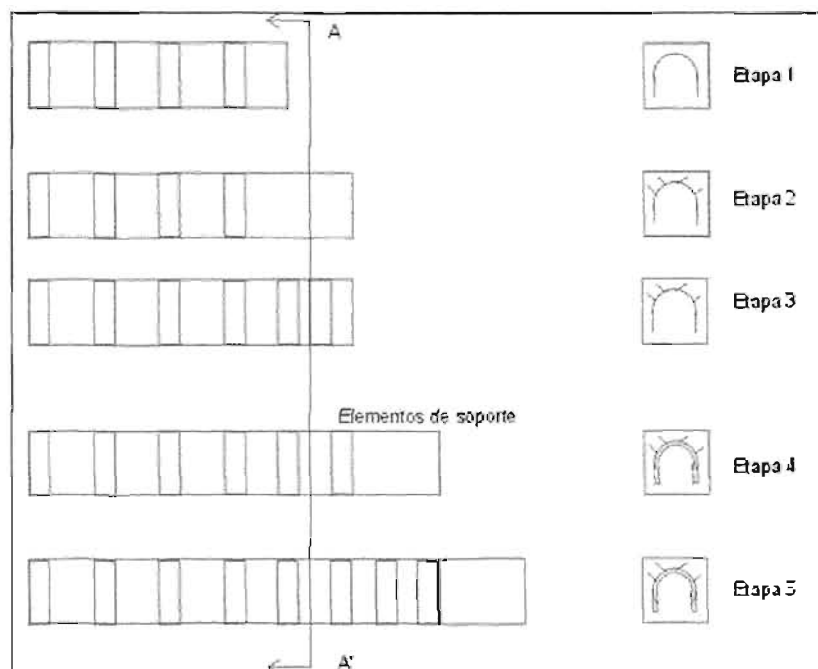


Figura 3.2.- Etapas de construcción de una obra subterránea

En la etapa 3, se rezagó el túnel y se instaló el soporte primario, marcos de acero, cerca del frente. Hasta este momento el soporte no tiene carga, como lo muestra el punto *D*, ya que no hubo más deformación en el túnel. Suponiendo que el macizo no padezca los fenómenos de deformación que se dan con el paso del tiempo, las deformaciones radiales serían las correspondientes a los punto *D* y *C*.

En la etapa 4 el frente del túnel avanza aproximadamente 1.5 veces su diámetro más allá de la sección dada y el efecto de sujeción que proporcionaba la cercanía del frente disminuye notablemente. Esto da como resultado una deformación radial mayor en las paredes y el techo del túnel, como lo indican las curvas *CEG* y *DFH* de la figura. Esta deformación radial hacia el centro del túnel induce una carga sobre el sistema de soporte el cual actúa como un resorte comprimido. La presión de soporte P_i que proporciona el soporte aumenta con la deformación radial del túnel como lo indica la línea *BEF* en la **Figura 3.3**.

En la etapa 5, el frente del túnel ha avanzado más allá de la sección *A – A'* que ya no ejerce ningún efecto de sujeción sobre el macizo, si no se ha instalado un soporte, las deformaciones radiales en el túnel aumentarán como lo indican las líneas *EG* y *FH*. En el caso de las paredes, la presión que se necesita para contrarrestar las deformaciones ulteriores se reduce a cero en el punto *G* y en este caso, las paredes permanecerán estables ya que no hay fuerza de empuje adicional para inducir más deformación. Por otro lado, el soporte que se necesita para limitar la deformación del techo cae hasta el mínimo y luego vuelve a aumentar.. Esto se debe a que la zona de roca suelta se recarga sobre el techo, lo que provoca que más roca se vaya soltando, y el peso de esta roca adicional se suma a la presión de refuerzo que se necesita. En el ejemplo, el techo tendría ya un colapso si no se hubiera instalado el soporte.

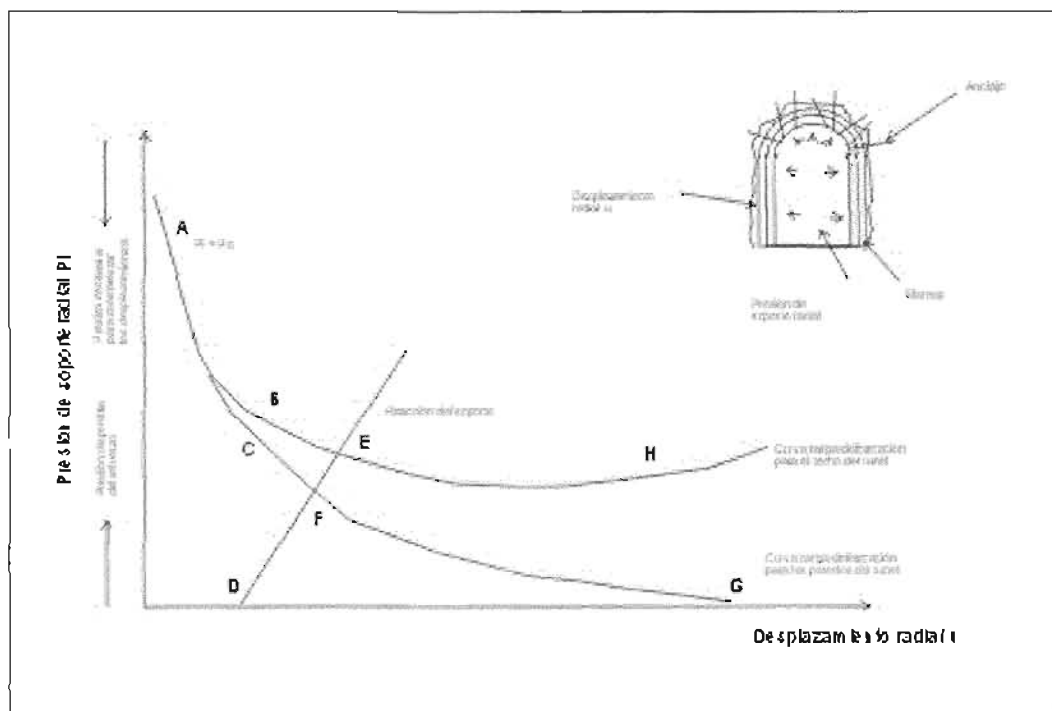


Figura 3.3.- Curva de interacción soporte - estructura

Como se muestra en la parte inferior de la figura, la curva de reacción del refuerzo del soporte intersecta las curvas carga deformación de las paredes y el techo de la excavación en los puntos *E* y *F*. En estos puntos, las presiones de soporte que se necesitan para limitar la deformación quedan exactamente balanceados en los punto *E* y *F*. En estos puntos, las presiones de soporte que se necesitan para limitar la deformación quedan exactamente balanceados por la presión de soporte disponible de los marcos, en este caso de acero, y tanto el túnel como el sistema de soporte permanecen en equilibrio estable.

Con estas bases, Hoek y Brown se apoyan en los trabajos realizados por Landanyi y otros investigadores, realizando los análisis correspondientes para la obtención de las expresiones que representen dicha interacción.

Las suposiciones básicas de esta teoría son:

- Geometría del túnel.- túnel circular de radio inicial r_i , el largo del túnel es tal que el problema puede ser tratado en forma bidimensional.
- Campo de esfuerzos in situ.- los esfuerzos horizontal y vertical in situ se suponen iguales, con una magnitud p_0 . **(Figura 3.5)**

Presión de soporte.- se supone que el soporte instalado ejerce una presión de soporte radial uniforme p_i , sobre las paredes del túnel.

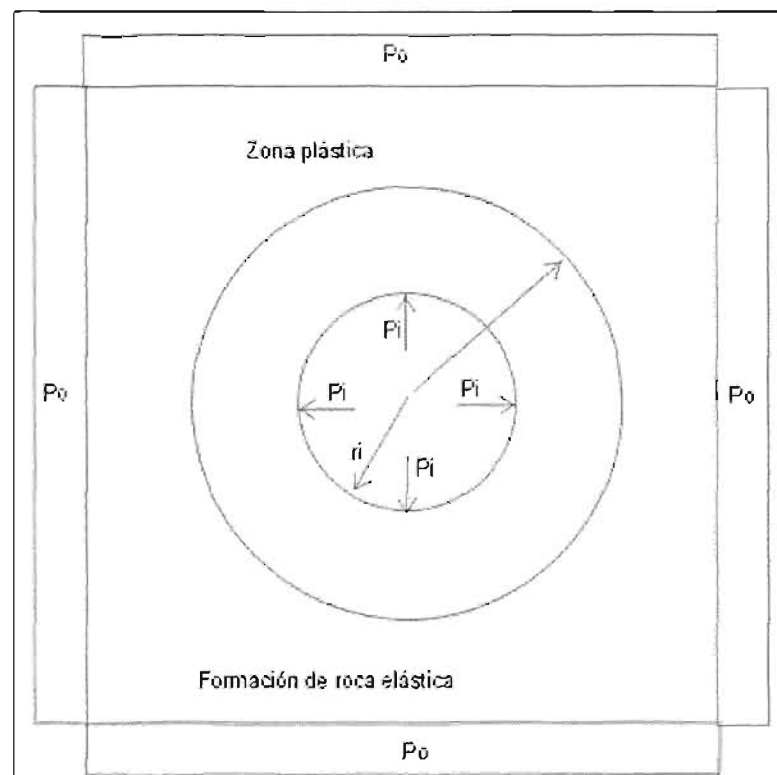


Figura 3.5.- Esfuerzos in situ de una excavación en roca.

- Propiedades del material del macizo fracturado.- se supone que el macizo rocoso original es lineal - elástico y se caracteriza por un módulo de Young E y una relación de Poisson ν , las características de debilitamiento de este material se definen por la ecuación que representa la relación de esfuerzo, la resistencia se reduce repentinamente representando la resistencia de un macizo fracturado, por lo que la ecuación anterior es afectada por los valores de m y s correspondientes a un macizo en estas condiciones.:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \sqrt{(m\sigma_c\sigma_3 + s\sigma_c^2)}$$

- Deformaciones volumétricas.- son dominadas por las constantes elásticas E y ν en la zona elástica. Al debilitarse, la roca se dilatará (aumentará de volumen) y se calculan las deformaciones por medio de la regla del flujo de la teoría de plasticidad.
- Comportamiento en relación con el tiempo.- se supone que tanto el macizo original como el fracturado no están afectados por el comportamientos relacionados con el tiempo. Ladanyi lo resuelve mediante el comportamiento del material a corto y largo plazo.
- Alcance de la zona plástica.- se supone que la zona plástica se extiende hasta un radio r_e que depende del esfuerzo in situ p_0 , de la presión de soporte p_i , y de las características tanto del material elástico como del macizo fracturado.
- Simetría radial.- hay que señalar que el problema es, en todos sus detalles, simétrico alrededor del eje del túnel. Si el peso de la roca en la zona fracturada estuviera incluido en el análisis, se perdería la simplificación de la simetría. Pero en vista de que el peso de la roca fracturada es muy importante en el diseño del soporte, se hace una consideración para este peso que se suma al análisis básico, una vez completo éste.

El análisis del soporte disponible se realiza haciendo un símil con un cilindro de pared delgada, en el cual el soporte de la excavación debe ser colocado inmediatamente después de que se haya presentado una cierta convergencia inicial u_{i0} .

La rigidez del soporte colocado en el túnel se define por la constante de rigidez k. La presión de soporte radial p_i , que proporciona el soporte se da por:

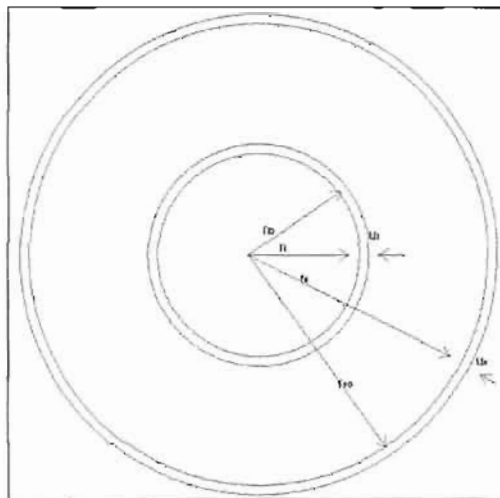
$$p_i = \left(\frac{k u_{ie}}{r_i} \right)$$

donde:

u_{ie} es la parte elástica del desplazamiento total u_i .

luego:

$$u_i = u_{io} = \left(\frac{P_{ii} r_i}{k} \right)$$



La ecuación anterior es aplicable hasta un punto en el cual se alcanza la resistencia del sistema soportado. En el caso de recubrimiento de concreto o concreto lanzado, de marcos de acero o de anclas o cables cementados, se supone que el debilitamiento plástico del sistema de soporte se presenta en este punto y que el desplazamiento subsiguiente se presenta a una presión de soporte constante.

Con la obtención de las deformaciones mostrada en las expresiones anteriores, el cálculo del refuerzo disponible para el soporte dependerá del tipo de soporte a utilizar, en el caso de este trabajo se muestran las expresiones correspondientes al concreto lanzado así como anclaje, éste último debido a que es parte esencial de un soporte primario en obras subterráneas.

El cálculo de refuerzo disponible para un soporte de concreto lanzado o concreto simple de espesor \$t_c\$, en un túnel de radio \$r_i\$ para contrarrestar la convergencia del túnel se realiza mediante la expresión:

$$k_c = \frac{[E_c(r_i^2 - (r_i - t_c)^2)]}{[(1 + \gamma_c)(1 - 2\gamma_c)r_i^2 + (r_i + t_c)^2]}$$

donde:

\$E_c\$, módulo de elasticidad del concreto.

\$\gamma_c\$, relación de Poisson del concreto.

\$r_i\$, radio del túnel.

\$t_c\$, espesor del concreto lanzado.

\$k_c\$, constante de rigidez del concreto

Debe señalarse que no se toma en cuenta la influencia del refuerzo ligero en el revestimiento. Un refuerzo como por ejemplo una malla en el concreto lanzado o varillas delgadas en el concreto tienen su importancia para controlar o distribuir los esfuerzos y las fisuras en el revestimiento, pero no aumenta notablemente la rigidez. Cuando se incluye refuerzo pesado, como costillas de acero, habrá que tomar en cuenta la contribución de ambos sistemas.

La presión de refuerzo máximo que puede generar el concreto lanzado puede calcularse por la teoría del cilindro de pared delgada bajo presión externa y resulta de:

$$P_{sc \max} = \frac{1}{2} \sigma_{cconc} \left[\frac{1 - (r_i - t_c)^2}{r_i^2} \right]$$

donde:

σ_{cconc} , resistencia a compresión uniaxial del concreto lanzado.

$P_{sc \max}$, presión máxima que soporta el concreto lanzado como soporte.

*solo se puede aplicar esta ecuación cuando el soporte es completamente circular.

