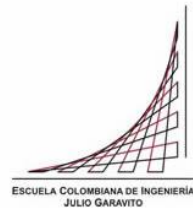


Maestría en Ingeniería Civil

Cartilla de análisis de arcos metálicos en túneles y ábacos de diseño

Nicolás Andrés Castaño Miranda

Bogotá, D.C, 6 de abril de 2015



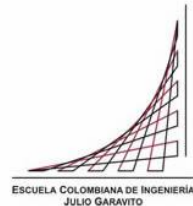
**Cartilla de análisis de arcos metálicos en túneles y ábacos
de diseño**

**Trabajo de grado para optar por el
Título de magíster en ingeniería civil,
Con énfasis en geotecnia**

Ing. José Vicente Amórtegui

Director

Bogotá, D.C, 6 de abril de 2015



Nota de aceptación:

Jurado

Jurado

Director del trabajo de grado

Bogotá D.C., 6 de abril de 2015

DEDICATORIA

A mi madre Yolanda Miranda, que siempre estuvo presente a lo largo de la obtención de este logro; y que seguramente lo estará en mis logros futuros.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo se desarrolló gracias a la colaboración del ingeniero José Vicente Amórtégui Gil, director del trabajo de grado, y al ingeniero Ramiro Gutiérrez quienes me han apoyado y asesorado en el análisis de arcos metálicos en túneles y ábacos de diseño.

De igual forma agradezco a Dios, a mi madre Yolanda Miranda, a mi hermana Diana Miranda, a mi sobrino Sergio Miranda, a mis amigos y compañeros que me apoyaron y ayudaron para culminar este proyecto.

TABLA DE CONTENIDO

DEDICATORIA.....	4
AGRADECIMIENTOS	5
GLOSARIO.....	13
RESUMEN	14
1. INTRODUCCION.....	15
1.1 TITULO.....	15
1.2 FORMULACION DEL PROBLEMA	15
1.3 IMPORTANCIA.....	15
1.4 DIAGNOSTICO GENERAL DEL PROBLEMA.....	16
1.5 OBJETIVOS	17
1.5.1 Objetivo general.....	17
1.5.2 Objetivos específicos.....	17
2. MARCO TEÓRICO.....	18
2.1 CARÁCTERÍSTICAS DEL TERRENO	18
2.1.1 PARÁMETROS DE LA ROCA INTACTA.....	18
2.1.1.1 Resistencia uniaxial de la roca intacta.....	18
2.1.1.2 Metodología de Deer y Miller para estimar el módulo de elasticidad de la roca intacta	20
2.2 CLASIFICACIONES GEOMECÁNICAS.....	23
2.2.1.1 Terzaghi (1946).....	23
2.2.1.2 Lauffer	27
2.2.1.3 Deere et al (1967)	28
2.2.1.4 Wickhman, Tiedeman y Skinner (1973).....	30
2.2.1.5 Bieniawski (1973-1989).....	35
2.2.1.6 Barton, Lien y Lunde (1974).....	40
2.2.1.7 González de Vallejo	48
2.2.1.8 Hoek (1995).....	53
<i>Factor de Disturbancia y Constantes (s y a).....</i>	55
Resistencia Uniaxial y Constante Hoek del Macizo Rocoso	57
Módulo de Deformación del Macizo Rocoso.....	57
2.3 CRITERIOS DE FALLA DE MACIZOS ROCOSOS	58

2.3.1	Criterio de Falla de Hoek Brown	58
2.3.2	Criterio de Von Mises	59
2.3.3	Criterio de Hoek Brown.....	59
2.3.4	Criterio de falla de Griffith-Cooker (Microfisuras).....	61
2.3.5	Criterio de falla de Tresca.....	61
2.3.6	Criterio de Drucker-Prager.....	61
2.4	DISEÑO DEL SOPORTE TEMPORAL	62
2.4.1	TIPOS DE ELEMENTOS DE SOPORTE.	63
2.4.1.1	Concreto lanzado	63
2.4.1.2	Pernos.....	64
2.4.1.3	Arcos metálicos	65
2.4.2	INTERACCIÓN DE LOS TIPOS DE SOPORTE Y DEL TERRENO..	67
2.4.3	DISEÑO DE ARCOS METÁLICOS.....	72
2.4.3.1	Metodología de diseño de Proctor & White	72
2.4.3.2	Metodología de diseño Biron et al	73
2.4.3.3	Metodología de Hoek y Brown	75
2.4.3.4	Metodología de arcos cedentes	76
2.4.3.5	Lattice Girders	78
2.4.3.1	NATM	79
2.5	CONSIDERACIONES DE DISEÑO	80
2.5.1	Geometría.....	81
2.5.1	Cargas ocasionadas por el macizo.....	83
2.5.1	Apoyos.....	90
	1. <i>Empotramiento</i>	90
	2. <i>Confinamiento</i>	90
2.5.2	TIPOS DE SECCIONES Y MATERIALES.....	94
	<i>Secciones de acero</i>	95
	<i>Secciones Lattice Girders, columna de Celosía o Cerchas Reticuladas</i>	101
3.	CASOS PRÁCTICOS EXISTENTES.....	104
4.	PROCESO DE CREACIÓN DE LOS ÁBACOS.....	104
4.1	EMPLEO DE LOS RESULTADOS PARA LA CREACIÓN DE LOS ÁBACOS	

4.2	MÉTODO DE REVISIÓN DE LAS MODELACIONES	110
4.3	ÁBACOS Y GUÍA DE EMPLO	113
4.3.1	ÁBACOS EN FIGURAS.....	113
5.3.1.1	EJEMPLO DE USO DE LOS ÁBACOS	132
4.3.2	ÁBACOS DIGITALES.....	134
4.4	EJEMPLO COMPARATIVO ENTRE LA METODOLOGÍA DE BIRON ET. . AL Y LOS ÁBACOS DE DISEÑO DE ARCO METÁLICOS EN TÚNELES.	150
5.	CONCLUSIONES.....	153
6.	BIBLIOGRAFIA.....	155

LISTA DE TABLAS

Tabla 1	Estimativos de Compresión inconfiada de Roca intacta	19
Tabla 2	Carga de roca de Terzaghi.....	26
Tabla 3	Valores de RQD y su calidad correspondiente	28
Tabla 4	Relación entre el RQD, Método de excavación y Sistemas de soporte alternativos.....	29
Tabla 5	Parámetro A, RSR.....	31
Tabla 6	Parámetro B, RSR.....	31
Tabla 7	Parámetro C, RSR.	31
Tabla 8	Carga de soporte según RSR	32
Tabla 9	Parámetros de clasificación y puntaje de RMR	36
Tabla 10	Ajuste por Orientación y descripción de RMR	37
Tabla 11	Discontinuidades y efecto de la orientación RMR	38
Tabla 12	Determinación de Q (RQD)	41
Tabla 13	Determinación de Q (Jn)	41
Tabla 14	Determinación de Q (Jr)	42
Tabla 15	Determinación de Q (Ja)	43
Tabla 16	Determinación de Q (Jw).....	44
Tabla 17	Determinación de Q (SRF).....	45
Tabla 18	Determinación de ESR para diámetro equivalente	46
Tabla 19	Clasificación geo-mecánica SRC.....	49
Tabla 20	Factores de corrección por datos de afloramientos. Clasificación SRC.....	50
Tabla 21	Factores de corrección por efectos constructivos. Clasificación SRC.....	51
Tabla 22	Sostenimientos a partir del índice RMR.....	52
Tabla 23	Índice de resistencia geológica – GSI según Hoek & Brown.....	54
Tabla 24	Guía para la estimación del factor de disturbancia D.	56
Tabla 25	Valores de f (Φ).....	77
Tabla 26	Clasificación del potencial de squeezing en túneles.....	87
Tabla 27	Comparación resultados experimentales y analíticos.....	91
Tabla 28	Propiedades de secciones de acero H-I tipo IPN	96
Tabla 29	Propiedades de secciones de acero H-I tipo IPE	96
Tabla 30	Propiedades de secciones de acero H-I tipo WF.....	97
Tabla 31	Propiedades de secciones de acero H-I tipo HEA y HEB.....	98

Tabla 32 Propiedades arcos autodeslizantes	100
Tabla 33 Propiedades Lattice Girders	102
Tabla 34 Propiedades Lattice Girders de 4 varillas	103
Tabla 35 Casos prácticos guía	104
Tabla 36 Secciones tipo	107
Tabla 37 Radios mínimos de curvatura para los arcos circulares, HPR y HPC.	107
Tabla 38 Comparación entre métodos de diseño de arcos metálicos en túneles y observaciones.	112
Tabla 39 Carga de roca de Terzaghi	117
Tabla 40 Factores de carga	118
Tabla 41 Datos de entrada del ejemplo	132
Tabla 42 Carga de roca de Terzaghi	138
Tabla 43 Factores de carga	141
Tabla 44 Datos de entrada del ejemplo	149
Tabla 45 Datos de entrada del ejemplo	150
Tabla 46 Esfuerzo admisible del acero A36.....	151