En el caso del cálculo del refuerzo disponible para un soporte mediante anclas, la presión de soporte proporcionada para contrarrestar la convergencia del túnel se obtiene con la ecuación:

$$\frac{1}{k_c} = \left[\frac{(s_c s_l)}{r_i} - t_c^2 \right] \left\{ \left[\frac{(4L)}{(\pi d_b^2 E_b)} \right] + Q \right\}$$

donde:

s_c , distancia entre anclas en el sentido de la circunferencia.

s_l , distancia longitudinal de anclas.

d_b , diámetro del ancla

E_b , módulo de elasticidad del ancla.

r_i , radio del túnel.

k_c , constante de rigidez del concreto

Q , constante de carga - deformación del ancla

L , largo del ancla.

La presión de refuerzo máximo que puede generar puede calcularse mediante:

$$P_{rc \max} = \frac{T_{bf}}{(s_c s_l)}$$

donde:

T_{bf} , carga del debilitamiento final del ensayo de adherencia del ancla..

$P_{rc \max}$, presión máxima que soporta el concreto lanzado como soporte.

*solo se puede aplicar esta ecuación cuando el soporte es completamente circular.

En el caso de este trabajo, los sistemas de soporte no actúan de manera individual sino que forman un soporte primario conjunto, por lo que se menciona la expresión elaborada por Hoek – Brown para el cálculo del refuerzo disponible para un soporte combinado, la presión de soporte proporcionada para contrarrestar la convergencia del túnel se obtiene con el procedimiento siguiente:

$$u_{\max 1} = \frac{r_i p_{s \max 1}}{K_1}$$

$$u_{\max 2} = \frac{r_i p_{s \max 2}}{K_2}$$

$$u_{1-2} = r_i p_i (K_1 + K_2)$$

para : $u_{1-2} < u_{\max 1} < u_{\max 2}$,

$$p_{s \max 1-2} = \frac{[u_{\max 1} (K_1 + K_2)]}{r_i}$$

para : $u_{1-2} > u_{\max 1} > u_{\max 2}$,

$$p_{s \max 1-2} = \frac{[u_{\max 2} (K_1 + K_2)]}{r_i}$$

donde:

$p_{s \max 1}$, presión máxima del refuerzo para el sistema 1.

$p_{s \max 2}$, presión máxima del refuerzo para el sistema 2.db

K_1 , rigidez del sistema 1.

K_2 , rigidez del sistema 2.

El método anteriormente descrito muestra que el diseño racional de los sistemas de soporte en obras subterráneas debe tomar en cuenta la naturaleza de los fenómenos que originan la carga – deformación, tanto del macizo rocoso como del adomado. Se hace mención que un análisis roca – estructura implica un problema teórico excesivamente difícil, pudiendo hacer uso de las características de un macizo rocoso fracturado de otros métodos como los propuestos por Sheorey u Yudhbir que a su vez, al igual que el método de Hoek y Brown se basan en sistemas de clasificación de macizos rocosos para la obtención de sus parámetros principales. Por lo anterior, el método descrito es utilizado simplemente como una solución aproximada al problema planteado en los objetivos del trabajo.

IV.- Ejemplo práctico, diseño de soportes de concreto lanzado.

General

Como parte final de este trabajo, se genera un ejemplo práctico de diseño de soportes de concreto lanzado utilizados en obras subterráneas, el cálculo de espesor de un recubrimiento así como el diseño de marcos de concreto lanzado reforzado. Al final del capítulo se presentan los comentarios correspondientes.

Los datos que se emplean en este ejemplo corresponden a datos recolectados de las Referencias 8, 10 y 11, correspondientes al túnel de desvío No. 2 del Proyecto Hidroeléctrico "El Cajón", Nayarit México. Dichos datos son presentados a continuación en la **Tabla 4.1**.

Descripción del sitio

Ubicación	Margen izquierda del río Santiago
Longitud total	835.06 m
Elevación entrada	227.000 msnm
Elevación salida	221.10 msnm
Sección	14 m * 14 m
Roca	Ignimbrita
Unidad geológica	Tic U2
Cadenamiento	0+000 – 0+350
Sondeos	MI-8, 18, 10, 11, 35, 236, 38 y 39

Elevaciones principales

Cadenamiento	Elevación túnel (msnm)	Altura del macizo rocoso (msnm)
0+000	227	250
0+050	226	282
0+100	226	301
0+150	226	299
0+200	225	310
0+250	225	328
0+300	225	328
0+350	224	350

Tabla 4.1.- Datos generales, túnel de desvío No. 2

Geología general del sitio

Roca	Andesita
Clasificación	Ignimbrita
Color	Café claro – grisáceo
Textura	Piroclástica, en ocasiones brechoide
Clastos	Obscuros, subangulosos – subredondeados Fragmentos de pómez < 5 cm
Dureza	Alta, roca compacta
Estructura	Pseudoestratificada (3 – 5 m) Cima.- bloques subangulosos. Medio.- aglomerados.
Fracturas	117, agrupadas en 4 familias principales N20-39°W/82°NE.- escasa continuidad (3 – 10 m), 3 fracturas por metro con superficie rugosa. N18°E/70°SE.- abiertas a cerradas, escasa continuidad (2 – 5 m), 1 – 3 fracturas por metro, carácter secundario. NS/70°EuW.- escasa continuidad (1 – 5 m), 1 – 4 fracturas por metro, carácter secundario. N65°E/75°NW.- escasa continuidad (1 – 5 m), 1 - 2 fracturas por metro, cerradas, carácter secundario.
Fallas	Sobaco (N14°E/66°SE) Puertecitos (N48°E/55-79°SE) Campamento (N30°E/55°SE)

Descripción de la zona de estudio

Cadenamiento	0+000 – 0+250
Roca	Ignimbrita muy fracturada
RQD (en portales)	17 – 45%
Relleno	Arcilla
Espesor del relleno	< 5 mm
sondeos	MI- 8, MI –18

Tabla 4.1.- Datos generales, túnel de desvío No. 2 (continuación)

Datos proporcionados por sondeos

MI- 8 (profundidad 59 m)	
Profundidad	0 - 30 m
RQD	76 – 82%
Calidad	Buena
Profundidad	30 - 53m
RQD	20%
Calidad	Muy mala
Profundidad	53 - 59 m
RQD	25%
Calidad	Muy mala
Permeabilidad (12 pruebas Luegeon)	
6 pruebas	Poco permeable (>3-11 UL)
5 pruebas	Permeable (> 11 – 25 UL)
1 prueba	Muy permeable (25 – 40 UL)
MI-18 (profundidad 88m)	
Profundidad	0 - 50 m
RQD	60 – 75%
Calidad	Regular
Profundidad	50 - 78 m
RQD	10 – 20%
Calidad	Muy mala
Profundidad	78 – 88 m
RQD	12%
Calidad	Muy mala
Permeabilidad (5 pruebas Luegeon)	
5 pruebas	Poco permeable (>3-11 UL)
MI-19 (14 pruebas realizadas en laboratorio)	
Resistencia a la compresión simple (σ_c)	1538 kg / cm ² (seco) 1142 kg / cm ² (saturado)
Módulo de deformación (E)	400,175 kg / cm ² (seco) 383,089 kg / cm ² (seco)
Peso volumétrico (γ)	2.35 g / cm ³ (seco) 2.44 g / cm ³ (seco)
Relación de Poisson (ν)	0.23
Los datos de los sondeos MI-8, 18 son utilizados para la clasificación del macizo rocoso de la zona de estudio.	
Los datos correspondientes a las características mecánicas se toman del sondeo MI – 19 siendo el más cercano a los sondeos que cortan la sección del túnel, debido a que de ellos no se tiene información de laboratorio.	
Los datos del sondeo MI – 19 corresponden a las medias aritméticas de las pruebas realizadas.	

Tabla 4.1.- Datos generales, túnel de desvío No. 2 (continuación)

Mediante los datos anteriormente descritos se toma en consideración los datos más cercanos a los sondeos realizados en las **Referencias 8, 10 y 11** y en algunos casos un promedio aritmético de valores, debido a que la variación del macizo rocoso en el cadenamamiento comprendido por los sondeos no es de variación importante. Con ello se presenta en la siguiente **Tabla 4.2** los datos a utilizar para los diseños de elementos de soporte de concreto lanzado.

Datos a utilizar para el análisis	
Roca	Andesita
Tipo	Ignimbrita
Color	Café claro – grisáceo
Textura	Piroclástica a brechoide
Dureza	Alta
Estratificación	3-5 m
Intemperismo	No mencionado, se considera para el análisis poco intemperismo
Cementante	Pobre, solo en uniones de estructuras
Discontinuidades	> 4 poco continuas (1 – 4m) superficies abiertas a cerradas rugosas arcillas con espesor < 5 mm
Permeabilidad	Poco permeable (>3 – 11 UL)
RQD	10 – 20%
Resistencia a la compresión simple obtenida de pruebas de laboratorio. (MPa)	150.724
Módulo de deformación (MPa)	39217.150
Peso volumétrico (MNm ³)	0.02305
Poisson	0.23
Debido a la ubicación de la obra, se consideran los valores de muestras secas. El RQD es obtenido de los barrenos MI-8, 18 en elevaciones de 10 a 20 m sobre la sección del túnel.	

Tabla 4.2.- Datos a utilizar para el análisis

IV.1.- Clasificación de roca.

La clasificación de roca se lleva a cabo mediante los sistemas de clasificación de macizos rocosos mostrados en el Capítulo I.

Wickham. (RSR)

Parámetro A	15
Parámetro B	28 (perpendicular al túnel 230 –30°)
Parámetro C	9 (roca pobre)
RSR = A+B+C	52
Clasificación de roca	ROCA POBRE

Deere. (RQD)

RQD	< 25
Clasificación de roca	ROCA MUY POBRE

Bieniawski. (RMR)

Resistencia a la compresión simple (MPa)	12
RQD	3
Discontinuidades	10
Condición	2+1+5+0+1
Flujo de agua	110
Túneles	-12
RMR (suma de valores asignados)	32
Clasificación de roca	MALA

Barton. (Q)

RQD	20
Jn	15
Jr*	1
Ja	8
Jw	0.66
SRF	2.5
$Q = (RQD / J_n) (J_r^* / J_a) (J_w / SRF)$	0.044
Clasificación de roca	Extremadamente mala

Se observa que todas las clasificaciones coinciden en que la calidad del macizo rocoso es mala.

IV.2.- Determinación de carga de roca y propuesta de soporte.

La determinación de la carga de roca se lleva a cabo mediante los sistemas de clasificación mostrados en el Capítulo II, con el fin de observar los valores resultantes de los distintos criterios, en el caso de que el mismo sistema lo aporte se menciona la propuesta de soporte así como las recomendaciones de cada uno de ellos.

RSR	
donde: W, carga de roca (kPa) B, H, sección del túnel (m)	$W = 0.26 (B + H) \{ [8880 / (RSR + 30)] - 80 \}$ $W = 0.26 (14 + 14) \{ [8880 / (52 + 30)] - 80 \}$ $W = 205.970 \text{ kPa}$ $W = \mathbf{0.2059 \text{ MPa}}$
RSR (actualización)	
donde: Ho, altura de roca sobre al excavación (m) C, B + H (m) γ, peso volumétrico (MNm ³)	<p>Si RQD varía entre 3 – 30, Ho = 0.6 a 1.10 C, W = γ Ho</p> $Ho = 0.85 (14 + 14)$ $Ho = \mathbf{23.8}$ $W = 0.02305 * 23.8$ $W = \mathbf{0.548 \text{ MPa}}$
RMR (Minas)	
donde: P, carga de roca (Mpa) B, sección (m) γ, peso volumétrico (MNm ³)	$P = \gamma B [1.7 - (0.037 \text{ RMR}) + (0.0002 \text{ RMR}^2)]$ $P = (0.02305)(14) [1.7 - (0.037)(32) + (0.0002 (32)^2)]$ $P = \mathbf{0.2320 \text{ MPa}}$
RMR (normal)	
donde: P, carga de roca (Mpa) B, sección (m) γ, peso volumétrico (MNm ³)	$P = (100 - \text{RMR}) / (100 \gamma B)$ $P = (100 - 32) / [100 (0.02305)(14)]$ $P = \mathbf{0.2256 \text{ MPa}}$
Q (fórmula)	
donde: P, carga de roca (kg / cm ²)	<p>Cuando el número de discontinuidades, según la clasificación es > 2; $P = 2 Q^{(-1/3)} / J_r$</p> $P = 2 (0.044)^{(-1/3)} / 1$ $P = 2.832 \text{ kg / cm}^2$ $P = \mathbf{0.2770 \text{ MPa}}$
Q (Referencia 18)	
	$P = 2.9 \text{ kg / cm}^2$ $P = \mathbf{0.2842 \text{ MPa}}$

En resumen las cargas de roca obtenidas son:

Sistema	Valor de carga de roca (MPa)
RSR	0.2059
RSR (tabla)	No aplica
RSR (actualización)	0.5480
RMR (Minas)	0.2320
RMR (normal)	0.2256
Q (fórmula)	0.2770
Q (tabla referencia 21)	0.2842

De acuerdo a las distintas cargas de roca obtenidas, los autores proponen sistemas de soporte como los siguientes:

RSR	
Concreto lanzando	60.604 cm
Anclas	2.54 cm de diámetro, @ 0.787 m
Arcos de acero	Sección 6H20, @ 0.787 m
RQD	
Concreto lanzando	>15cm
Anclas	@ 0.9 m
Arcos de acero	@ 0.8 m
RMR	
Concreto lanzando	10 – 15 cm
Anclas	5 – 6 m de longitud, @ 1 – 15. m
Arcos de acero	@ 1.5 m
Avance del túneles	1 – 1.5 m
Sostenimiento	Inmediato al frente < 10 m del frente
Tiempo sin sostenimiento	10 hrs con 2.5 m de vano,
Q	
Concreto lanzando	> 15 cm
Anclas	4 m longitud, @ 1.6 m
Arcos de concreto lanzado reforzado	Costillas de 55 x 55 cm con 8 barras de acero de refuerzo de 16 mm de diámetro colocado en capa doble, la separación de costillas de 2.3 m.
Avance	0.570 m

Los valores de carga de roca presentan una variación significativa en lo que respecta a sistemas de clasificación más tradicionales como lo son el RSR y el RMR: se puede decir que es en función del uso final al que estaba destinado cada sistema cuya aplicación general era en minas por lo que los valores que de ellos se derivan son altos en comparación con los de otros sistemas.

IV.3.- Cálculo de espesores de concreto lanzado

El cálculo de los espesores se hace siguiendo los criterios dados por cada autor para su modelo o método, incluyendo el valor de la carga de roca, en caso de que se no se presente una descripción de la obtención de la carga de roca será utilizada la carga obtenida mediante el Sistema Q; también se considera que es el único sistema de soporte actuante, por lo que no hay una reducción en la carga de roca, la cual debe ser resistida completamente por el concreto lanzado. Las características del concreto lanzado que se utilizará en el diseño de soportes son presentadas a continuación.

Características del concreto lanzado reforzado con fibras (SRFC)		
Matriz de cemento	Composición	Cemento Portland tipo I, arena de río tamaño máximo de partícula de 5 mm
	Cemento	690.3 kg / m ³
	Arena	1380.6 kg / m ³
	Agua	345.2 kg / m ³
	Resistencia a la tensión	2.8 MPa
	f'c (resistencia a la compresión a los 28 días)	30.4 MPa
	Ec (módulo de deformabilidad)	27.2 Gpa
	MOR (módulo de ruptura)	25.2 MPa
Fibras de acero	Características	Fibras lisas y rugosas
	Longitud	25.4 mm
	Diámetro	0.41 mm
	Porcentaje en la mezcla	0.5 – 1.5 %
	Resistencia a la tensión	621 – 8285 MPa
	Es (módulo de deformabilidad del acero)	200 GPa

Considerando que es una mezcla representativa las características mecánicas son:

Propiedades del concreto lanzado	Valor
Esfuerzo a compresión uniaxial (σ_{sc})	50 MPa
Esfuerzo cortante (τ_{sc})	20 MPa
Esfuerzo cortante de la interfase (τ_{srb})	9 MPa
Módulo de elasticidad (F's)	20 GPa
Relación de Poisson (ν_s)	0.25

Se propone lo anterior debido a que ningún sistema de soporte indica las características mecánicas del concreto lanzado a utilizar debido la variedad de mezclas posibles a elaborar que dependen del tipo de concreto, aditivos y fibras adicionadas.

Las características del concreto lanzado son presentadas debido a ciertos sistemas requieren de esta información para el cálculo del espesor. Dichos resultados son mostrados a continuación.

Rabcewicz	
donde: t, espesor del concreto lanzado (m). P, esfuerzo sobre el concreto lanzado (MPa). r, radio de la galería (m). τ , esfuerzo cortante permisible del material para el concreto lanzado (MPa).	$t = 0.434 (Pr / \tau)$
	$t = 0.434 [(0.2449)(7)] / [(0.2842)(30.4) / 2]$ $t = 0.2840\text{m}$ t = 28.40 cm
Fernández – Delgado	
donde: Tc y θ son definidos en la Figura 2.2.1 P, carga de roca (ton). fc28, el esfuerzo a compresión sin confinamiento del concreto lanzado (MPa). L, longitud en pulgadas del ancla de roca perpendicular al plano (m). H, espesor del concreto lanzado (m).	$h = P / [2 Tc (\text{sen } \theta) (fc28 L)]$
	$h = [(0.2449)(114)(1)] / [2 (0.4)(\text{sen } 30^\circ)(30.449)(3.5)]$ $h = 0.7612\text{m}$ h = 76.12 cm
Protodjakonov	
donde: t, espesor del revestimiento (m). P, carga de roca (MPa). H, profundidad del tiro desde la superficie (m). r, radio del tiro (m).	$t = 0.007 (2 r H)^{1/2} + 14$
	$t = 0.007 [(2)(7)(112)]^{1/2} + 14$ $t = 0.375\text{ m}$ t = 37.518 cm
Brinkhaus	
donde: t, espesor del revestimiento (m). r, radio del tiro (m).	$t = (2 r / 10) + 12$
	$t = (2)(7) / (10) + 12$ $t = 1.52\text{ m}$ t = 152 cm

Heber	
donde: t, espesor del revestimiento (m). P, carga de roca (MPa). H, profundidad del tiro desde la superficie (m). r, radio del tiro (m). σ_b , resistencia del fraguado de 28 días (MPa). F, factor de seguridad, generalmente se toma como 2.	$t = \{ \{ (\sigma_b / F) / (\sigma_b / F) - 2 P \}^{1/2} - 1 \} r$ (mediano < 400 m profundo)
	$t = \{ \{ (30.4 / 2) / (30.4 / 2) - 2 (0.2842) \}^{1/2} - 1 \} (7)$ $t = 0.1141 \text{ m}$ $t = \mathbf{11.41 \text{ cm}}$
RSR	
donde: E, espesor de concreto lanzado (mm). W _r , carga de roca (ton / m ²).	$E = 25.42 [(1 + W_r) / 1.25]$ $E = 25.42 [(1 + 54.48) / 1.25]$ $E = 1140.23 \text{ mm}$ $E = \mathbf{11.40 \text{ cm}}$
Normas Austriacas	
donde: t, espesor de concreto lanzado (m). D, diámetro de la sección (m).	$t = 1 / 40 \text{ a } 1/50 \text{ D}$ $t = (1 / 45) (14)$ $t = 0.311 \text{ m}$ $t = \mathbf{31.11 \text{ cm}}$
CFE	
donde: t _n , espesor de concreto lanzado (m). P _i , carga de roca (MPa). FS, factor de seguridad (generalmente de 2) f _c , resistencia a la compresión del concreto lanzado a los 28 días (MPa).	$t_n = \{ [(P_i r) / f_c] FS \} + 0.007$ $t_n = \{ [(0.2842) (7) / (30.4)] (2) \} + 0.07$ $t_n = 0.2008 \text{ m}$ $t_n = \mathbf{20.08 \text{ cm}}$
TGC	
donde: t, espesor del soporte (m). F _c , factor de carga, tomado como 3. P _u , presión sobre el revestimiento (MPa). D, diámetro del túnel (m). f _c = 0.8 f' _c .	$t = (F_c P_c D) / (2 f_c)$ $t = ((3) (0.2842) (14) / (2) (20.4))$ $t = 0.0.1963 \text{ m}$ $t = \mathbf{19.63 \text{ cm}}$
Teoría del cilindro de pared delgada	
donde: σ_t , esfuerzo tangencial = f' _c concreto (MPa) t, espesor del soporte (m). W, presión sobre el revestimiento (MPa). D, diámetro del túnel (m).	$\sigma_t = (W D) / (2 t)$ $t = (0.2842) * (14) / (30.4) * 2$ $t = 0.06544 \text{ m}$ $t = \mathbf{6.54 \text{ cm}}$

Un resumen de los espesores obtenidos es presentado a continuación:

Método	Espesor de concreto lanzado (cm)
Tabla RSR (Wickham)	6.604
RQD (Deere)	> 15
RMR (Bieniawsky)	10 – 15
Q (Barton)	> 15
Rabcewicz	28.40
Protodjakonov	76.12
Fernandez -Delgado	37.51
Brinkhaus	152
Heber	11.41
Fórmula RSR (Wickham)	11.40
Austria	31.11
CFE (Comisión Federal de Electricidad)	20.08
TGC	19.63
Suecia	5.5
Alemania	10
Teoría del cilindro de pared delgada	6.54

Como se puede observar en la tabla, existe una variación muy amplia entre los valores de espesor de concreto lanzado, debido a que cada teoría tiene suposiciones y consideraciones distintas, además del uso final de la obra ya que algunas son utilizadas en el caso de tiros u obras mineras. La variación en cuanto a presión de soporte del concreto lanzado con los distintos espesores calculados es representada en el **Anexo 6** mediante el criterio de Hoek – Brown. Se observa que la presión de soporte relacionada directamente con el espesor de concreto lanzado propuesto presenta una variación de presiones de soporte desde 0.18 MPa hasta 0.44 MPa, también se aprecia que espesores obtenidos mediante métodos como el sistema Q, CFE, TGC, RMR y RQD presentan un comportamiento similar posiblemente por tener bases similares en cuanto a las expresiones que proponen. La existencia de una gran cantidad de modelos que tratan de la determinación del espesor que debe tener el soporte de concreto lanzado se debe a que este tipo de soporte es de gran importancia para la estabilización y seguridad de las obras subterráneas, ya que a través de los años la experiencia ha mostrado que presenta un mejor comportamiento y resistencia que otro tipo de elementos de soporte, aunque las razones del porqué no han sido totalmente comprendidas. Es por ello que su diseño se sigue basando parte en el seguimiento de casos similares o mediante la prueba y error, de acuerdo con los lineamientos o recomendaciones de algunos reglamentos de construcción. Debido a que no se ha podido explicar de manera clara el comportamiento de los soportes de concreto lanzado, su diseño estructural no figura a menudo en la literatura. De manera general se utilizan métodos empíricos, manuales de diseño y códigos o solo recomendaciones prácticas. Como ejemplo de la dispersión de resultados, se observa que la teoría del cilindro de pared delgada genera un valor de recubrimiento menor en comparación con otros sistemas. Se considera necesario explorar otros métodos de diseño estructural que ayuden a caracterizar el desempeño del concreto lanzado y que ayuden a optimizar y mejorar los métodos existentes.

Por lo anterior, el ingeniero debe tener la experiencia y criterio necesarios para seleccionar el denominado espesor de soporte así como el de llevar a cabo las modificaciones necesarias en caso de que las condiciones del macizo rocoso varíen en algún punto de la obra. Estas, como se mencionó anteriormente, tienen mayor influencia en los modelos mostrados mediante su inclusión en el cálculo de la carga de roca utilizando métodos de clasificación de roca. El cálculo del espesor de concreto lanzado mediante métodos analíticos o algunos sistemas específicos, proporciona valores relativamente grandes ya que éstos se generaron con base y para el uso en obras mineras, considerando técnicas y materiales de soporte específicos como madera y acero.

IV.4.- Diseño de marcos de concreto lanzado reforzado.

Debido a que este tipo de sistema de soporte es propuesto en la carta de clasificación Q, para el diseño de marcos de concreto lanzado solo serán tomados los valores obtenidos mediante este sistema de clasificación.

Valor de Q	Clasificación de roca	Carga de roca (MPa)
0.044	Extremadamente mala	0.2842

El primer diseño de estos elementos de soporte se hace ingresando en la tabla del sistema Q (Figura 3.2) obteniendo así las propuestas de elementos de soporte y las recomendaciones para cada uno de ellos según lo propone la actualización del sistema Q, siendo éstas:

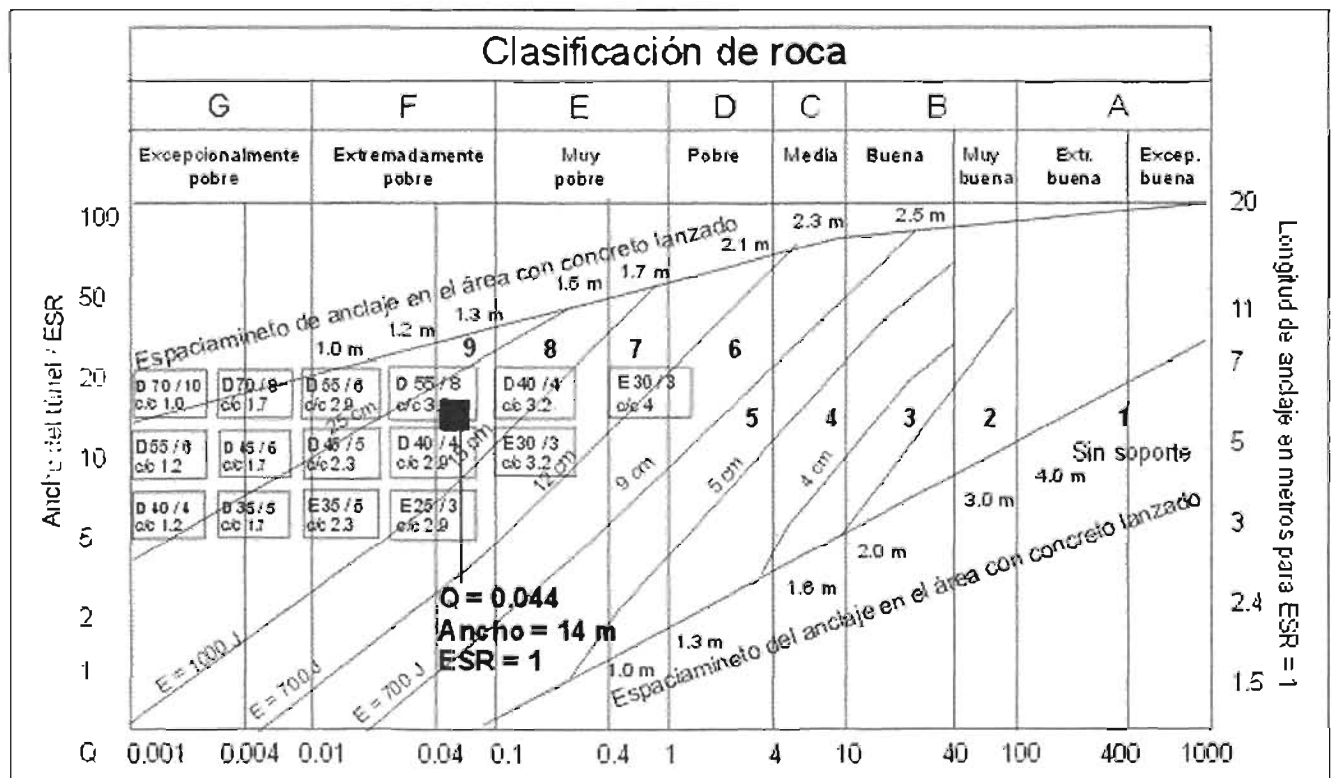


Figura 4.1.- Selección de elementos de soporte.

De la tabla de clasificación Q Barton obtenemos que los elementos de soporte para este caso corresponden a los elementos del grupo 8:

Q	
Concreto lanzado	> 15 cm
Anclas	4 m longitud, @ 1.6 m
Arcos de concreto lanzado reforzado	Costillas de 55 x 55 cm con 8 barras de acero de refuerzo de 16 mm de diámetro colocado en capa doble, la separación de costillas de 2.3 m.
Avance	0.570 m

Tabla 4.3.- Elementos de soporte propuestos por Barton.

Los elementos de soporte se muestran en la **Figura 4.2**, se debe señalar que debido a que el ancho de la excavación (14 m) se encuentra entre dos recomendaciones de soporte de marcos es tomado en consideración el correspondiente a un ancho de 20 m.