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 Módulo de elasticidad para una roca ignea intacta (176 especímenes, 75% de los puntos)	20
Figura 2 Módulo de elasticidad para una roca sedimentaria intacta (193 especímenes, 75% de los puntos).....	21
Figura 3 Módulo de elasticidad para una roca metamórfica intacta (167 especímenes, 75% de los puntos).....	22
Figura 4 Altura de soporte de Terzaghi.....	25
Figura 5 Tiempo de estabilidad de la excavación VS longitud libre.....	27
Figura 6 Sostenimiento necesario para cada valor de RSR para un túnel de 10 ft de diámetro.....	33
Figura 7 Sostenimiento necesario para cada valor de RSR para un túnel de 14 ft de diámetro.....	33
Figura 8 Sostenimiento necesario para cada valor de RSR para un túnel de 20 ft de diámetro.....	34
Figura 9 Sostenimiento necesario para cada valor de RSR para un túnel de 24 ft de diámetro.....	34
Figura 10 Tiempo de estabilidad de excavaciones sin soporte	39
Figura 11 Soporte sugerido por Barton para diferentes características	47
Figura 12 Obtención de soporte de Hoek	69
Figura 13 Curva de reacción de soporte	69
Figura 14 Consideraciones para crear la curva de soporte	70
Figura 15 Curva de soporte SCC de varios sistemas de soporte.....	71
Figura 16 Curva de reacción del terreno y de soporte.....	71
Figura 17 Fuerzas en un túnel según Hoek.....	75
Figura 18 (a) Configuración del Lattice Girder (Emilio-2-2901-1997); (b) Determinación de la sección transversal de concreto para el Lattice Girders (Emilio-2-2901-1997)	79
Figura 19 Sección circular.....	81
Figura 20 Sección en herradura de paredes rectas.....	82
Figura 21 Sección en herradura de paredes curvas.....	82
Figura 22 k de esfuerzos (Sheoery 1994).....	84
Figura 23 Esquema de esfuerzos en un túnel	85

Figura 24 Clasificación de las formas de falla en túneles con squeezing, después de Aydan et al (1993)	86
Figura 25 Determinación del gado de squeezing Goel et al	88
Figura 26 Apoyo del arco	90
Figura 27 Montaje de arco metálico elaborado por la universidad de Nova Scoti. Canadá.	91
Figura 28 Esquema de resortes normales y cortantes	93
Figura 29 Arcos -TH	99
Figura 30 Dimensiones de aros deslizantes	100
Figura 31 Lattice Girders	102
Figura 32 Lattice Girders 4 varillas	103
Figura 33 Geometrías tipo	105
Figura 34 Apoyo simple	106
Figura 35 Grados de confinamiento	106
Figura 36 ESFUERZO EN EL ARCO vs CARGA POR METRO SOBRE EL ARCO	109
Figura 37 ÁBACO DE DISEÑO PARA ARCO CIRCULAR CON UN COEFICIENTE DE PRESION LATERAL $K=0.0$	110
Figura 38 Convenciones empleadas en cada uno de los ábacos	114
Figura 39 Altura de soporte de Terzaghi	116
Figura 40 Fuerzas en un túnel según Hoek	119
Figura 41 Ábaco de diseño para un túnel circular con un $K=0.0$	123
Figura 42 Ábaco de diseño para un túnel circular con un $K=0.5$	124
Figura 43 Ábaco de diseño para un túnel circular con un $K=1.0$	125
Figura 44 Ábaco de diseño para un túnel de HPC con un $K=0.0$	126
Figura 45 Ábaco de diseño para un túnel de HPC con un $K=0.5$	127
Figura 46 Ábaco de diseño para un túnel de HPC con un $K=1.0$	128
Figura 47 Ábaco de diseño para un túnel de HPR con un $K=0.0$	129
Figura 48 Ábaco de diseño para un túnel de HPR con un $K=0.5$	130
Figura 49 Ábaco de diseño para un túnel de HPR con un $K=1.0$	131
Figura 50 Ejemplo de empleo de los ábacos	133
Figura 51 Distribución de las pestañas del ábaco digital	134
Figura 52 Características del ábaco digital en las pestañas de cálculo de cargas por metro lineal.	135
Figura 53 Características del ábaco digital en la pestaña de cálculo de admisibilidad de un arco metálico.	136
Figura 54 Altura de soporte de Terzaghi	137
Figura 55 Paso 1 para el cálculo de la carga por metro lineal por la metodología de Terzaghi.	139
Figura 56 Paso 2. Lectura de los resultados dados por la metodología de Terzaghi	140
Figura 57 Paso 1 para el cálculo de la carga por metro lineal por la metodología de Biron.	142
Figura 58 Fuerzas en un túnel según Hoek	142
Figura 59 Información que se importa de la pestaña 4 a la pestaña 3 de los ábacos digitales	143
Figura 60 Casillas a ingresar los datos de entrada por la metodología de convergencia-confinamiento.	144
Figura 61 Determinación gráfica de la presión de equilibrio	147
Figura 62 Ubicación del valor de factor de seguridad por la metodología de convergencia-confinamiento.	148
Figura 63 Casillas en las cuales se deben digitar los datos de entrada para el empleo de los ábacos de diseño digitales.	149
Figura 64 Cálculo gráfico con los ábacos de diseño del arco óptimo a implementar.	152

LISTA DE ECUACIONES

Ecuación 1 Resistencia a la compresión inconfiada	19
Ecuación 2 Presión en el techo que recibe el soporte, Terzaghi	24
Ecuación 3 Valor de RQD	28
Ecuación 4 Relación entre el espaciamiento teórico y el real en arcos de túneles.	32
Ecuación 5 Diámetro equivalente.....	46
Ecuación 6 Constante s	55
Ecuación 7 Constante a	55
Ecuación 8 Constante Hoek del macizo rocoso.....	57
Ecuación 9 Resistencia del macizo rocoso	57
Ecuación 10 Módulo de deformación del macizo rocoso Hoek y Brown	57
Ecuación 11 Esfuerzo de Von Mises.....	59
Ecuación 12 Resistencia a la cedencia.....	59
Ecuación 13 Criterio de falla de Hoek Brown.....	60
Ecuación 14 Esfuerzo normal en términos de esfuerzos efectivos	60
Ecuación 15 Esfuerzo cortante en términos de esfuerzos efectivos	60
Ecuación 16 Relación de esfuerzos efectivos principales	60
Ecuación 17 Angulo de fricción efectivo a partir de parámetros de Hoek y Brown 2002	60
Ecuación 18 Cohesión efectiva a partir de parámetros de Hoek y Brown 2002.....	60
Ecuación 19 Presión máxima de soporte del concreto lanzado	64
Ecuación 20 Rigidez del concreto lanzado	64
Ecuación 21 Capacidad de soporte de los pernos.....	64
Ecuación 22 Rigidez del perno.....	65
Ecuación 23 Deformación radial del túnel soportado con arcos metálicos.....	66
Ecuación 24 Rigidez de soporte del arco metálico (arco relleno).....	66
Ecuación 25 Rigidez del acero.....	66
Ecuación 26 Relación de esfuerzos efectivos.....	67
Ecuación 27 Presión crítica para Hoek	67
Ecuación 28 Radio plástico del túnel circular	67
Ecuación 29 Deformación elástica túnel circular	68
Ecuación 30 Deformación plástica túnel circular	68
Ecuación 31 Relaciones para el cálculo del soporte o para dimensionar	68
Ecuación 32 Deformación radial del terreno alrededor del túnel.	70
Ecuación 33 Rigidez del terreno alrededor del túnel	70
Ecuación 34 Carga en el techo del túnel	73
Ecuación 35 Esfuerzos y Momentos Máximos Biron et al	73
Ecuación 36 Esfuerzo a flexo-compresión.....	74
Ecuación 37 Rigidez arcos metálicos	75
Ecuación 38 Rigidez arcos metálicos	76
Ecuación 39 Presión radial sobre el sostenimiento	77
Ecuación 40 Carga arcos cedentes	78
Ecuación 41 Radio final estimado	78
Ecuación 42 Presión de soporte horizontal.....	83
Ecuación 43 Relación de esfuerzos	83
Ecuación 44 Relación de esfuerzos	84
Ecuación 45 K de esfuerzos.....	84

Ecuación 46 Cohesión límite.....	85
Ecuación 47 Índice de squeezing	86
Ecuación 48 Presión de swelling.....	89
Ecuación 49 Constante del resorte	92
Ecuación 50 Radio equivalente.....	92
Ecuación 51 Rigidez normal.....	93
Ecuación 52 Rigidez cortante.....	93

GLOSARIO

Para el desarrollo del presente trabajo se emplearon palabras cuyas definiciones son las siguientes:

Cimbra: Se define como una estructura fabricada con vigas y perfiles metálicos para soporte rígido, cuya función es otorgar inmediatamente seguridad, ajustándose lo más posible a la línea de excavación en el frente de avance del túnel.

Entibación: Es un tipo de estructura de contención muy flexible, empleada habitualmente en construcción e ingeniería civil.

Esfuerzo cortante en arcos metálicos: Fuerza interna que desarrollan los maros de acero como respuesta a las fuerzas cortantes producidas por el macizo rocoso y que son tangenciales a la superficie del arco.

Fuerza axial: Fuerza que actúa a lo largo del eje longitudinal de un miembro estructural, aplicada al centroide de la sección transversal de mismo produciendo un esfuerzo uniforme.

Fuerza cortante: Es aquella que fijada a un plano, actúa tangente al mismo.

Momento: Propiedad por la cual una fuerza tiende a causar movimiento de rotación a un cuerpo alrededor de un punto o una línea.

SAP 2000: Software de elementos finitos que permite el cálculo, análisis y diseño de estructuras.

Squeezing: Son grandes deformaciones de la roca que ocurren después de la construcción del túnel, las cuales están esencialmente asociadas al creep que es causado por que se excede la resistencia al corte de la roca. Estas deformaciones pueden continuar durante largos periodos de tiempo.