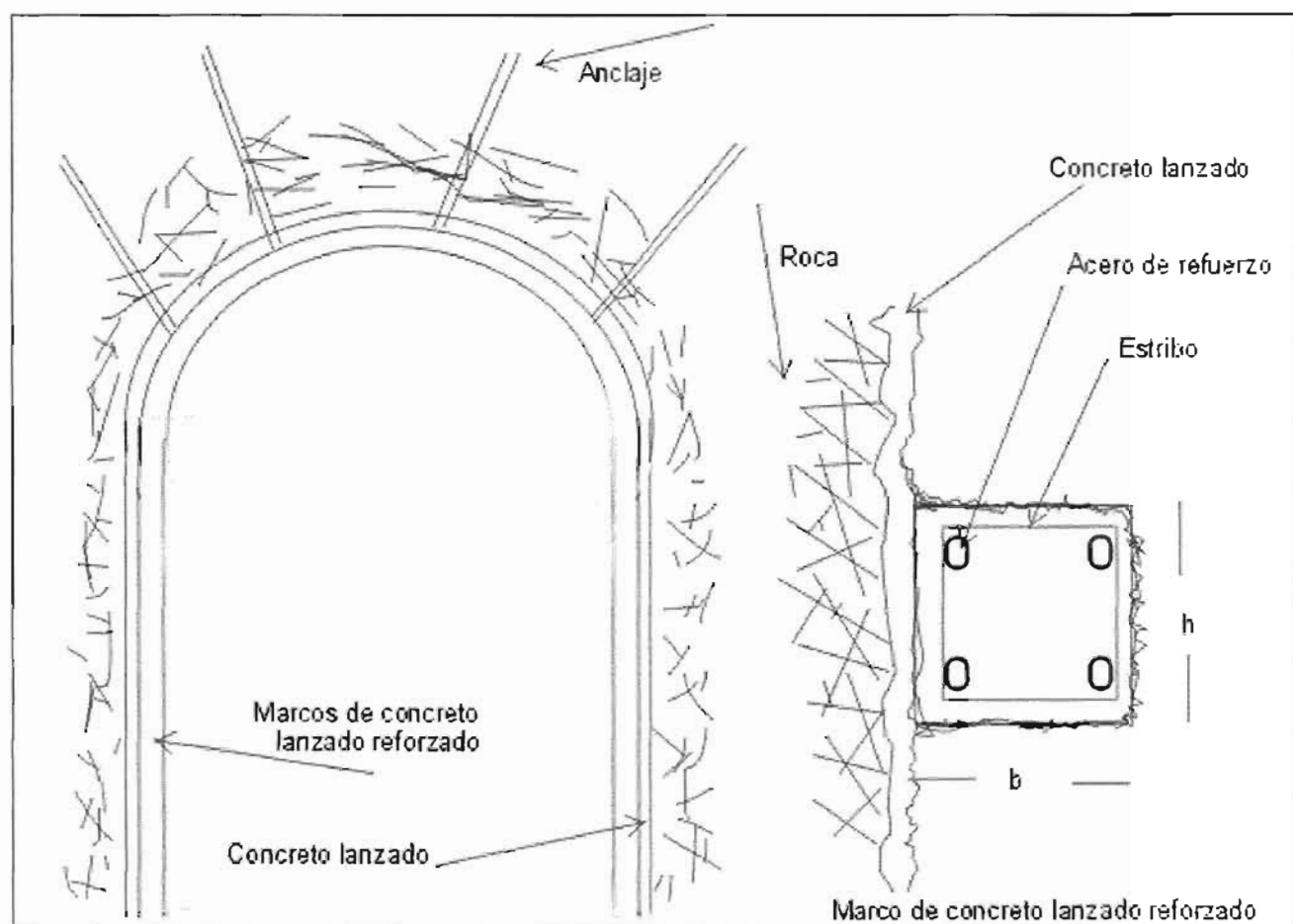


Figura 4.2.- Diagrama de elementos de soporte.

Mediante la propuesta de soporte obtenida de la carta Q, se realiza ahora el diseño estructural de los marcos de concreto lanzado, obteniendo primeramente la carga que debe soportar cada elemento, concreto lanzado, anclas y marcos de concreto lanzado; para ello se hace uso del criterio de Hoek – Brown descrito en el Capítulo III, considerando que la presión básica de soporte es de 0.2842 MPa se realizan los siguientes cálculos para el análisis soporte – estructura.

1. σ_c , resistencia a la compresión uniaxial de la roca inalterada obtenida de los datos mostrados en el Capítulo I del sondeo MI – 19.

$$\sigma_c = 150.724 \text{ MPa}$$

2. m y s , constantes del macizo rocoso inalterado, obtenidos de la **Tabla 12** de la **Referencia 23**.

$$m = 0.147$$

$$s = 0.00001$$

3. E , módulo de elasticidad del macizo rocoso inalterado, obtenido de la media de los resultados calculados por las expresiones de Pereira y Hoek, las cuales relacionan los valores de los sistemas de clasificación respectivos, para ello es necesario calcularlo debido a que los valores que se tienen corresponden directamente a datos de campo, macizo rocoso fracturado.

Pereira $E_m = [10 \{(\text{RMR} - 10) / (40)\}]$
expresión para macizos rocoso de calidad baja $10 < \text{RMR} < 50$.

Hoek $E_m = [(\sigma_{ci} / 100)^{(1/2)}] (10) \{[(\text{RMR} - 5) - 10] / 40\}$

donde:

σ_{ci} , resistencia a la compresión simple de pruebas de laboratorio.

$$E_m = 3407.348 \text{ MPa}$$

4. γ , relación de Poisson del macizo inalterado.

$$\gamma = 0.23$$

5. m_r y s_r , constantes del macizo rocoso fracturado.

$$m_r = 0.09$$

$$s_r = 0$$

6. γ_r , peso unitario del macizo rocoso fracturado. (sondeo MI – 19)

$$\gamma_r = 0.02305 \text{ MN} / \text{m}^3$$

7. P_o , magnitud del esfuerzo in situ, el cual se define como el peso volumétrico de roca por la altura de roca que se presenta sobre la excavación, en este caso la altura máxima presentada en la excavación es de 112m.

$$P_o = 2.581 \text{ MPa}$$

8. r_i , radio del túnel.

$$r_i = 7 \text{ m}$$

Los datos del soporte mediante anclas son obtenidos de la **Referencia 21**, además de la propuesta de soporte (**Tabla 3.2.1**), siendo un ancla de tipo ranurado y cuña con las siguientes características:

Característica	Valor
Diámetro del ancla	25 mm
Longitud del ancla	3.5 m
Tbf	0.207 MN
Q	0.032 m / MN
Sc = Si	1.2 m
Eb (módulo de deformación de la barra)	207 GPa

La curva de la **Figura 4.3** es nombrada línea de ademe obligado o línea de soporte requerido la cual define la evolución del comportamiento presión de soporte contra la deformación en la periferia del túnel desde la etapa previa a la excavación hasta la redistribución de esfuerzos por el efecto mismo de la excavación, se observa que antes de iniciar la obra, las condiciones de esfuerzo en el medio se localizan en un punto 0 lo que significa que la presión requerida de soporte es la presión geostática de esfuerzos, una vez realizada la excavación existe un decremento progresivo de las presiones de soporte debido a que se generan deformaciones radiales en la excavación, al inicio éstas presentan un comportamiento elástico que está representado por la línea recta, pero posteriormente alcanzan un comportamiento plástico debido a factores varios como las condiciones de la roca, las dimensiones de la excavación y la magnitud de los esfuerzos geostáticos.

Esta zona indica que a partir de este punto, el material que rodea la excavación desarrolla la máxima deformación posible, por lo que si no se alcanza el equilibrio (definido como la unión con el eje X) se requiere una presión de soporte, es decir existe una inestabilidad de la excavación que es el caso que se presenta en el techo de la misma, a mayor deformación se requiere de mayor presión de soporte y en caso que no se proporcione la misma se produce el colapso de la estructura, pero además de esto se debe verificar que la deformación en los demás elementos de la estructura no sobrepase un límite de deformación establecido por el uso final de la obra así como las características de la misma.

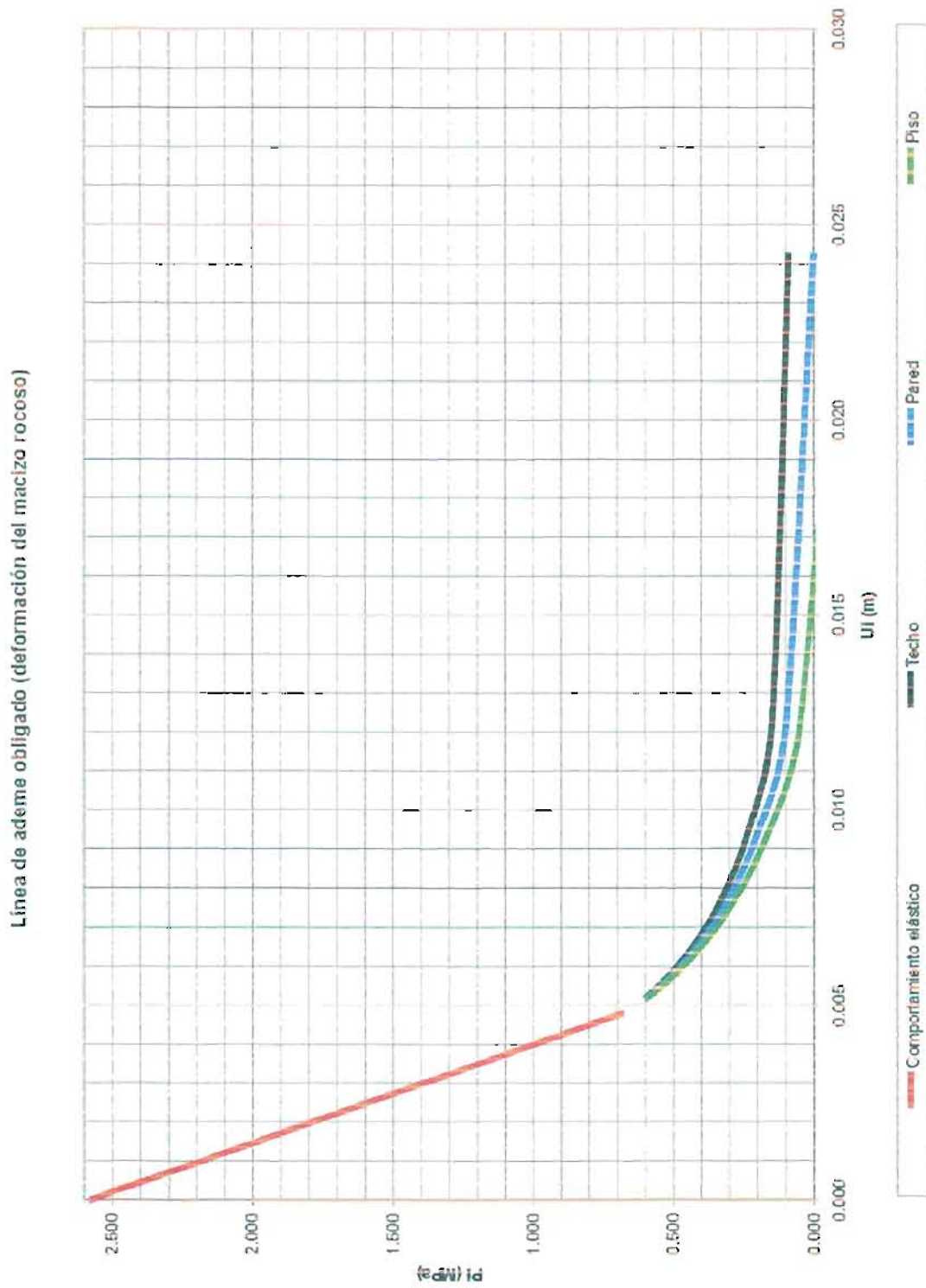


Figura 4.3.- Comportamiento del macizo rocoso

Comportamiento del concreto lanzado, anclaje y sistema combinado

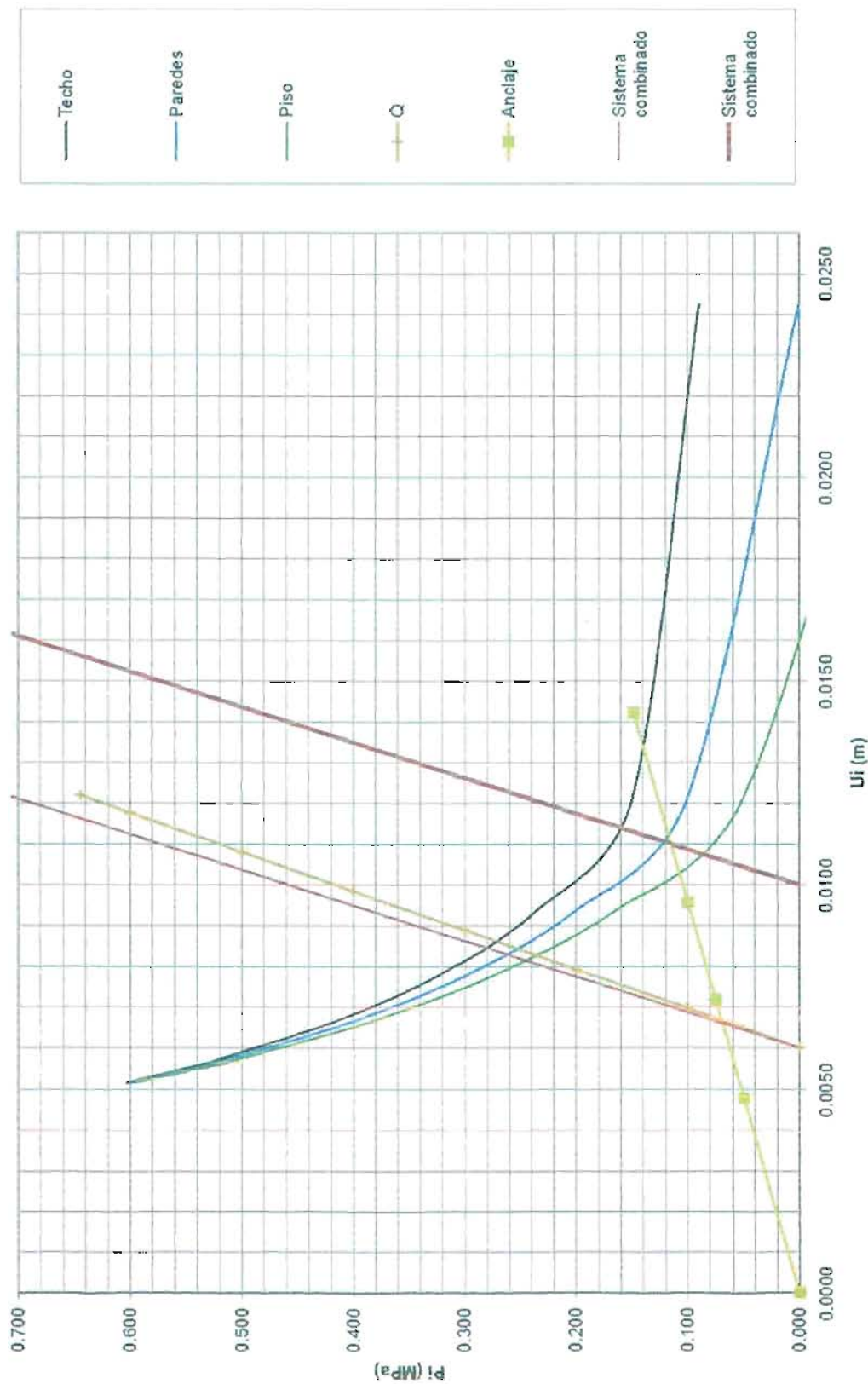


Figura 4.4.- Presión de soporte de los elementos propuestos por el sistema Q tras 6 y 10 mm de deformación inicial

El análisis final se lleva a cabo sobreponiendo las curvas características del macizo rocoso con las de cada ademe establecido, el punto de intersección entre las curvas características define la presión de soporte así como la deformación radial que se presenta en dicho instante, representando la presión que estabiliza el sistema medio revestimiento; para cálculos posteriores se hará uso de los datos que proporciona el sistema Q así como la presión de soporte obtenida de ellos. Para el cálculo de las presiones de soporte en el concreto lanzado se considera que éste es colocado una vez que se ha presentado una deformación inicial de 6 mm antes su colocación.

En la **Figura 4.4** se muestran las presiones de soporte obtenidas por el sistema de anclaje para el cual no se considera una deformación inicial del macizo rocoso previo a su colocación, así como el sistema de soporte combinado (concreto lanzado – anclaje) para el cual se considera una deformación inicial previa a su colocación de 6 mm.

El sistema combinado proporciona una presión de soporte de 0.28 MPa, la cual es considerada como la presión de soporte básica, ésta presenta una disminución en cuanto a su valor debido a la consideración de deformación tomada. Siguiendo las consideraciones del sistema Q debe ser restada de la carga de roca inicial lo que nos representa la carga que deberán tomar los marcos de concreto lanzado reforzado siendo ésta de 0.0042 MPa.

Se debe tener en cuenta que el método de Hoek – Brown utilizado para realizar el cálculo de las presiones tiene como criterio fundamental que se considera para una estructura completamente cilíndrica, es decir, en el caso de que se consideren recubrimientos de concreto lanzado, concreto convencional o marcos de acero, éstos tendrán una forma de anillo y generarán una distribuciones de presiones particular. Es por considerarse una sección circular cerrada que en la curva de comportamiento del macizo rocoso se presentan las deformaciones no solo en el techo, sino también en las paredes y el piso de la excavación.

Una vez obtenido el valor de soporte de un sistema combinado se lleva a cabo el diseño de los marcos de concreto lanzado reforzado mediante un análisis estructural clásico para lo cual se hacen las siguientes consideraciones:

- Para poder comparar con las especificaciones de separación entre marcos hechas por Barton, esta separación será tomada en cuenta en el cálculo como el área tributaria de cada elemento. (**Figura 4.5**)
- Se llevan a cabo dos análisis, el primero para carga uniformemente repartida alrededor de todo el marco y en el segundo se secciona el marco en 68 elementos rectos, fijos entre si, a los cuales la carga se aplica como carga concentrada al centro y de ella se obtiene las descomposiciones de fuerzas necesarias. (**Figura 4.6**)
- El marco se considera empotrado en sus extremos y no se hace ninguna simplificación mediante nodos o articulaciones.
- No se considera la interacción marco concreto lanzado o roca.
- Para el cálculo de los elementos mecánicos se hace uso de las soluciones simplificadas de la **Referencia 38**, y de ellas se hará la superposición de fuerzas debido a que se realizará para la corona y las paredes.

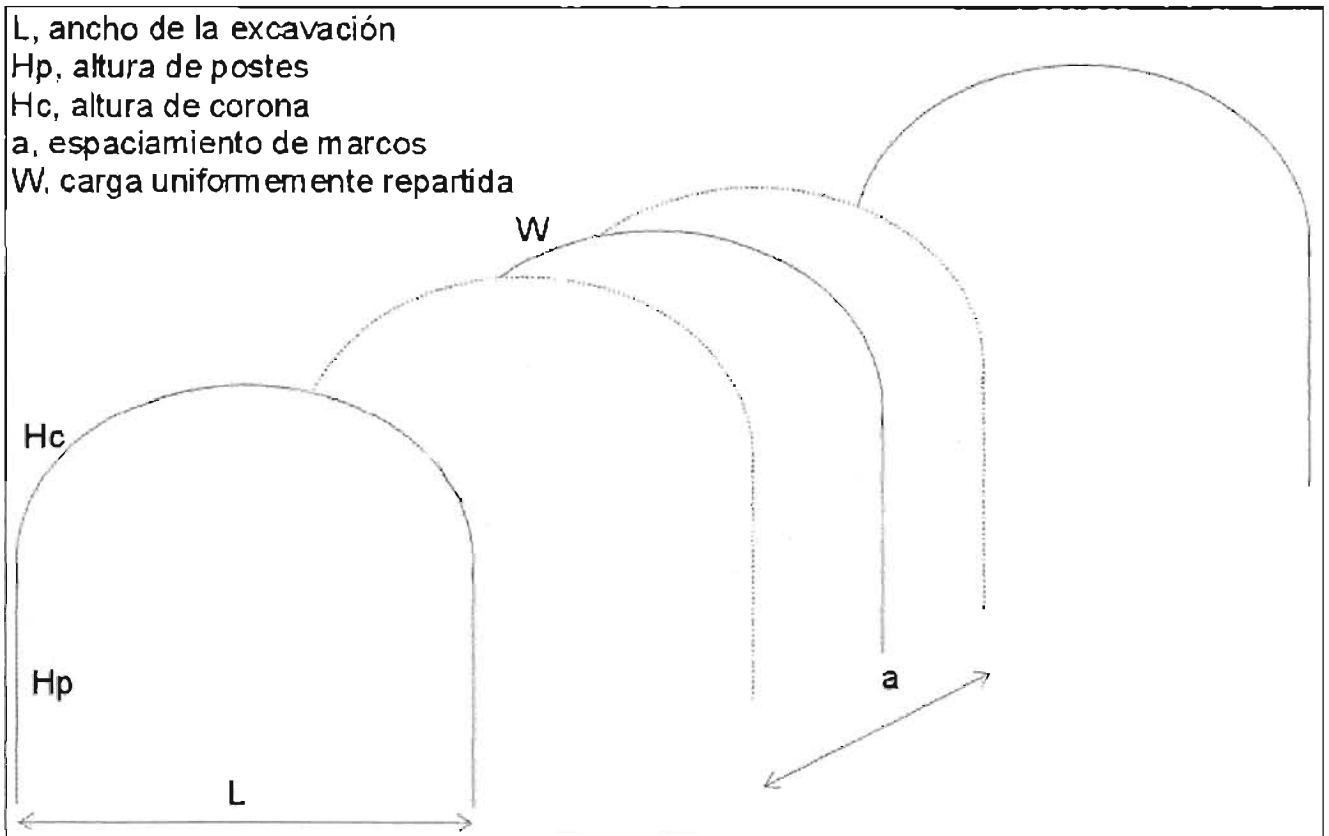


Figura 4.5.- Esquema de los marcos de concreto lanzado reforzado.

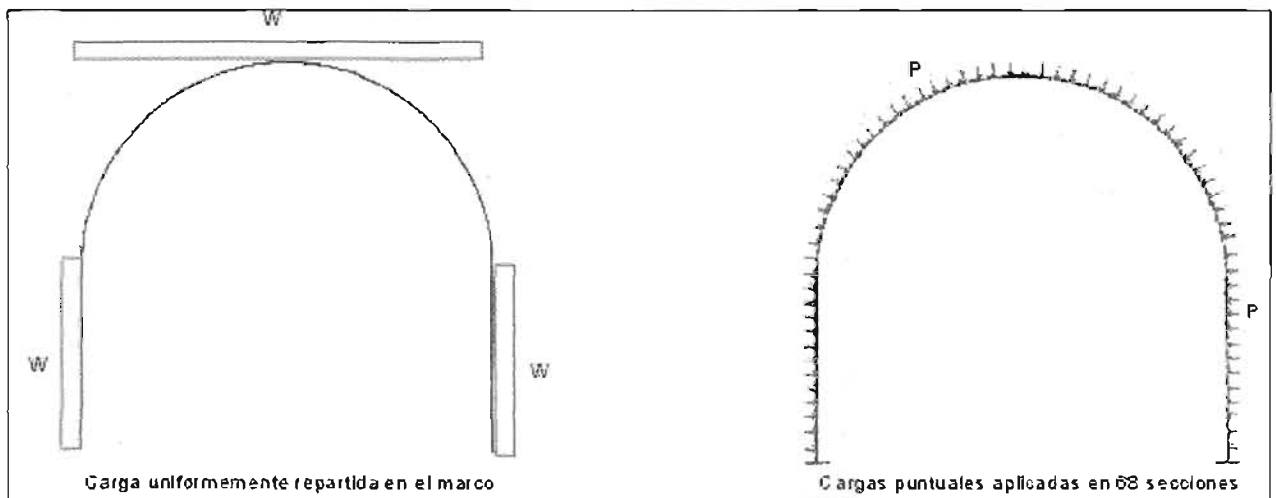


Figura 4.6.- Esquema de la aplicación de cargas.

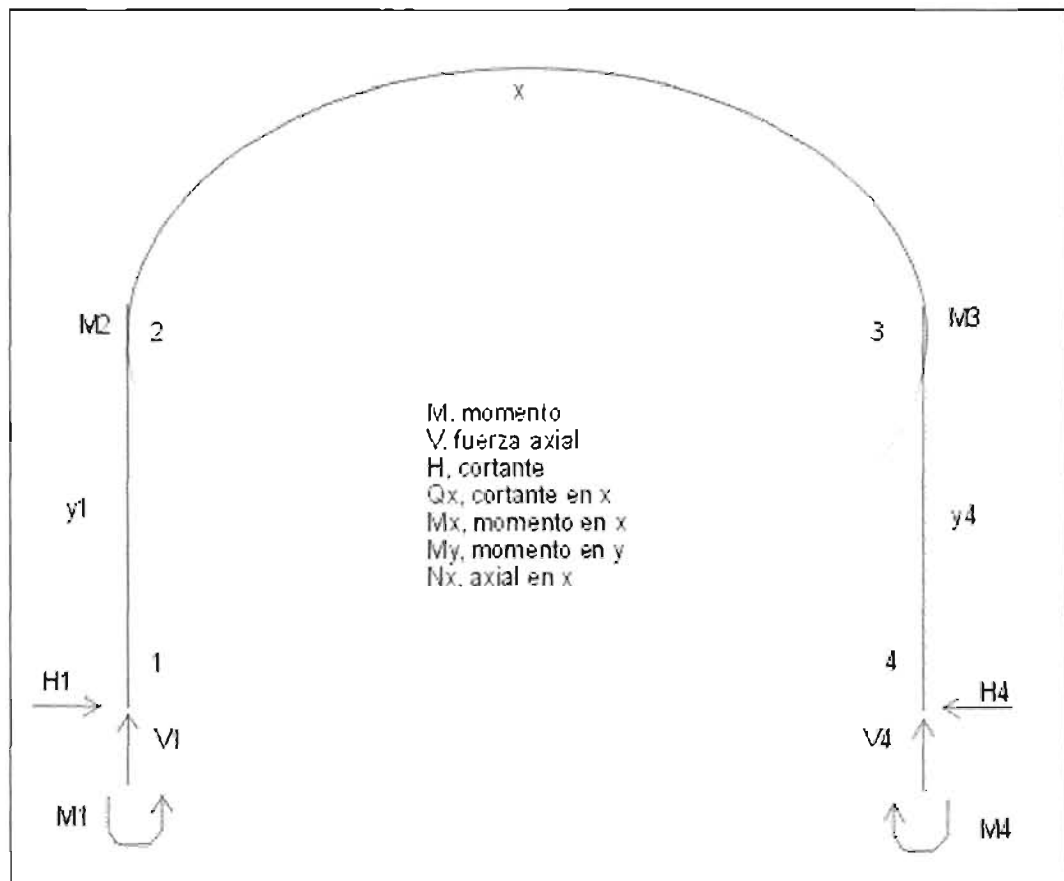


Figura 4.8.- Elementos mecánicos y nomenclatura.

Los valores obtenidos mediante cada caso (carga uniformemente repartida y cargas puntuales) son valores muy similares por lo que podemos considerar que los valores resultantes son correctos, en este caso se utilizarán los valores obtenidos mediante la discretización del marco.

Elementos mecánicos		
	Carga uniformemente repartida	Discretización
H1 (MN)	-0.1098	-0.1127
H2 (MN)	-0.1098	-0.1127
V1 (MN)	0.0797	0.0685
V4 (MN)	0.0797	0.0685
M1 (MN-m)	0.0381	-0.3097
M2 (MN-m)	0.2488	0.2429
M3 (MN-m)	0.2488	0.2429
M4 (MN-m)	0.0381	-0.3097
My1 (MN-m)	0.3007	0.2586
My2 (MN-m)	0.3007	0.2586
Mx max (MN-m)	0.2488	0.2638
Qx max (MN)	0.0236	0.1209
Nx max (MN)	0.0839	0.08034

Tabla 4.4.- Valores de elementos mecánicos.

A continuación se muestran los diagramas de momentos, cortantes y fuerzas axiales de cada análisis.

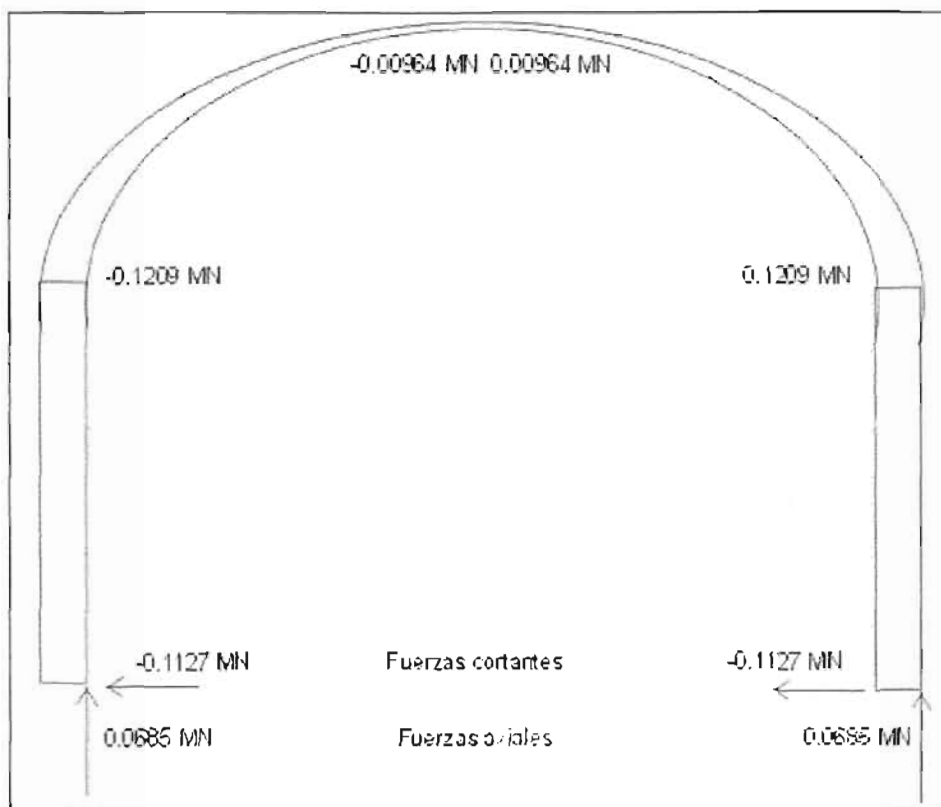


Figura 4.5.- Diagrama de fuerzas cortantes y axiales del modelo.