Swelling: Es un empuje lateral ocasionado por características expansivas del material.

RESUMEN

NICOLÁS ANDRÉS CASTAÑO MIRANDA

nicolas.castano@mail.escuelaing.edu.co

**DIRECTOR DEL TRABAJO DIRIGIDO:
ING. JOSÉ VICENTE AMÓRTEGUI GIL**

Profesor Asociado de la Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito

jamorteg@gmail.com

Palabras claves: Diseño, arcos metálicos, ábacos, variables, SAP 2000.

El trabajo dirigido, denominado “**Cartilla de análisis de arcos metálicos en túneles y ábacos de diseño**”; consiste en el diseño de una herramienta con la cual a través de la conjugación de variables evaluadas por medio de modelaciones con el software de elementos finitos SAP 2000, facilite, agilice el proceso de diseño de arcos metálicos en túneles y constituya un método para el diseño de arcos metálicos intermedio entre un diseño empírico y uno de detalle a partir de la implementación de programas de elementos finitos .

Aunque conmutaciones de las variables como la relación de Poisson o el módulo de elasticidad del macizo no fueron tenidas en cuenta, con el objeto de limitar la cantidad de modelaciones, se procuró crear los ábacos a partir de las condiciones más relevantes, para así obtener una herramienta práctica y confiable.

Para comprobar la funcionalidad de los ábacos se tuvieron como referencia casos prácticos colombianos, que presentan arcos metálicos de especificaciones menores comparados con los que sugieren algunos de los métodos empíricos, y que han funcionado satisfactoriamente.

Pudiendo establecerse que los ábacos son aplicables y funcionan satisfactoriamente al ofrecer resultados menos conservadores, respecto a los empíricos y por ende más eficientes.

1. INTRODUCCION

La necesidad de acortar distancias y optimizar el transporte de carga y pasajeros ha generado que la implementación de túneles viales sea una alternativa que despierta mayor interés en Colombia, para lo cual el desarrollo de técnicas y herramientas que faciliten el diseño de túneles en cada uno de sus aspectos, como es el caso los arcos metálicos, representa un aporte relevante para la ingeniería en el país.

Aunque los métodos empíricos para determinar el arco metálico a implementar en un túnel se presentan como una opción sencilla; traen como consecuencia el desarrollo y puesta en marcha de diseños robustos y por ende costosos, para lo cual la inclusión de programas de elementos finitos, con los que se pueden formular ábacos con diversidad de variables basados en casos reales con resultados satisfactorios, constituyen la oportunidad de contar con un mecanismo sencillo para estimar el arco metálico óptimo en un tiempo corto, no solo con mayor precisión sino con la posibilidad de optimizar costos.

Por lo tanto, con el desarrollo del presente trabajo se pretende hacer un aporte encaminado a facilitar el proceso de diseño de los túneles a través de una herramienta sencilla, práctica y efectiva.

1.1 TITULO

TRABAJO DIRIGIDO: CARTILLA DE ANÁLISIS DE ARCOS METÁLICOS EN TÚNELES Y ÁBACOS DE DISEÑO

1.2 FORMULACION DEL PROBLEMA

Carencia de una metodología moderna y/o actualizada del diseño de arcos metálicos para el sostenimiento de túneles, que sea de fácil empleo y mejore el rendimiento en el proceso de diseño y construcción en Colombia.

1.3 IMPORTANCIA

Los retos actuales que enfrenta Colombia para el desarrollo de su infraestructura de transporte hacen que los proyectos que involucren el diseño y la construcción de túneles representen una de las prioridades del país, lo que sin lugar a duda requiere de la participación de ingenieros que a través de su interés en el tema,

desarrollen metodologías orientadas no solo a facilitar el diseño sino también al uso racional de los recursos, a través de la disminución de costos durante las diferentes fases que conlleva su ejecución.

Para ello se requieren de casos prácticos del medio Colombiano con los que se logre conocer el comportamiento real de este tipo de sostenimiento, e implementar programas de elementos finitos con los que se desarrollen modelaciones a partir de diferentes condiciones que congenien con este tipo de modelo matemático.

Tal es el caso de la propuesta metodológica de apoyo que se presenta a través de este trabajo, la cual contempla las variables mencionadas anteriormente, de manera que se facilita el diseño y la ejecución de arcos metálicos en túneles de bajo tiempo de auto-soporte

1.4 DIAGNOSTICO GENERAL DEL PROBLEMA

Desde los años 50 alrededor del mundo se han usado diferentes métodos de diseño de arcos metálicos, entre los cuales se destacan los métodos empíricos dada su facilidad de empleo y carácter práctico; sin embargo estos presentan conceptos poco actualizados con respecto a las nuevas tecnologías emergentes en cuanto a la evaluación del comportamiento simulado de las estructuras y el terreno.

Esto ha ocasionado que con el uso de métodos empíricos se produzcan diseños de arcos metálicos, constituidos por soluciones robustas, costosas y demoradas que representan una oportunidad de mejora orientada hacia conceptos de efectividad.

1.5 OBJETIVOS

1.5.1 Objetivo general

Evaluar diferentes perfiles de arcos metálicos para túneles con el programa de elementos finitos SAP 2000, acorde a diferentes cargas, ancho y alto del túnel, tipo de arco y geometría del túnel; para elaborar una cartilla de análisis de arcos metálicos en túneles y ábacos de diseño

1.5.2 Objetivos específicos

- Desarrollar una revisión de los fundamentos teóricos y metodologías principalmente empíricas para el diseño de arcos metálicos.
- Evaluar diferentes perfiles de arcos metálicos para túneles con un programa de elementos finitos, definiendo momentos axiales máximos y esfuerzos cortantes, acorde a diferentes cargas, ancho y alto del túnel, tipo de arco y geometría del túnel.
- Analizar casos prácticos existentes con una metodología empírica, con el uso del programa de elementos finitos SAP 2000 y con los ábacos de diseño, producto de este trabajo dirigido, para así establecer efectividad de los ábacos.
- Elaborar una cartilla de análisis de arcos metálicos en túneles y ábacos de diseño a partir de las modelaciones efectuadas con parámetros específicos en SAP 2000; mencionados en el segundo objetivo específico.
- Elaboración de una guía para el empleo de la cartilla con un ejemplo práctico.
- Crear un método de diseño intermedio, entre un análisis empírico y uno con programas especializados.

2. MARCO TEÓRICO

A continuación se presenta una recopilación de la información básica para entender el proceso de diseño de un arco metálico en un túnel, al empezar con las características y parámetros que se deben tener en cuenta para una adecuada interpretación del entorno del túnel como: la clasificación geo mecánica y los criterios de falla, seguido por las metodologías de diseño de arcos metálicos, las consideraciones de diseño, los casos en que se requieren la implementación de los arcos metálicos y las limitaciones de las metodologías existentes.

2.1 CARÁCTERÍSTICAS DEL TERRENO

La ejecución de una excavación subterránea requiere de conocimientos de la resistencia a la compresión, módulo de elasticidad y propiedades de la resistencia al corte del material que hace parte de la zona a intervenir. Con ello se permite la interacción entre el entendimiento de las propiedades de la roca, el macizo rocoso y el soporte requerido para determinar el sistema óptimo que funcione de manera satisfactoria.

2.1.1 PARÁMETROS DE LA ROCA INTACTA

Ensayos:

1. Compresión inconfiada de un núcleo del macizo rocoso.
2. Ensayo de carga puntual.
3. Ensayos triaxiales.
4. Tabla de Hoek Brown.

2.1.1.1 Resistencia uniaxial de la roca intacta

Para determinar la resistencia uniaxial de la roca intacta es necesario efectuar ensayos para obtener directamente el valor, como es el caso del ensayo de la resistencia a la compresión inconfiada; o indirectamente con: ensayo de carga puntual, ensayos triaxiales y la tabla propuesta por Hoek – Brown (Ver Tabla 2).

Ecuación 1 Resistencia a la compresión inconfiada

$$\sigma_{ci}^2 = \frac{\sum y}{n} - \left[\frac{\sum x * y - \frac{\sum x * \sum y}{n}}{\sum x^2 - \frac{(\sum x)^2}{n}} \right] * \frac{\sum x}{n}$$

Fuente: Practical rock engineering (Evert Hoek, 2006)

En donde

σ_{ci} Resistencia a la compresión inconfiada
 $x = \sigma'3$ Esfuerzo menor efectivo
 $y = (\sigma'1 - \sigma'3)^2$ Diferencia de esfuerzos efectivos al cuadrado

Tabla 1 Estimativos de Compresión inconfiada de Roca intacta

Grado*	Término	σ_{ci} (Mpa)	Índice de carga puntual	Resistencia estimada en campo	Ejemplos
R6	Extremadamente fuerte	>250.00	>10	Cortado únicamente con martillo geológico	Basalto fresco, chert, diabasa, gneis, granito y cuarzita
R5	Muy fuerte	100.00-250.00	4.00-10.00	Requiere de varios martillazos del martillo geológico para ser fracturado	Anfibolita, arenisca, basalto, gabro, gneis, granodiorita, caliza, mármol, riolita y toba
R4	Fuerte	50.00-100.00	2.00-4.00	Requiere de más de un martillazo del martillo geológico para ser fracturado	Caliza, mármol, filita, arenisca, esquistos, lutita.
R3	Medianamente fuerte	25.00-50.00	1.00-2.00	Puede ser fracturado con un martillazo del m. geológico y no puede ser rayado con una navaja o cuchillo	Lodolitas, carbón, concreto, esquistos, lutita, limolita
R2	Débil	5.00-25.00	**	Puede ser rayado con una navaja o cuchillo con dificultad. Puede ser penetrado por el pico del martillo geológico	Piedra de sal
R1	Muy débil	1.00-5.00	**	Puede ser rayado con una navaja o cuchillo. Se desbarata con el pico del martillo geológico	Rocas altamente alteradas.
R0	Extremadamente débil	0.25-1.00	**	Se raya con una uña	-----