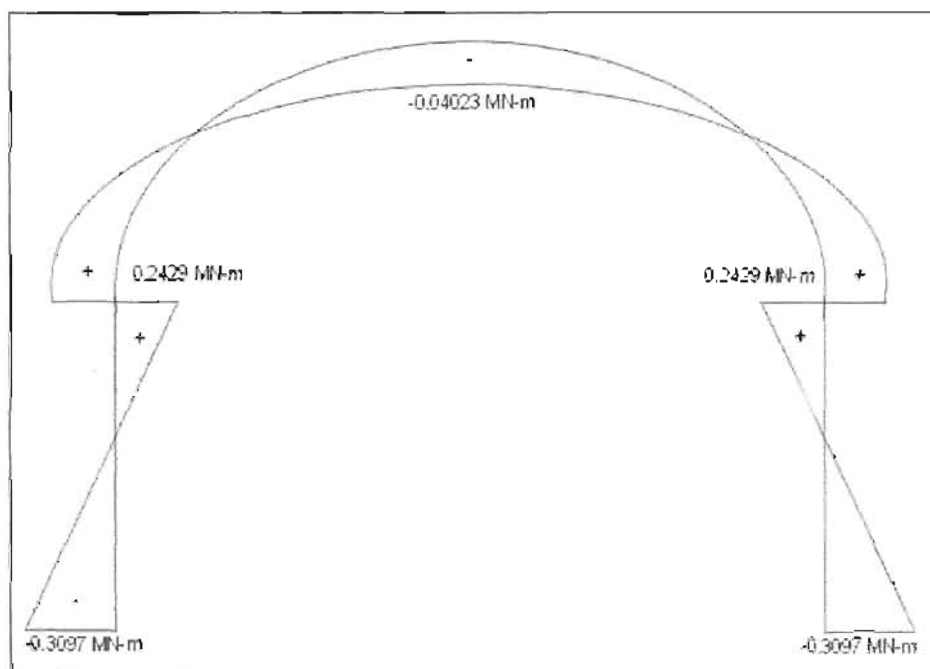


Figura 4.6.- Diagrama de momentos del modelo.

Se puede notar que se presentan fuerzas cortantes y normales por lo que se toma la decisión de llevar a cabo el diseño del marco a cortante y como un elemento sujeto a flexocompresión, en el cual se diseña para los valores máximos obtenidos del análisis.

El diseño estructural resultante de este marco, tomando como sección inicial la de 55 cm propuesta por Barton, consiste en un armado con 8 varillas del No. 5 en dos capas (diámetro de 1.6 cm), considerando una separación (áreas tributaria) de 2.3 m entre cada elemento; además el armado debe tener estribos separados a cada 7 cm los primeros 60 cm y posteriormente a cada 13 cm, éstos estribos se consideran del No. 3 (0.95 cm de diámetro), además se consideró un recubrimiento de 5 cm en cada cara. **(Figura 3.2.11)**

Como dato adicional, si se utilizara el soporte propuesto por Terzaghi o Deere, quienes tratan soportes de marcos de acero este sería una sección pesada del tipo 12 W 65 que corresponde a una viga W con 165 cm de ancho o según Wickham éstos marcos serían 6 H 20 lo que corresponde a una sección H de 50.8 cm de canto; se observa también que las secciones varían pero el espaciamiento entre ellas es mucho menor ambas se recomiendan a 80 cm aproximadamente; lo cual puede influir de manera directa en el tamaño de la sección, pero también observamos que si se tomará la separación de marcos como 2.3 m según lo sugiere Barton probablemente las dimensiones de las vigas serían mucho mayores, pero en este caso se encuentran restringidas por las secciones de acero disponibles.

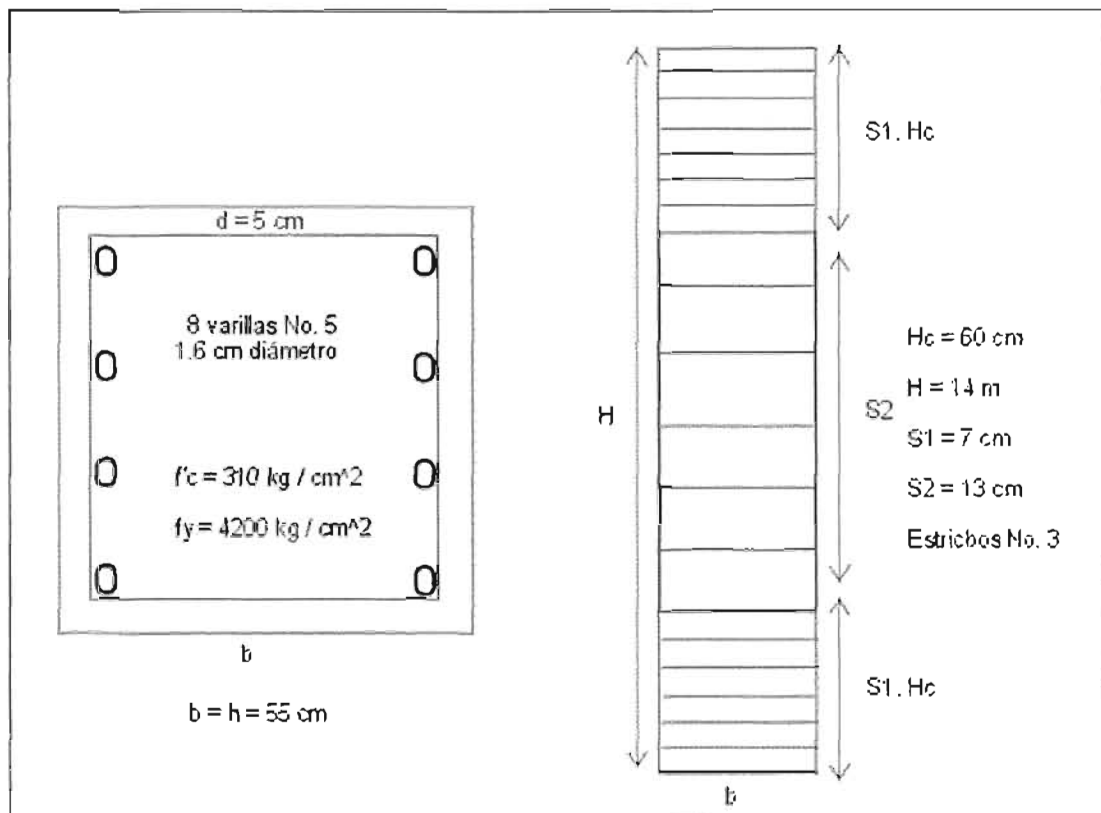


Figura 4.7.- Sección resultante mediante el diseño por flexocompresión y cortante.

El diseño estructural de los marcos de concreto lanzado reforzado es la misma que la propuesta por la carta Q, si se considera una deformación inicial de 6 mm anterior a la colocación del soporte combinado, pero se debe señalar que si modifica ésta deformación inicial los resultados son completamente distintos; teniendo como referencia la gráfica de comportamiento del soporte combinado mostrado en el Anexo A.7 y tomando en cuenta deformaciones previas a la colocación de dicho soporte de 7.5 mm y 10 mm respectivamente y realizando el análisis de elementos mecánicos así como el diseño estructural se muestra un cambio en la secciones como se indica en la **Tabla 3.2.3.**

Deformación inicial (mm)	Sección		
	7.5	10	
Presión tomada por el soporte combinado (MPa)	0.2400	0.1600	90 cm x 90 cm 40 varillas No. 12 (3.81 cm diám.) doble capa
Presión de soporte tomada por los marcos (MPa)	0.0442	0.1242	190 cm x 190 cm 32 varillas No. 12 (3.81 cm diám.) doble capa

Tabla 4.5.- Secciones de marcos en función de la deformación inicial previa a la instalación del soporte combinado.

Para este caso existe una diferencia notoria en cuanto las dimensiones y diseño de los marcos, llegando ser más del doble de la dimensión propuesta por Barton. Esto muestra que el diseño estructural se encuentra regido por las características y comportamiento del macizo rocoso, así como de los tiempos de instalación del soporte.

Si se coloca un soporte combinado tras una deformación mínima del macizo rocoso los marcos actúan, como se menciona en la referencia, como un auxiliar en la toma de carga mediante un esfuerzo residual así como ayuda del refuerzo que presentan los marcos contra las fuerzas cortantes originadas sobre todo en la corona y en algunos casos en las uniones de los postes y la corona; pero en caso de que el soporte se coloque tras una deformación mayor, los marcos deben tomar una carga mayor, casi la mitad de la carga original con lo que se puede decir es parte de un soporte principal que recíbelas cargas y las distribuye en la excavación, lo que origina momentos y cortantes muy grandes y por consiguiente secciones mucho mayores.

Tomando en cuenta lo anterior los marcos de concreto lanzado reforzado colocados una vez que se estabilizan las deformaciones en un tiempo corto mediante un soporte combinado son estructuras muy útiles que presentan ventajas tanto económicas como constructivas si se les compara con el tiempo que lleva el realizar revestimientos de concreto simple, el costo y tiempo que implica la colocación de secciones prefabricadas de concreto o secciones de acero las cuales deben ser llevadas a cabo mediante maquinaria especial, deben contar con espacios adecuados para su construcción y en su caso la obra puede depender de los tiempos de traslado de los materiales y secciones; en el caso estudiado en la **Referencia 21** se hace notar que un revestimiento de concreto simple es 50% más caro que la colocación de marcos de concreto lanzado reforzado.

Conclusiones

En el trabajo realizado se muestran los elementos de soporte de obras subterráneas propuestos por el sistema de clasificación Q: revestimiento de concreto lanzado y marcos de concreto lanzado reforzado, ambos aplicados a macizos rocosos de calidad muy mala a extremadamente mala. Mencionando que la determinación de los parámetros utilizados en dicho sistema son difíciles de determinar en cualquier macizo rocoso, así como cada uno de ellos de manera individual en todas las secciones que lo conforman.

Al tratar el diseño de estos elementos de soporte se observa que su diseño varía de acuerdo a las teorías y criterios establecidos por cada autor, se nota que el único factor característico entre ellos es la "carga de roca" cuyo cálculo o estimación también depende de los criterios dados por cada autor que puede encontrarse o no relacionado con características estructurales del soporte o con características del macizo rocoso, así como el destino final de la obra y sus dimensiones.

A lo anterior hay que agregar que en el caso de soportes de concreto lanzado éstos no solo dependen de la estimación de su espesor sino también de las condiciones y características de la mezcla de concreto utilizada y la adición de elementos como fibras, las cuales dependiendo de su calidad, forma y material ayudarán de cierta manera al comportamiento del elemento de soporte en el caso de que se presenten fuerzas de tensión; mientras que en el caso del diseño de marcos de concreto lanzado estos dependen en gran manera de las deformaciones elásticas que se presenten, de la mezcla de concreto lanzado que se ocupe así como del acomodo del refuerzo requerido.

El trabajo realizado muestra que el diseño de elementos de soportes en obras subterráneas como los son los recubrimiento de concreto lanzado así como los marcos de concreto lanzado reforzado es posible mediante el complemento de los métodos empíricos, elaborados a través de los años con base en observaciones en distintas obras, y los métodos analíticos.

Del análisis matemático se pueden derivar una gran cantidad de beneficios sobre todo en el entendimiento del comportamiento de las obras subterráneas, pero se debe reconocer que la precisión en la evaluación de las propiedades que controlan un diseño estructural es variable, debido a que los valores base del análisis pueden estar mal enfocados o ser erróneos debido a que son muy sensibles a los parámetros que gobiernan las características del macizo rocoso.

Como se muestra en el diseño de marcos de concreto lanzado los esfuerzos a soportar y las dimensiones de los mismos dependen directamente de la deformación y comportamiento del medio en el que se lleva a cabo la obra; además de que influyen otros parámetros como el proceso constructivo, el cual se incluye en el tiempo de colocación del elemento de soporte lo que implica una deformación del medio; muchas veces estas cuestiones son incompatibles con la precisión de un análisis matemático necesarios para la estimación de las cargas y el diseño de un elemento de soporte, dando como ejemplo que el diseño de los marcos de concreto lanzado reforzado depende de las deformaciones previas a la instalación del soporte y el análisis realizado por Barton toma en cuenta como un criterio para su diseño la deformación máxima que éstas pueden presentar de acuerdo a lo establecido por experiencias en obras subterráneas.

Es por ello que se concluye que el diseño práctico de soportes para obras subterráneas, en el caso de recubrimientos de concreto lanzado y marcos de concreto lanzado reforzado, depende de factores distintos a los estructurales cuya importancia es igual o mayor que la del comportamiento estructural del soporte, siendo éstos regidos por los efectos de la variación de parámetros significativos del macizo rocoso los cuales se modifican de manera considerable a lo largo de una obra subterránea en distintas secciones.

Tomando en cuenta que los sistemas de soporte en obras subterráneas son el elemento y etapa más importante de la obra se puede concluir que, en el caso del método empírico de Barton el cual fue utilizado para los análisis, las propuestas de soporte, dadas por su carta Q son muy útiles como guía práctica, pudiendo sustituir elementos de soporte utilizados anteriormente por nuevas propuestas que pueden ayudar en una mejor distribución de recursos, que finalmente se traducen en recursos económicos como el tiempo que puede llevarse la aplicación de análisis elaborados para el diseño de soportes que pueden ser cuestionables, hasta los materiales que muchas veces pueden no estar disponibles en el sitio de trabajo.

Se debe tener siempre presente que lo mostrado en los métodos empíricos son propuestas de soporte que, la mayor parte de las veces, no involucran dentro de sus cartas modelos de diseño o características de los materiales a utilizar y tomando en cuenta que los diseños de los elementos de soporte dependen en mayor medida de las condiciones del macizo rocoso, es necesario que antes y durante la realización de una obra subterránea se lleven a cabo análisis y estudios previos correctos de las condiciones del macizo rocoso elaboradas por personal que cuente con la experiencia, conocimientos y criterio necesarios para la toma de decisiones. Tampoco se debe olvidar que se debe llevar un control del desempeño de la misma a largo plazo mediante mediciones de campo que pueden además ayudar en gran manera a comprender un poco más de su comportamiento.

Anexo A.1

Tablas de clasificación de macizos rocosos propuesto por Bieniawski. (RMR)

A. Parámetros de clasificación y su puntaje.

Parámetro		Rango de valores							
1	Esfuerzo de la roca intacta mineral	Índice de esfuerzo máximo de carga (MPa)	> 10	4 - 10	2- 4	1 - 2	Para este valor tan bajo, se prefieren pruebas de compresión uniaxial		
		Esfuerzo a compresión uniaxial (MPa)	> 250	100 - 250	50 - 100	25 - 50	5 - 25	1 - 5	< 1
	Puntaje	15	12	7	4	2	1	0	
2	Índice de calidad de roca RQD (%)	90 -100	75 - 90	50 - 75	25 - 50	< 25			
	Puntaje	20	17	13	8	3			
3	Espaciamiento de discontinuidades	> 2 m	0.6 – 2 m	200 – 600 mm	60 – 200 mm	< 60 mm			
	Puntaje	20	15	10	8	5			
4	Condición de discontinuidades	Superficies muy rugosas No continuas No separadas, superficies No alteradas	Superficies ligeramente rugosas Separación < 1 mm Paredes alteradas	Superficies ligeramente rugosas Separación < 1 mm Paredes alteradas	Superficies lisas Aberturas < 5 mm de espesor ó Separadas 1 – 5 mm Continuas	Aberturas >5 mm de espesor ó Separación > 5 mm Continuas			
	Puntaje	30	25	20	10	0			
5	Agua subterránea	Flujo por 10 m de longitud de túnel (L /min)	ninguno	> 10	10 - 25	25 - 125	> 125		
		Relación = Presión del agua en discontinuidades / Esfuerzo principal mayor	0	< 0.1	0.1 – 0.2	0.2 – 0.5	> 0.5		
	Condiciones generales	Completamente seca	húmeda	Mojada	Con infiltraciones	Flujo de agua			
	Puntaje	15	10	7	4	0			

B. Ajuste del puntaje debido a la orientación de discontinuidades.

Dirección y profundidad de discontinuidades		Muy favorable	Favorable	Regular	Desfavorable	Muy desfavorable
Puntajes	Túneles y minas	0	-2	-5	-10	-12
	Cimentaciones	0	-2	-7	-15	-25
	Taludes	0	-5	-25	-50	-60

Tabla A.1.- Parámetros de clasificación RMR.

C. Clasificación del macizo rocoso determinado del puntaje total.

Puntaje	100 - 81	80 - 61-	60 - 41	40 -21	< 20
Clase	I	II	III	IV	V
Descripción	Muy buena	Buena	Media	Pobre	Muy pobre

D. Significado de la clasificación.

Calse	I	II	III	IV	V
Tiempo de estabilidad sin soporte	20 años para un ancho de 15 m	1 año para un ancho de 10 m	1 semana para un ancho de 5 m	10 horas para un ancho de 2.5 m	30 minutos para un ancho de 1 m
Cohesión del macizo rocoso (kPa)	> 400	300 - 400	200 - 300	100 - 200	< 100
Ángulo de fricción interna del macizo rocoso (°)	> 45	35 - 45	25 - 35	15 - 25	< 15

Tabla A.1.- Parámetros de clasificación RMR (continuación)

Anexo A.2, A.3 y A.4

Tablas de clasificación de macizos rocosos propuesto por Wickham. (RSR)

Tipo básico de roca					Estructura geológica			
	Dura	Media	Suave	Descompuesta	Masiva	Doblada o fracturada en mínimo grado	Doblada o fracturada en grado medio	Doblada o fracturada en máximo grado
Ignea	1	2	3	4				
Sedimentaria	1	2	3	4				
Metamórfica	2	3	4	4				
Tipo 1	Parámetro A				30	22	15	9
Tipo 2					27	20	13	8
Tipo 3					24	18	12	7
Tipo 4					19	15	10	6

Tabla A.2.- Valores del parámetro A. (RSR)

Parámetro B	Perpendicular al eje					Paralelo al eje		
	Dirección del túnel					Dirección del túnel		
	Ambas	A la profundidad		Contra la profundidad		Otra dirección		
	Profundidad de las discontinuidades predominantes					Profundidad de las discontinuidades predominantes		
Promedio del espaciamiento de discontinuidades	Plana	Profunda	Vertical	Profunda	vertical	Plana	Profunda	Vertical
Muy juntas < 2 in	9	11	13	10	12	9	9	7
Juntas 2 – 6 in	13	16	19	15	17	14	14	11
Moderadamente juntas 6 – 12 in	23	24	28	19	22	23	23	19
Roca en bloques (moderado) 1 – 2 ft	30	32	36	25	28	30	28	24
Bloques masivos 2 – 4 ft	36	38	40	33	35	36	24	28
Masiva > 4 ft	40	43	45	37	40	40	38	34

*Plana 0 – 20°, profunda, 20 – 50°, vertical 50 – 90°

Tabla A.3.- Valores del parámetro B. (RSR)

Parámetro C	Suma de parámetros A B					
	13 - 44			45 - 75		
Flujo anticipado de agua (gpm / 1000 ft)	Buena	Mediana	Pobre	Buena	Mediana	Pobre
Ninguno	22	18	12	25	22	18
Pequeño, < 200 gpm	19	15	9	23	19	14
Moderado, 200 – 1000 gpm	15	22	7	21	16	12
Excesivo, > 1000 gpm	10	8	6	18	14	10

*gpm, galones por minuto

* Buena: cementada, media: alterada, pobre: severamente alterada, alterada o abierta.

Tabla A.4.- Valores del parámetro C. (RSR)

Anexo A.5

Tabla de clasificación de macizos rocosos propuesta por Barton. (Q)

1. RQD (%)	
Notas: 1. Cuando se reporta un valor del RQD menor de 10, se asignará para el cálculo de Q el valor de 10. 2. Utilizar intervalos de RQD de 54 (10, 15, 20, 25, etc) producen una exactitud adecuada.	
2. Número de sistemas de discontinuidades (Jn)	
A. Masivo, sin o con pocas fisuras	0.5 – 1.0
B. Un sistema de fisuras	2
C. Un sistema de fisuras más una aleatoria	3
D. dos sistemas de fisuras	4
E. Dos sistemas de fisuras más un aleatoria	6
F. Tres sistemas de fisuras.	9
G. Tres sistemas de fisuras	12
H. Cuatro o más sistemas de fisuras.	15
J. Roca triturada, terregal	20
Notas: 1. Para cruces en túneles utilizar 3 Jn, 2. Para portales utilizar 2 Jn	
3. Número de rugosidades (Jr)	
a) Contacto en las paredes y contacto en las paredes antes de un cizalleo de 10cm.	
A. Fisura sin continuidad	4
B. Rugoso o irregular, ondulado	3
C. Suave, ondulado	2
D. Reliz de falla, ondulado	1.5
E. Rugoso o irregular, plano	1.5
F. Suave plano	1
G. Reliz de falla, plano	0.5
4. Grado de alteración de las discontinuidades	
a) Contacto en las paredes de la roca.	
A. Relleno solidificado impermeable e inalable	0.75
B. Paredes inalteradas y solo con manchas ($25^\circ < \phi_r < 35^\circ$)	1
C. Paredes ligeramente alteradas, con recubrimiento de minerales no susceptibles al reblandecimiento, partículas arenosas, roca triturada sin arcilla, etc. ($25^\circ < \phi_r < 30^\circ$)	2
D. Recubrimiento limoso o arenoso arcillosos, pequeñas cantidades de arcilla. ($20^\circ < \phi_r < 25^\circ$)	3
E. Minerales reblandecibles o arcillosos (caolín, mica, etc). También clorita, talco, yeso y pequeñas cantidades de arcilla expandible (capas discontinuas de espesores no mayores de 2mm). ($8^\circ < \phi_r < 16^\circ$)	4
b) Contacto entre paredes antes de un cizalleo de 10cm	
F. Partículas arenosas, roca desintegrada sin arcilla ($25^\circ < \phi_r < 30^\circ$)	4
G. Minerales fuertemente consolidados o arcillosos sin susceptibilidad al reblandecimiento. Continuo y de espesor menor de 5mm. ($16^\circ < \phi_r < 24^\circ$)	6
H. Rellenos de media a baja consolidación, suaves o arcillosos. Continuo y de espesor < 5 mm. ($12^\circ < \phi_r < 16^\circ$)	8
I. Relleno de arcilla expansiva. Continuo y de espesor < 5 mm, Ja dependerá del porcentaje de partículas expansivas, exceso de agua, etc. ($6^\circ < \phi_r < 12^\circ$)	8 – 12
c) Sin contacto entre paredes y después del cizalleo.	
J. Zona con arcilla	1
K. Zona con arena. Grava o roca triturada	1
Notas: 1. Añadir 1.0 si el espaciamiento del sistema principal de discontinuidades es mayor de 3m 2. Jr = 0.5 se puede utilizar para reliz de falla plano y que exista alineación favorable.	

Tabla A.5.- Matriz de valoración para el sistema Q.

5. Factor de reducción de esfuerzos (SFR)	
a) Zonas de debilidad que intercepten a la excavación y que puedan causar desprendimientos de masas de roca cuando el túnel se excava.	
A. Múltiples zonas de debilidad que contengan arcilla o roca químicamente desintegrada, roca circundante muy suelta. A cualquier profundidad.	10
B. Zona de debilidad aislada que contenga arcilla o roca químicamente desintegrada a profundidades de excavación menores de 50m	5
C. Zonas de debilidad aislada que contenga arcilla o roca químicamente desintegrada a profundidades de excavación mayores a 50m.	2.5
D. Múltiples zona de falla en roca competente (sin arcilla), roca circundante suelta a cualquier profundidad	7.5
E. Zonas de fallas aislada en roca competente (sin arcilla) a profundidades de excavación menores a 50m	5
F. Zonas de fallas aisladas en roca competente (sin arcilla) a profundidades de excavación mayores a 50 m	2.5
G. Discontinuidades abiertas, altamente fracturadas o con estructura de "terron de azúcar" a cualquier profundidad.	5
b) Roca competente problemas de esfuerzos en la roca	
H. Esfuerzos bajos y cerca de la superficie ($\sigma_c/\sigma_1 > 200$ y $\sigma_t/\sigma_1 > 13$)	2.5
I. Esfuerzos medios ($10 < \sigma_c/\sigma_1 < 200$ y $0.6 < \sigma_t/\sigma_1 < 13$)	1
J. Esfuerzos altos, estructura cerrada, generalmente favorable para la estabilidad, sin embargo en las paredes pueden haber problemas ($5 < \sigma_c/\sigma_1 < 10$ y $0.33 < \sigma_t/\sigma_1 < 66$)	0.5 – 2
K. Desprendimientos moderados de rocas (roca masiva) ($2.5 < \sigma_c/\sigma_1 < 5$ y $0.16 < \sigma_t/\sigma_1 < 33$)	5 – 10
L. Desprendimientos intensos de roca (roca masiva) ($2.5 < \sigma_c/\sigma_1$ y $0.16 < \sigma_t/\sigma_1$)	10 – 20
c) Rocas sujetas a un proceso de flujo plástico por niveles altos de esfuerzo (squeezing rock)	
M. Presión moderada de flujo de roca	5 – 10
N. Presión alta de flujo de roca	10 – 20
d) Rocas expansivas, actividad química expansiva dependiendo de la presencia de agua	
O. Presión expansiva moderada	5 – 10
P. Presión expansiva alta	10 – 20
Notas:	
1. Reducir los valores de SRF al 25% - 50% si las zonas de falla son cercanas al túnel sin intersecarlo	
2. Para alta anisotropía de esfuerzos de campo cuando ($5 < \sigma_1/\sigma_3 < 10$, reducir σ_c y σ_t al 80% de su valor, y si $\sigma_1/\sigma_3 > 10$ reducir al 60%)	
Existen pocos casos reportados en donde la dimensión del techo del túnel es menor que su ancho, si se presenta este caso se sigue que el valor de SFR se incremente de 2.5 a 5.	
6. Factor de reducción por agua en las discontinuidades (Jw)	
A. Excavación seca o con poco flujo de agua localmente por ejemplo 5 lts / min ($u < 1 \text{ kg/cm}^2$)	1.0
B. Infiltración mediana o flujo ocasional en las juntas o discontinuidades con presión tal que se lava el relleno de dichas juntas ($1 < u < 2.5 \text{ kg/cm}^2$)	0.66
C. Infiltraciones grandes a alta presión de agua en roca competente y fisuras sin relleno ($2.5 < u < 10 \text{ kg/cm}^2$)	0.5
D. Infiltraciones grandes o alta presión de agua en roca competente y lavado considerable del relleno de las fisuras ($2.5 < u < 10 \text{ kg/cm}^2$)	0.33
E. Infiltración y presiones excepcionalmente altas en las voladuras, las cuales disminuyen con el tiempo ($10 \text{ kg/cm}^2 < u$)	0.2 – 0.1
F. Infiltración y presiones excepcionalmente altas en todo momento ($1 \text{ kg/cm}^2 < u$)	0.1 – 0.05
Notas:	
1. Los factores C a F son estimaciones crudas, incrementar Jw si se instalan drenes.	
Los problemas causados por la presencia de hielo no se toman en consideración	