*Grado acorde a Brown 1981

**Ensayos de carga puntual con rocas con compresión inconfiada <25.00 Mpa presentan resultados ambiguos.

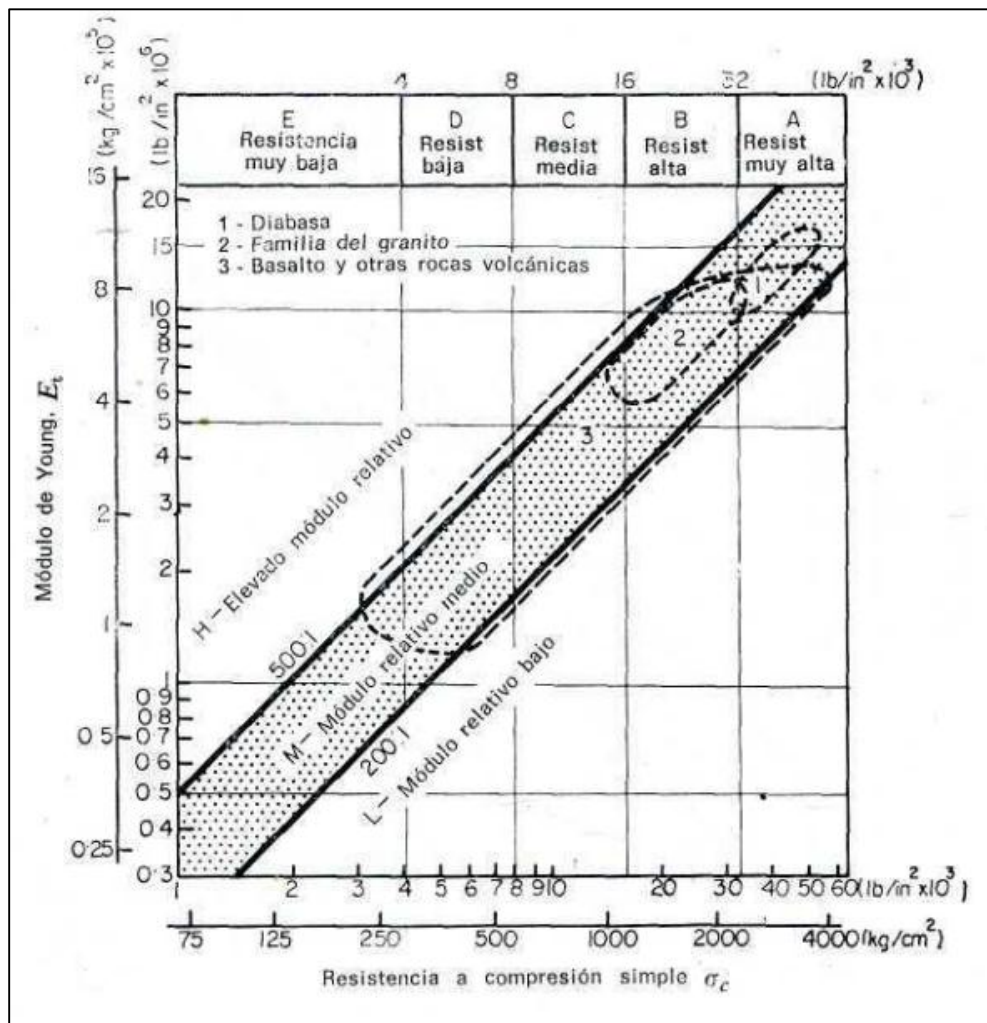
Fuente: Practical rock engineering (Evert Hoek, 2006)

2.1.1.2 Metodología de Deer y Miller para estimar el módulo de elasticidad de la roca intacta

Deer y Miller proponen tres figuras resumidas para las rocas sedimentarias, metamórficas e ígneas con las cuales se instaura el comportamiento de la roca intacta.

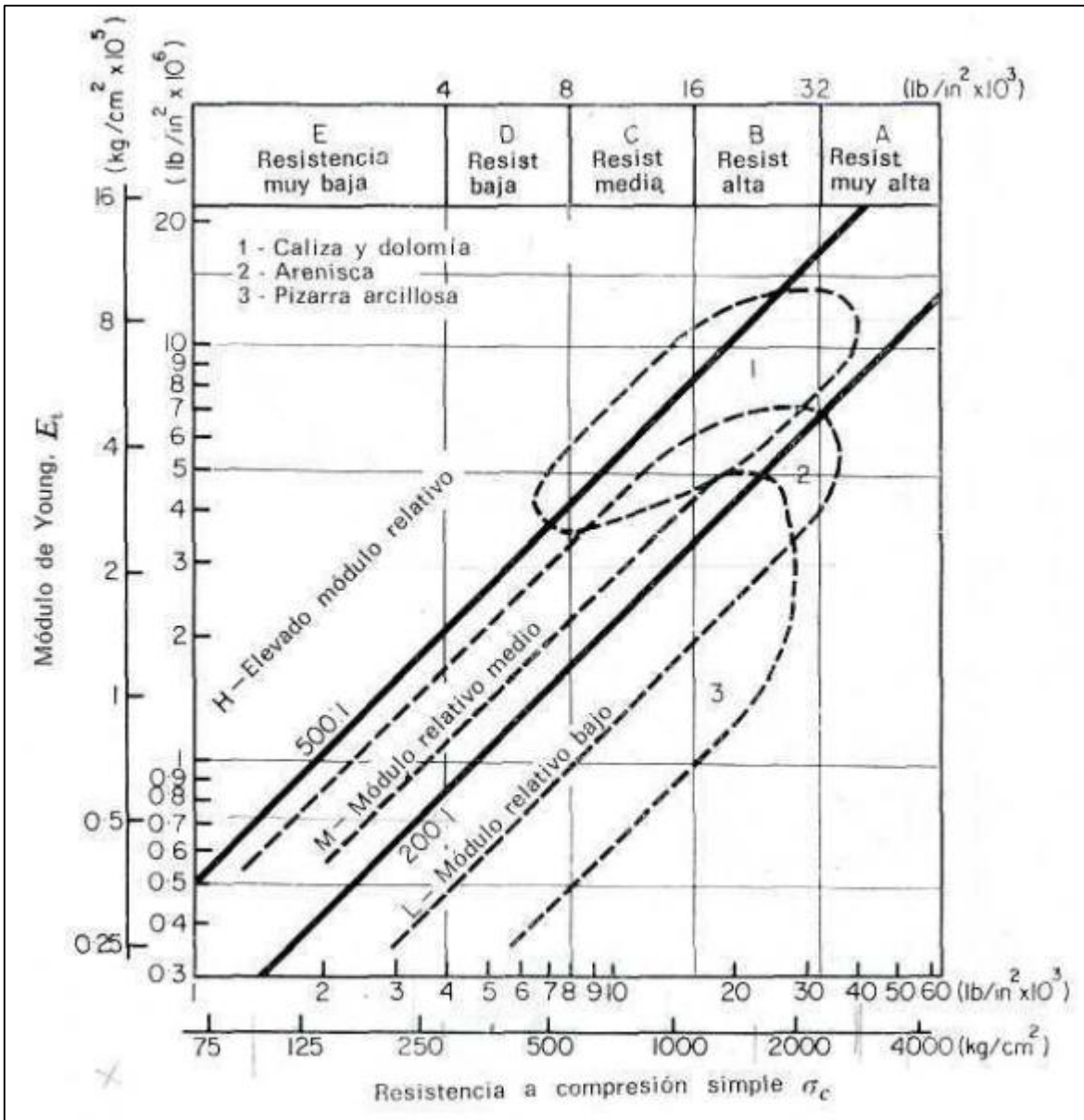
Estas figuras se exponen en relación al módulo (definido como la tangente del módulo al 50% del esfuerzo último dividido en la resistencia a la compresión uniaxial) de acuerdo a tres categorías: clase H – alto (mayor de 500), clase L – bajo (menor de 200) y clase promedio (entre 200 y 500).

Figura 1 Módulo de elasticidad para una roca ígnea intacta (176 especímenes, 75% de los puntos)



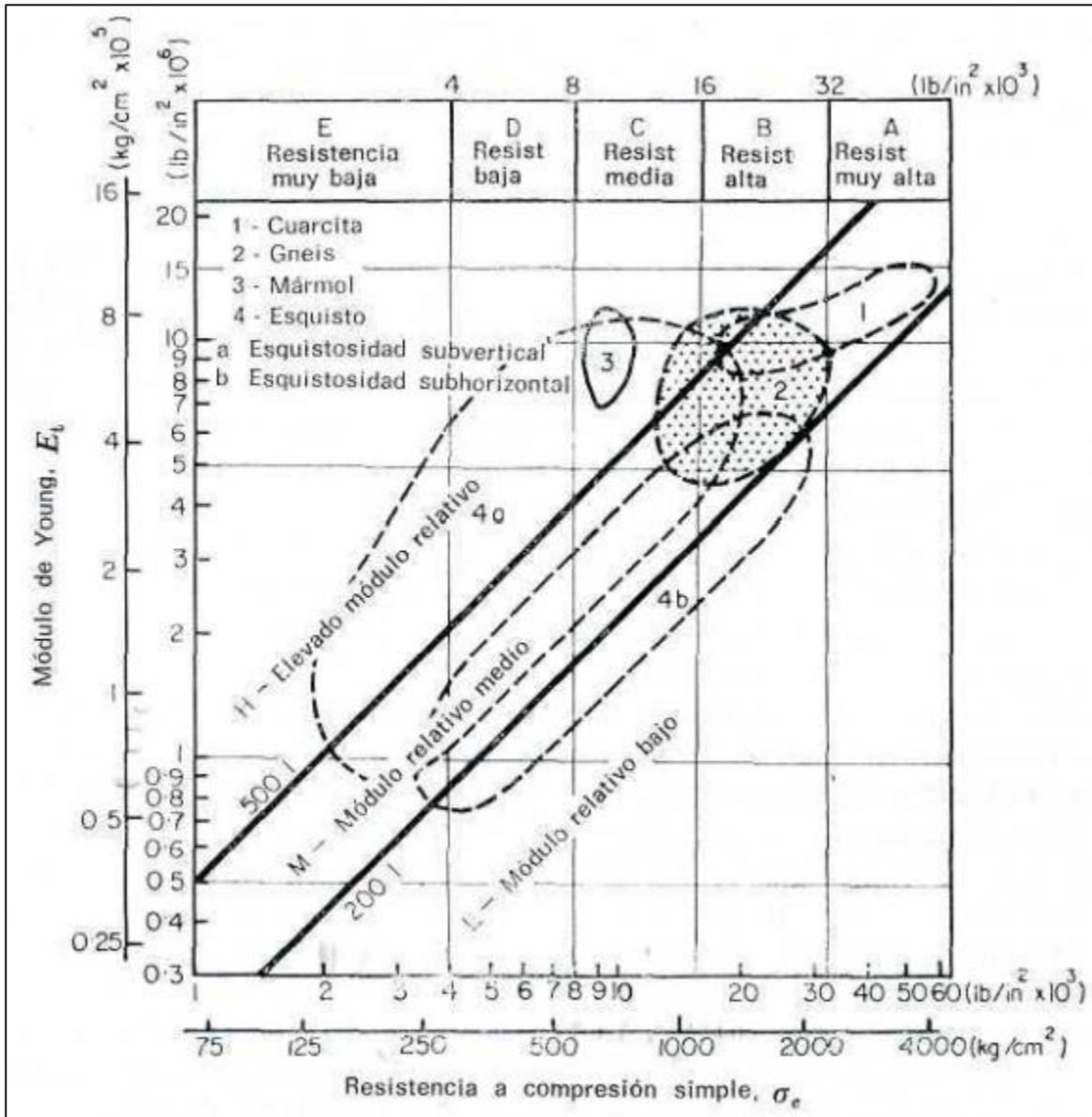
Fuente: Engineering classification and index properties for intact rock (Deer and Miller, 1966)

Figura 2 Módulo de elasticidad para una roca sedimentaria intacta (193 especímenes, 75% de los puntos)



Fuente: *Engineering classification and index properties for intact rock* (Deer and Miller, 1966)

Figura 3 Módulo de elasticidad para una roca metamórfica intacta (167 especímenes, 75% de los puntos)



Fuente: Engineering classification and index properties for intact rock (Deer and Miller, 1966)

2.2 CLASIFICACIONES GEOMECÁNICAS

Desde 1946 cuando Terzaghi propuso la primera clasificación del terreno orientada a la construcción de túneles se han desarrollado metodologías que pretenden unificar a través de un mismo lenguaje el conocimiento e interpretación de los datos geológicos y geotécnicos en el diseño de obras subterráneas.

Aunque metodologías recientes como las de Bieniawski (1973-1989) y Barton, Lien y Lunde (1974) son de gran aceptación; vale la pena tener presente que al igual que las metodologías antecesoras presentan un reto para obtener resultados reales que resulten en diseños eficientes y ajustados a las particularidades de cada proyecto.

Por ello al implementar cualquier metodología de clasificación geomecánica, se debe prestar especial atención a: la cuantificación de parámetros como las filtraciones o condiciones de las discontinuidades, la subjetividad de los resultados conforme al criterio del geólogo en campo y al discernimiento al determinar formaciones geológicas como rocas salinas y carstificadas.

2.2.1.1 Terzaghi (1946)

Según esta clasificación se divide la roca en distintos tipos de acuerdo a su estado, y proporciona la tensión vertical que soportarían las cerchas de sostenimiento. Este método resulta inadecuado cuando se utilizan las técnicas modernas de construcción de túneles en roca que hacen uso intensivo de hormigón proyectado y bulonamiento. Adicionalmente la clasificación de la roca es poco objetivable.

Clasificación de la roca según Terzaghi:

a) Intacta e inalterada

No contiene grietas ni diaclasas. Cuando se realizan voladuras, los desprendimientos de roca ocurren durante muchas horas o días después.

b) Estratificada

Consiste en estratificaciones con poca o nula resistencia de separación entre las superficies de contacto entre estas. Puede o no presentar diaclasas transversales a las estratificaciones.

- c) Medianamente fisurada
Contiene fisuras y grietas, pero los bloques entre fisuras son muy bien entrelazados verticalmente por lo que no requiere soporte lateral.
- d) Agrietada y con presencia de bloques
Roca inalterada químicamente con fragmentos que están muy separados entre ellos y muy mal entrelazados. Las paredes en estos casos necesitan de soporte lateral.
- e) Triturada
Roca inalterada químicamente pero triturada. La mayoría de los fragmentos son arenas finas.
- f) Con problemas de squeezing
Son rocas muy deformables donde se puede producir un asentamiento en el techo. Son materiales con un alto contenido de partículas microscópicas como minerales micáceos o arcillas con una baja capacidad de expansión (swelling)
- g) Con problemas de swelling
Se produce una expansión hacia el interior del túnel. Su presencia está limitada a aquellas rocas que contienen arcillas como montmorillonita, con una alta capacidad expansiva.

Tensión vertical

La carga de roca que el soporte debe resistir está dada por la Ecuación 2 cuyo valor de H_p depende de las condiciones y el tipo del terreno que hay sobre el soporte, estimado con el uso de la Tabla 2.

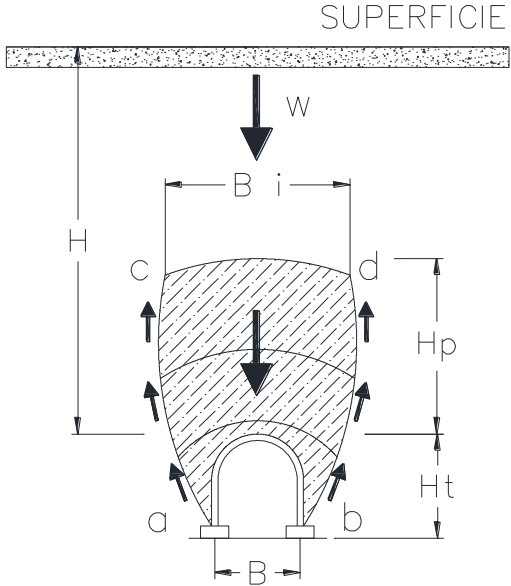
Ecuación 2 Presión en el techo que recibe el soporte, Terzaghi

$$P_{roof} = \gamma_r * H_p$$

Fuente: Practical rock engineering (Evert Hoek, 2006)

- P_{roof} Presión en el techo que recibe el soporte
- γ_r Peso unitario del material encima del soporte
- H_p Altura de soporte

Figura 4. Altura de soporte de Terzaghi



Fuente: *Practical rock engineering* (Evert Hoek, 2006)

Tabla 2 Carga de roca de Terzaghi

Espaciamiento de fracturas (cm)	ROD (%)	CONDICIÓN DE LA ROCA	CARGA Hp		COMENTARIOS
			Inicial	Final	
50	98	1. Dura e Intacta.	0	0	Generalmente no hay presión lateral, la carga es estática y cambia de punto a punto. Revestimiento solo si hay desprendimientos de roca de las paredes Desprendimiento de rocas de las paredes en común. Presión lateral y estratos inclinados, desprendimiento laterales.
		2. Dura estratificada o esquistosa.	0	0.25 B	
	90	3. Masiva moderadamente agrietada.	0	0.50 B	
		4. Presencia moderada de bloques, y agrietamiento.	0	0.25 B 0.35 C	
20	75	5. Presencia de muchos bloques, agrietamiento y fracturamiento.	0.0 a 0.6 C	0.35 B 1.10 C	Presiones laterales bajas o nulas.
10	50	6. Completamente triturado.		1.10 C	Presiones laterales considerables. Si hay filtración. Soporte continuo.
	25				
5	10	7. Grava y arena	0.54 C a 1.20 C	0.62 C a 1.38 C	Denso Presión lateral $Ph=0.3*Y*(0.5*Ht+Hp)$ Suelto
	2		0.94 C a 1.20 C	1.08 C a 1.38 C	
Débil y cohesiva		10. Swelling		arriba de (250 ft)	Uso de soporte circular