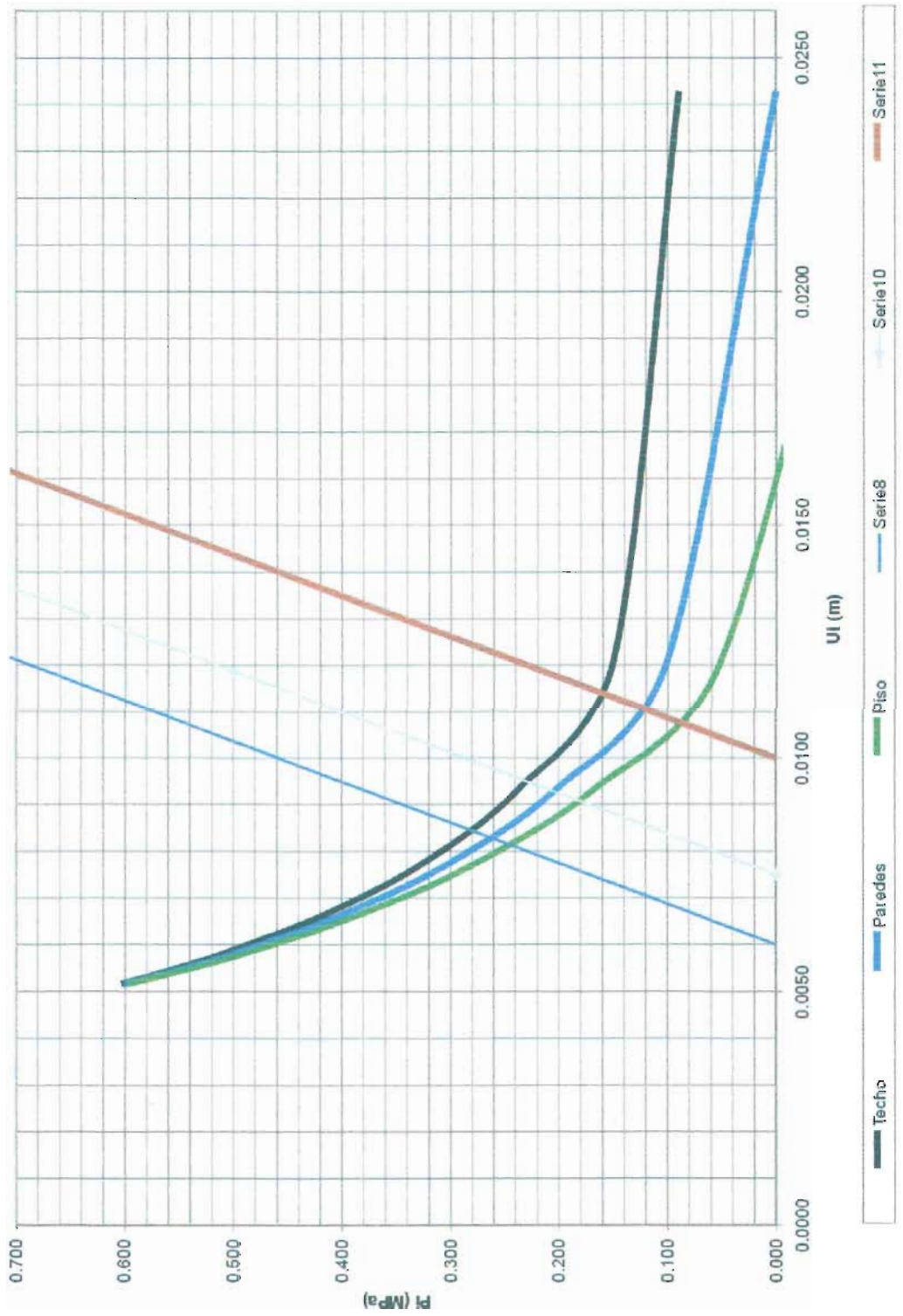
Tabla A.5.(continuación) Matriz de valoración para el sistema Q.

Notas complementarias:	
Al estimar la calidad de roca (Q) se seguirá lo indicado a continuación:	
1.	Cuando no se dispongan de núcleos de perforación, se podrá estimar el RQD por la cantidad de fisuras por unidad de volumen, en la que la cantidad de discontinuidades por metro de cada sistema de discontinuidades se suman. Una simple relación podrá usarse para convertir esta cantidad en RQD para una roca sin arcilla: $RQD = 1115 - 3.3 J_v$ (aprox) donde J_v es la cantidad total de fisuras por metro cúbico
2.	El parámetro J_n que representa la cantidad de sistemas de fisuras estará afectado muchas veces por foliación, esquistosidad, estratificación, etc. Cuando sean evidentes estos sistemas de discontinuidad deberán considerarse como familias y en caso contrario serán tratadas como un sistema aislado en la evaluación de J_n .
3.	Los parámetros J_r y J_a deben referirse al sistema de fisuras o a la discontinuidad con relleno de arcilla más débiles de la zona que se examinan. Sin embargo, cuando un sistema de fisuras con la valuación mínima (J_r / J_a) tiene una orientación favorable para la estabilidad, otro sistema con una orientación menos favorable puede ser el más sobresaliente, y su valor más grande de (J_r / J_a) se usará al evaluar Q. De hecho, el valor de (J_r / J_a) relaciona a la superficie en forma tan comprometedora que puede llevar a un novato al fracaso.
4.	Cuando un macizo contiene arcilla, se aplicará el SRF para roca que se puede soltar, en estos casos la resistencia de la roca inalterada es de poco interés. Sin embargo, cuando las fisuras son pocas y sin arcilloa, la resistencia de la roca inalterada puede ser el eslabón más débil y la inestabilidad dependerá de la relación esfuerzo-roca / resistencia-roca.
Símbolos: Φ_r , ángulo de fricción interna residual. σ_c , resistencia a la compresión uniaxial de un núcleo de roca. σ_t , resistencia al tensión de un núcleo de roca en prueba de punta. σ_1, σ_3 , esfuerzos principales mayor y menor respectivamente. u , presión de agua en el macizo rocoso.	

Tabla A.5.(continuación) Matriz de valoración para el sistema Q.

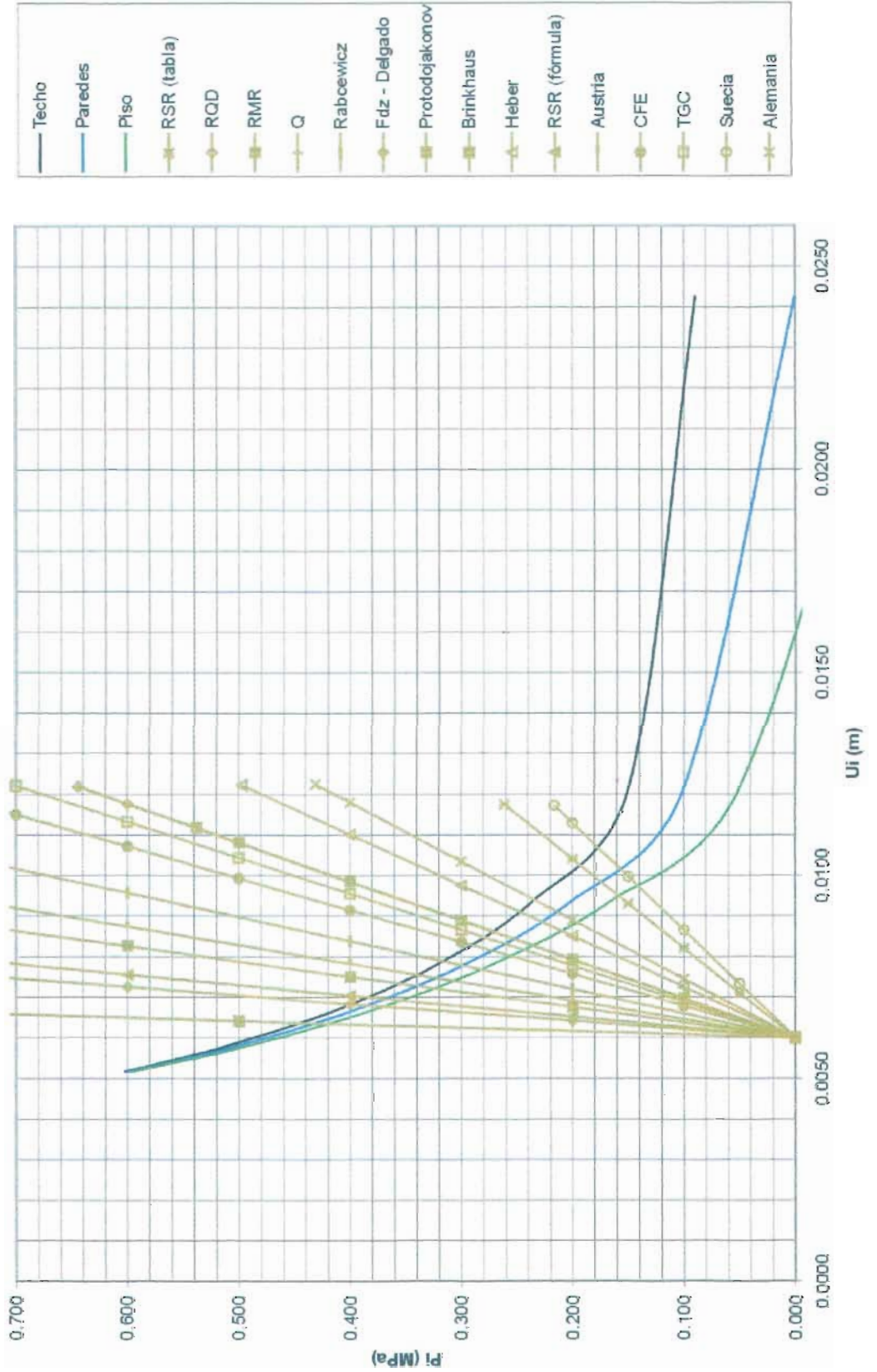
Anexo 6

Presión de soporte tomada por el sistema combinado (concreto lanzado y anclaje)



Anexo 6

Comparación de presiones de soporte dadas por distintos espesores de concreto lanzado



Bibliografía.

1. Aulol F., 1979, Design of Shaft Linings, Proceedings Institute of Civil Engineering, Part 2, No. 67, London.
2. Barton N., Lien R., Lunde J., 1974, Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support, Rock Mechanics Vol. 6, NO. 4, p.p. 189 – 236.
3. Barton, Grimstad, Design and Methods of Rock Support, Norwegian Geotechnical Institute.
4. Bickel John, Kuesel Thomas, King Elwyn, 1996, Tunneling Engineering Handbook 2nd Edition, Chapman And Hill.
5. Bieniawski Z. T., 1973, *Engineering Classification of Jointed Rock Masses*, Transactions of the South African Institution of Civil Engineers Vol. 115, p.p. 335 – 344.
6. Bieniawski Z. T., 1979, The Geomechanics Classification in Rock engineering Applications 4th International Congress of Rock Mechanics, Montreux, Switzerland, Balkema, Rotterdam Vol. 2, p.p. 41 – 48.
7. Birön C, Aroglu E, 1982, Diseño de Ademes en Minas, Editorial Limusa.
8. Castellanos P., Díaz R., Vázquez H., 1995, Tesis IPN, E.S:I:A. "Deformabilidad del Macizo Rocoso en el P.H El Cajón Nay."
9. Comisión Federal de Electricidad, 1979, Manual de Diseño de Obras Civiles, Geotecnia, B.3.2, México.
10. CFE, 2002, P.H. El Cajón, Información geológica, geofísica y geotécnica.
11. CFE, 2002 Informe de correlación litológica, permeabilidad y RQD entre barrenos de recuperación del núcleo de la boquilla del P. H. El Cajón, Nay.
12. Deere D. U, 1964, Technical Description of Rock Cores for Engineering Purposes, Rock Mechanics and Engineering Geology Vol. 1 No. 1,p.p. 17 – 22.
13. Deere D. U., and Miller R. P., 1966, Engineering Classification and Index Properties for Intact Rock. Technical Report No. AFNL – TR 65 –116, Air Force Weapons Laboratory, New Mexico.

14. Deere D. U., Peck R.S., Parker K. W., Marsees S. F and Schmidt B., 1970, Design of Tunnel Support Systems Highway Research Record No. 339, p.p. 26 – 33.
15. Department of Minerals and Energy Western Australia, 1994, The “Q” System Geotechnical Design Method.
16. Design with Fiber Reinforced Concrete, SCM, 10 (53), ACI.
17. Fernández – Delgado G, Mahar and Corcling E. J., 1979, Linings in Loosening Rock, Proceedings Conference Rapid Excavation and Tunneling, Atlanta GA, p.p. 790 – 813, AIME New York.
18. Fjorou S. A., 1954, Kaugrubengau, Vel Verlag Technik, Berlin.
19. González de Vallejo, 2002, Ingeniería Geológica, Prentice Hall.
20. González Cuevas, 1974, Aspectos fundamentales del concreto reforzado, Editorial Limusa.
21. Grimstad, Kankes, Bhasin, Magnussen and Kayna, 2002, “Modern use of Wet Mix Sprayed Concrete for Underground Support” Forth International Symposium on Sprayed Concrete, Davos, Swizerland.
22. Heuer R. E., 1974, Selection / Design of Shotcrete for Temporary Support, Use of Shotcrete for Underground Structural Support, ACI – ASCE, p.p. 160 – 174.
23. Hoek E, Brown T, 1980, Excavaciones Subterráneas en Roca, Mc Graw Hill.
24. Hudson J, Comprehensive Rock engineering, Principles, Practices and Projects, Vol. 4 Excavation Support and Monitoring, Pergamon.
25. Klapperich H, Pötter R, Millecq, 1995, Shotcrete for Underground Support VII, Proceedings of Engineering Foundation Conferences, Telfs Austria, ACI.
26. Landanyi B., 1974, Use of the long – term Strength Concept in the Determination of Ground Pressure on Tunneling Linings, Proceedings 3rd Congress of the International Society of Rock Mechanics, Denver, Vol. 28, p.p. 1150 – 1156.
27. Parker, Ambrose, Diseño Simplificado de Concreto Lanzado, Editorial Limusa.
28. Popov E., 1972, Introduction to Mechanics of Solids, Prentice Hall, Englewood Cliffs No. 2.
29. Rabcewicz Von L, 1965, The Neue Österreichische Tunnelbauweise, Bauingenieur.
30. Shah, Fiber Reinforced Concrete Properties and Applications, SP 105, ACI.

31. Shotcrete for Underground Structural Support, Proceedings of the Engineering Foundation, July 1973, Conference Berwick Academy, South Berwick And Maine, ACI, Publication. SP – 45.
32. Sinha R.S, 1991, Underground Structures Design and Construction (5 –A, 59-B), ELSEVIER.
33. Szechy Karoly, 1973, The Art of Tunneling, Akademiakiado – Budapest.
34. Tamez G., E. Rangel N., Holguín, 1997, Diseño Geotécnico de Túneles, TGC Geotécnia.
35. Taylor, Thompson and Smuloski, 1955, Concrete Plain and Reinforced, John Wiley and Sons Inc. New York.
36. Terzaghi K., 1946, Rock effects and Loads on Tunnel Support., Rock Tunneling with Steel Supports p.p 15 – 99, R. V. Proctor and F. White, Commercial Shearing and Stamping Co., Tangstaur.
37. TGC Geotecnia S.A., 1990, Diseño Geotécnico de los Túneles Gemelos de Vista Hermosa, Informe Interno TGC 930, México.
38. Valerian Leontovich, 1996, Pórticos y Arcos, Soluciones Condensadas para el Análisis Estructural, Editorial Continental S.A.
39. Wickha G. E., Tiedmann K. R. and Skinner E. K., 1974, Ground Support Prediction Model RSR Concept. Proc. 1st Rapid Excavation and Tunneling Conference. Am. Inst. Min. Eng. New York. P.p. 691 – 707.
40. Windsor, Structural Design of Shotcrete Linings, Rock Technology, Pert Australia.
41. Zahory G and Unrug K., 1972, Reinforced Concrete as a Shaft Lining, Proc Proceedings Eighth Canadian Rock Mech. Symposium. Toronto.