Notas

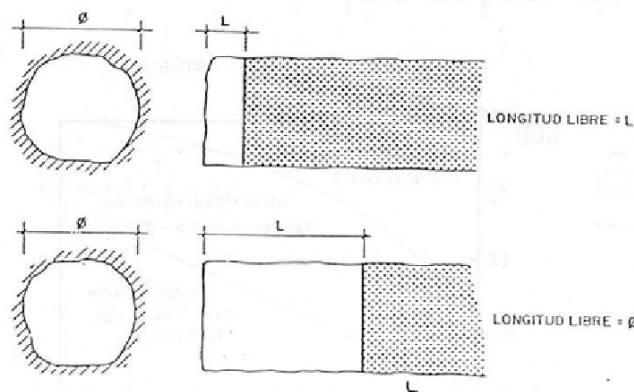
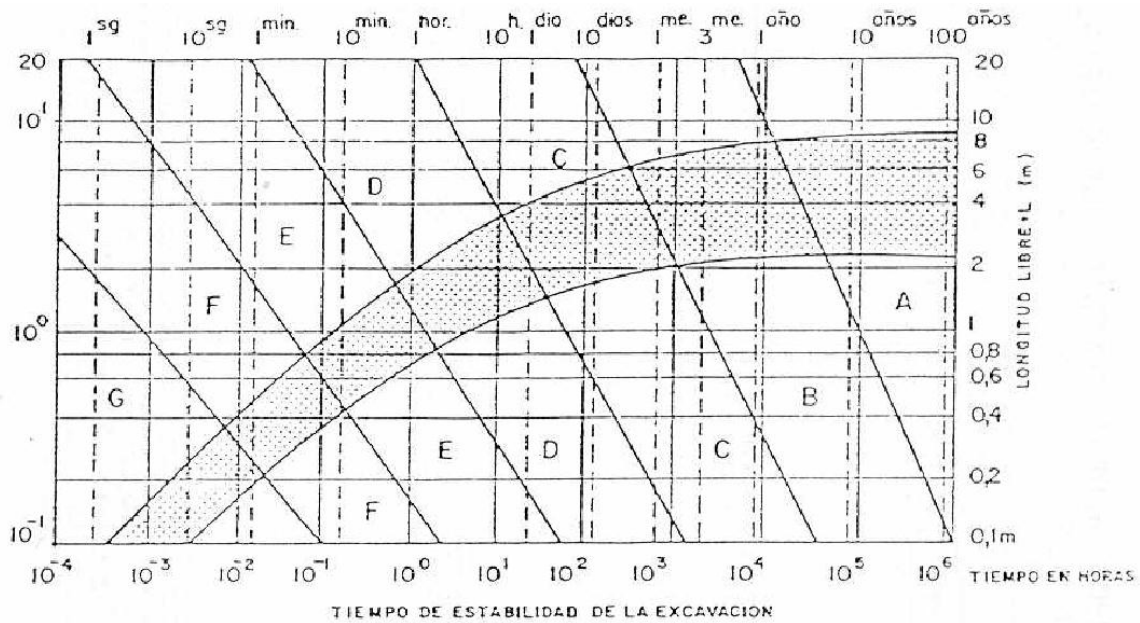
- 1 Para tipos de roca 4.5.6.7. cuando esten encima del nivel freático, reduzca las cargas un 50%
- 2 B es el ancho del túnel, $C = B + Ht$ = ancho- altura del túnel.
- 3 Para Y densidad del medio.

Fuente: *Practical rock engineering (Evert Hoek, 2006)*

2.2.1.2 Lauffer

Basada en los trabajos de la escuela austriaca, no clasifica la roca a partir de datos geológicos o geotécnicos sino a partir de una respuesta frente a la construcción de una excavación subterránea cuyo uso requiere experiencia o datos detallados de la excavación. Según Barton (1988) la clasificación: no responde a datos objetivos de los macizos rocosos, es difícil de utilizar en la fase de proyecto y parece excesivamente conservadora.

Figura 5 Tiempo de estabilidad de la excavación VS longitud libre



Fuente: Ingeniería Geológica. Excavaciones Subterráneas (U.P.C Madrid)

2.2.1.3 Deere et al (1967)

El RQD o rock quality designation index (índice de calidad de la roca), propuesto por Deere et al, formula una clasificación de la calidad de la roca en cinco categorías a partir del porcentaje de pedazos de núcleo (núcleo mayor de 2.0m) con longitud mayor a 10.0 cm (4 in) en la longitud total del núcleo. La asignación de la clasificación acorde al porcentaje estimado se observa en la Tabla 3.

Ecuación 3 Valor de RQD

$$RQD = 100 * \frac{\text{Longitud de testigo en trozos} > 10 \text{ cms}}{\text{Longitud perforada}} \text{ (cada 2.0m)}$$

Fuente: Ingeniería Geológica. Excavaciones Subterráneas (U.P.C Madrid)

Tabla 3 Valores de RQD y su calidad correspondiente

RQD	<25%	25%-50%	50%-75%	75%-90%	90%-100%
CALIDAD	M. Pobre	Pobre	Media	Buena	M. Buena

Fuente: Ingeniería Geológica. Excavaciones Subterráneas (U.P.C Madrid)

En 1970 Deere et al hicieron recomendaciones para el sostenimiento en túneles en función del RQD (Ver Tabla 4).

Tabla 4 Relación entre el RQD, Método de excavación y Sistemas de soporte alternativos

Calidad de la roca	Método de excavación	Alternativas para el sistema de soporte		
		Cerchas metálicas	Pernos	Concreto lanzado
Excelente RQD>90	Máquina perforadora	No requiere o requiere ocasionalmente soportes ligeros. La carga de la roca presenta un rango de (0.00 - 0.20)*B	No requiere o requiere ocasionalmente	No requiere o requiere ocasionalmente para aplicaciones locales
	Convencional	No requiere o requiere ocasionalmente soportes ligeros. La carga de la roca presenta un rango de (0.00 - 0.30)*B	No requiere o requiere ocasionalmente	No requiere o requiere ocasionalmente para aplicaciones locales de 2.00 a 3.00 in
Buena 75<RQD<90	Máquina perforadora	Requiere ocasionalmente soportes ligeros en un patrón de 5 a 6 ft de separación. La carga de la roca presenta un rango de (0.00 - 0.40)*B	Requiere ocasionalmente en patrones de 5 a 6 ft entre pernos.	No requiere o requiere ocasionalmente para aplicaciones locales de 2.00 a 3.00 in
	Convencional	Requiere soportes ligeros en un patrón de 5 a 6 ft de separación. La carga de la roca presenta un rango de (0.30 - 0.60)*B	Requiere en patrones de 5 a 6 ft entre pernos.	Requiere ocasionalmente para aplicaciones locales de 2.00 a 3.00 in
Regular 50<RQD<75	Máquina perforadora	Requiere soportes ligeros a medios en un patrón de 5 a 6 ft de separación. La carga de la roca presenta un rango de (0.40 - 1.00)*B	Requiere en patrones de 4 a 6 ft entre pernos.	Requiere para la corona del túnel con espesores de 2.00 a 4.00 in
	Convencional	Requiere soportes ligeros a medios en un patrón de 4 a 5 ft de separación. La carga de la roca presenta un rango de (0.60 - 1.30)*B	Requiere en patrones de 3 a 5 ft entre pernos.	Requiere un espesor de 4.00 in o más, para la corona y las paredes del túnel.
Pobre 50<RQD<75	Máquina perforadora	Requiere soportes medios y circulares en un patrón de 3 a 4 ft de separación. La carga de la roca presenta un rango de (1.00 - 1.60)*B	Requiere en patrones de 3 a 5 ft entre pernos.	Requiere un espesor de 4.00 a 6.00 in, para la corona y las paredes del túnel. Además se debe combinar con pernos.
	Convencional	Requiere soportes medios a robustos en un patrón de 2 a 4 ft de separación. La carga de la roca presenta un rango de (1.30 - 2.00)*B	Requiere en patrones de 2 a 4 ft entre pernos.	Requiere un espesor de 6.00 in o más, para la corona y las paredes del túnel. Además se debe combinar con pernos.
Muy pobre RQD<25 Sin squeezing ni swelling	Máquina perforadora	Requiere soportes medios a robustos circulares en un patrón de 2 ft de separación. La carga de la roca presenta un rango de (1.60 - 2.20)*B	Requiere en patrones de 2 a 4 ft entre pernos.	Requiere un espesor de 6.00 in o más, para todo el túnel. Además se debe combinar cerchas medias o robustas.
	Convencional	Requiere soportes robustos circulares en un patrón de 2 ft de separación. La carga de la roca presenta un rango de (1.60 - 2.20)*B	Requiere en patrones de 3 ft entre pernos.	Requiere un espesor de 6.00 in o más, para todo el túnel. Además se debe combinar cerchas medias o robustas.
Muy pobre RQD<25 Con squeezing o swelling	Máquina perforadora	Requiere soportes muy robustos circulares en un patrón de 2 ft de separación. La carga de la roca corresponden a una cobertura superior a 250ft	Requiere en patrones de 2 a 3 ft entre pernos.	Requiere un espesor de 6.00 in o más, para todo el túnel. Además se debe combinar cerchas robustas.
	Convencional	Requiere soportes muy robustos circulares en un patrón de 2 ft de separación. La carga de la roca corresponden a una cobertura superior a 250ft	Requiere en patrones de 2 a 3 ft entre pernos.	Requiere un espesor de 6.00 in o más, para todo el túnel. Además se debe combinar cerchas robustas.

Fuente: Ingeniería Geológica. Excavaciones Subterráneas (U.P.C Madrid)

Aunque esta clasificación está orientada a definir qué tan fracturado está el macizo para propósitos ingenieriles y hace parte de otros sistemas más elaborados de clasificación como el RMR y el Q, no es en sí mismo suficiente para describir el macizo rocoso pues no tiene en cuenta factores tales como la influencia del relleno de las juntas, su orientación y la influencia del agua en su interior. Por otro lado en rocas blandas masivas el RQD puede aproximarse a 100 sin que la calidad de la roca sea buena para la ejecución de un túnel.

2.2.1.4 Wickhman, Tiedeman y Skinner (1973)

La propuesta del índice RSR (Rock Structure Ratio) fue un avance significativo para la clasificación de los macizos rocosos, que se vale de tres parámetros que suman para catalogar de forma semi-cuantitativa. Estos parámetros son:

- Parámetro A: Aspectos geológicos generales
 - a) Origen de la roca (ígneas, metamórficas o sedimentarias).
 - b) Dureza de la roca (Dura, media, blanda o descompuesta).
 - c) Estructura geológica (masiva, muy foliada, medianamente foliada o ligeramente foliada)

- Parámetro B: Fracturación y dirección de avance.
 - a) Espaciamiento entre discontinuidades.
 - b) Orientación de las discontinuidades (buzamiento y dirección).
 - c) Orientación del túnel.

- Parámetro C: Condiciones de agua y de las juntas
 - a) Calidad de la roca con base a los parámetros A y B.
 - b) Condición de la discontinuidad (buena, regular o mala).
 - c) Flujo del agua (en gpm/1000 ft de túnel).

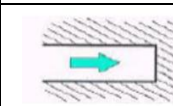
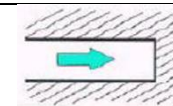
En el libro “Excavaciones subterráneas” de la UPC Madrid se expresa que este método está sesgado hacia el sostenimiento de las cerchas.

Tabla 5 Parámetro A, RSR.

	Tipo de roca				Estructura geológica			
	Dura	Media	Blanda	Descompuesta	Masiva	Ligeramente foliada	Moderadamente foliada	Intensamente foliada
Ignea	1	2	3	4				
Metamórfica	1	2	3	4				
Sedimentaria	2	3	4	4				
Tipo 1					30	22	15	9
Tipo 2					27	20	13	8
Tipo 3					24	18	12	7
Tipo 4					19	15	10	6

Fuente: Ingeniería Geológica. Excavaciones Subterráneas (U.P.C Madrid)

Tabla 6 Parámetro B, RSR.

Espaciamiento promedio entre discontinuidades: muy cercanas (<2 in), cercanas (2-6in), moderadamente unidas (6-12 in), meradamente unidas a presencia de bloques (6-12in), presencia de bloques a masiva (1-2 ft) y masiva (>4ft).	Al eje del túnel					Al eje del túnel		
	Ambos	Dirección del túnel				Dirección del túnel		
		Con buzamiento		Contra el buzamiento		Ambas direcciones		
								
	Buzamiento de discontinuidades importantes (a)					Buzamiento de discontinuidades importantes		
	Horizontal	Buzando	Vertical	Buzando	Vertical	Horizontal	Buzando	Vertical
	9	11	13	10	12	9	9	7
	13	16	19	15	17	14	14	11
	23	24	28	19	22	23	23	19
	30	32	36	25	28	30	28	24
	36	38	40	33	35	36	24	28
	40	43	45	37	40	40	38	34

(a) Buzamiento: horizontal (0-20 grados), buzando (20-50 grados) y vertical (50-90 grados)

Fuente: Ingeniería Geológica. Excavaciones Subterráneas (U.P.C Madrid)

Tabla 7 Parámetro C, RSR.

Flujo esperado gpm/1000 ft de túnel	SUMA DE LOS PARÁMETROS A+B					
	13 - 44			45 - 75		
	Condición de discontinuidades (b)					
	Buena	Regular	Mala	Buena	Regular	Mala
No hay	22	18	12	25	22	18
Ligero, <200 gpm	19	15	9	23	19	14
Moderado, 200-1000 gpm	15	22	7	21	16	12
Pesado, >1000 gpm	10	8	6	18	14	10

(b) Condición de las discontinuidades

Buena= firme o cementada Regular= ligeramente curada o alterada Mala= severamente curada o muy alterada

Fuente: Ingeniería Geológica. Excavaciones Subterráneas (U.P.C Madrid)

- *Diseño planteado por Wickham RSR (1972)*

Por medio del RSR se generó un conjunto de gráficas y tablas para establecer el espaciamiento de los arcos metálicos, al emplear la siguiente ecuación:

Ecuación 4 Relación entre el espaciamiento teórico y el real en arcos de túneles.

$$RR = \frac{\text{Espaciamiento Teórico}}{\text{Espaciamiento Real}}$$

Fuente: Ingeniería metodología de diseño de soportes con arcos para túneles aplicado a Colombia (Otero-Saavedra, 2006)

La relación de la Ecuación 4 representa a un túnel no soportado cuando se obtiene un valor de cero (0).

Con lo anterior se estableció que la carga de soporte está definida acorde a los valores de la siguiente tabla.

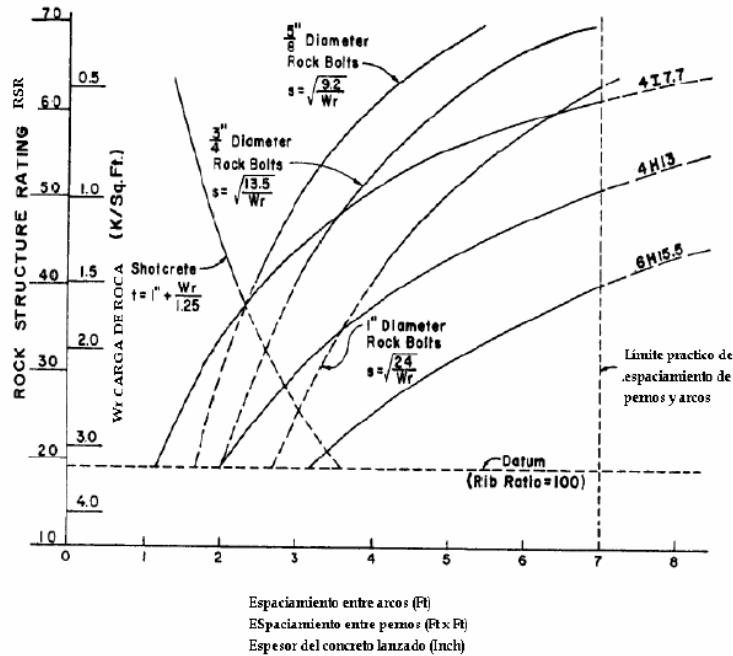
Tabla 8 Carga de soporte según RSR

Diámetro del túnel D (ft)	Carga de soporte del arco (kN/ft ²)											
	0,5	1,0	1,5	2,0	3,0	4,0	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0
	RSR											
10	62,5	49,9	40,2	32,7	21,6	13,8						
12	65,0	53,7	44,7	37,5	26,6	18,7						
14	66,9	56,6	48,3	41,4	30,8	22,9	16,8					
16	68,3	59,0	51,2	44,7	34,4	26,6	20,4	15,5				
18	69,5	61,0	53,7	47,6	37,6	29,9	23,8	18,8				
20	70,4	62,5	55,7	49,9	40,2	32,7	26,6	21,6	17,4			
22	71,3	63,9	57,5	51,9	42,7	35,3	29,3	24,3	20,1	16,4		
24	72,0	65,0	59,0	53,7	44,7	37,5	31,5	26,6	22,3	18,7		
26	76,6	66,1	60,3	55,3	46,7	39,6	33,8	28,8	24,6	20,9	17,7	
28	73,0	66,9	61,5	56,6	48,3	41,4	35,7	30,8	26,6	22,9	19,7	16,8
30	73,4	67,7	62,4	57,8	49,8	43,1	37,4	32,6	28,4	24,7	21,5	18,6

Fuente: Engineering classification and index properties for intact rock (Deer and Miller, 1966)

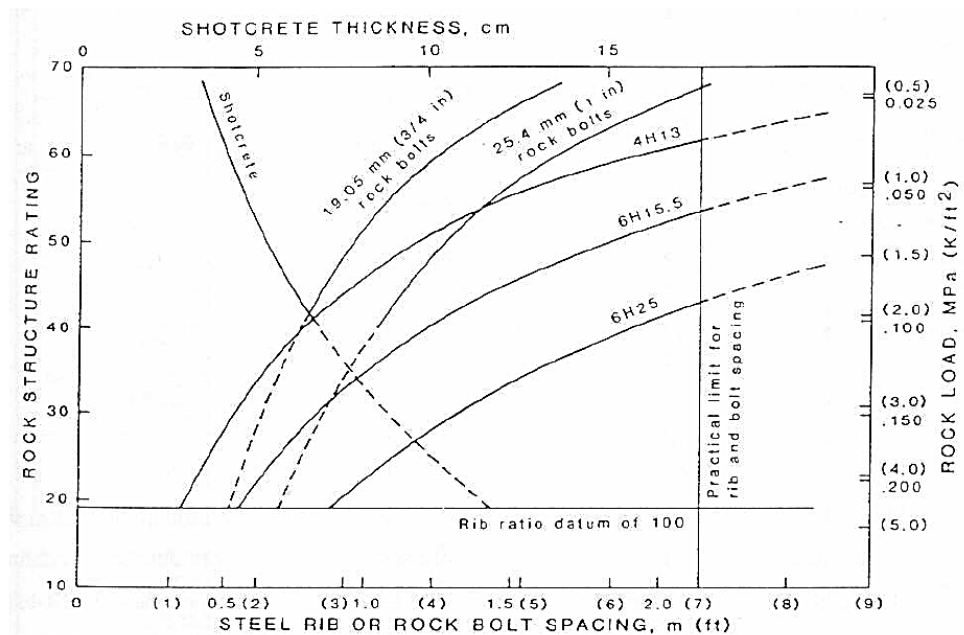
Basado en varios casos históricos en túneles relativamente pequeños soportados con elementos de acero, Wickham formuló gráficas para determinar el tipo de soporte de acuerdo al diámetro del túnel.

Figura 6 Sostenimiento necesario para cada valor de RSR para un túnel de 10 ft de diámetro



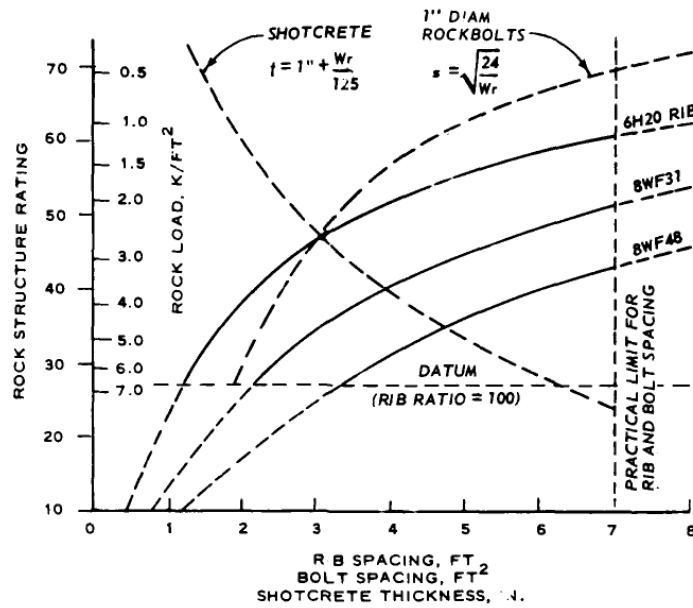
Fuente: Ingeniería metodológica de diseño de soportes con arcos para túneles aplicado a Colombia (Otero-Saavedra, 2006)

Figura 7 Sostenimiento necesario para cada valor de RSR para un túnel de 14 ft de diámetro



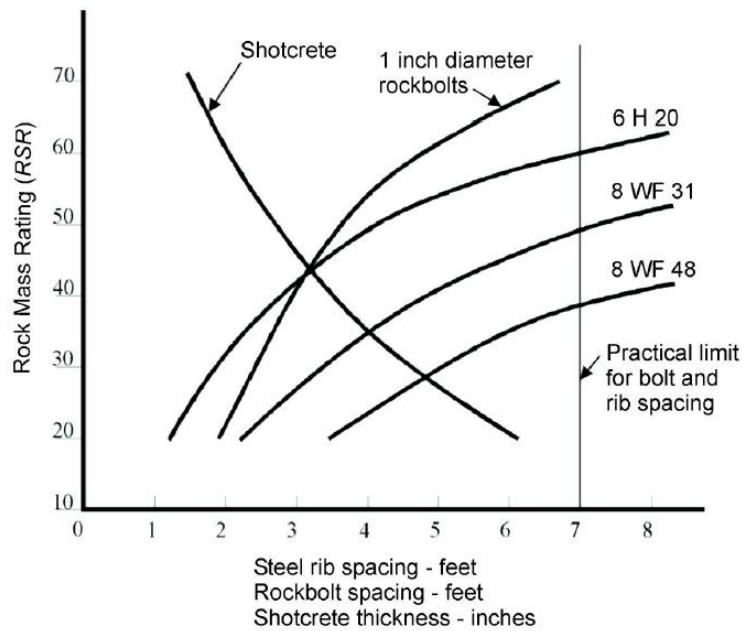
Fuente: Ingeniería Geológica. Excavaciones Subterráneas (U.P.C Madrid)

Figura 8 Sostenimiento necesario para cada valor de RSR para un túnel de 20 ft de diámetro



Fuente: Ingeniería metodológica de diseño de soportes con arcos para túneles aplicado a Colombia (Otero-Saavedra, 2006)

Figura 9 Sostenimiento necesario para cada valor de RSR para un túnel de 24 ft de diámetro



Fuente: Practical rock engineering (Evert Hoek, 2006)

2.2.1.5 Bieniawski (1973-1989)

El “*Rock Mass Rating*” se desarrolló en Sudáfrica y es un índice que se obtiene con la suma de cinco números que a su vez son función de:

1. Resistencia a la compresión simple de la roca matriz
2. RQD
3. Espaciamiento de las discontinuidades
4. Condición del agua
5. Orientación de las discontinuidades

Esta clasificación establece un valor entre 0-100 inicial que se ajusta en función de la orientación del túnel y de las discontinuidades.

Tabla 9 Parámetros de clasificación y puntaje de RMR

A. Parámetros de clasificación y puntaje

Parámetros		RANGO DE VALORES							
1	Capacidad de la roca intacta	Capacidad de carga puntual	> 10 Mpa	4 - 10 Mpa	2 -4 Mpa	1 -2 Mpa	Para este rango bajo es preferible el ensayo de compresión inconfina		
		Compresión inconfina	> 250 Mpa	100 - 250 Mpa	50 - 100 Mpa	25 - 50 Mpa	5 - 25 Mpa	1 - 5 Mpa	< 1 Mpa
	Puntaje		15	12	7	4	2	1	0
2		RQD	90 - 100 (%)	75 - 90 (%)	50 - 75 (%)	25 - 50 (%)	< 25 (%)		
	Puntaje		20	17	13	8	3		
3		Espaciamiento entre discontinuidades	< 2 m	0,6 - 2 m	200 - 600 mm	60 - 200 mm	< 60 mm		
	Puntaje		20	15	10	8	5		
4		Condición de las discontinuidades (mirar E)	Superficies muy rugosas no continuas. Sin separación. Paredes de rocas no alteradas.	Superficies ligeramente rugosas. Separación < 1 mm. Paredes de roca ligeramente alteradas.	Superficies ligeramente rugosas. Separación < 1 mm. Paredes de roca muy alteradas.	Superficies de deslizamiento o gouge < 5 mm, espesor o separación 1 - 5 mm contiguas.	Gouge suave > 5 mm de espesor o separación > 5 mm continua.		
	Puntaje		30	25	20	10	0		
5		Nivel del agua	Flujo en 10,0 m de la longitud del túnel	Ninguno	< 10	10 - 25	25 - 125	< 125	
			(Presión de agua en la discontinuidad / Esfuerzo principal mayor)	0	< 0,1	0,1 - 0,2	0,2 - 0,5	> 0,5	
	Puntaje		Condiciones generales	Completamente seco	Medio húmedo	Húmedo	Goteando	Fluyendo	
				15	10	7	4	0	

Fuente: Ingeniería Geológica. Excavaciones Subterráneas (U.P.C Madrid)

Tabla 10 Ajuste por Orientación y descripción de RMR

B. AJUSTE POR ORIENTACIÓN DE LAS DISCONTINUIDADES

Dirección y buzamiento	<i>Muy favorable</i>	<i>Favorable</i>	<i>Regular</i>	<i>desfavorable</i>	<i>Muy desfavorable</i>
Túneles y minas	0	-2	-5	-10	-12
Puntaje Fundaciones	0	-2	-7	-15	-25
Taludes	0	-5	-25	-50	-60

C. CLASES DE MACISO ROCOSO DETERMINADOS CON EL PUNTAJE TOTAL

PUNTAJE	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	< 21
Número de clase	I	II	III	IV	V
Descripción	Muy buena	Buena	Regular	Mala	Muy mala

D. SIGNIFICADO DE LAS CLASES DE ROCA

Número de clase	I	II	III	IV	V
Tiempo promedio sin fallar	20 años	1 año	1 semana	10 hrs	30 min
	15 m span	10 m span	5 m span	2,5 m span	1 m span
Cohesión del macizo rocoso (kPa)	> 400	300 - 400	200 - 300	100 - 200	< 100
Ángulo de fricción del macizo rocoso	> 45	35 - 45	25 - 35	15 - 25	< 15

Fuente: Ingeniería Geológica. Excavaciones Subterráneas (U.P.C Madrid)

Tabla 11 Discontinuidades y efecto de la orientación RMR

E. GUÍA PARA LA CLASIFICACIÓN DE LAS DISCONTINUIDADES

Longitud de las discontinuidad (persistencia)	< 1m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20 m
Puntaje	6	4	2	1	0
Separación (apertura)	Ninguna	< 0,1 mm	0,1 - 1,0 mm	1 - 5 mm	> 5 mm
Puntaje	6	5	4	1	0
Rugosidad	Muy rugosas	Rugosas	Ligeramente rugosas	Lisas	Superficies de deslizamiento
Puntaje	6	5	4	1	0
Relleno (gouge)	Ninguno	Relleno duro < 5mm	Relleno duro > 5mm	Relleno suave < 5mm	Relleno suave > 5mm
Puntaje	6	4	2	2	0
Degradación	No degradada	Ligeramente degradada	Moderadamente degradada	Muy degradado	Descompuesto
Puntaje	6	5	3	1	0

F. EFECTO DE LA ORIENTACIÓN DE LA DIRECCIÓN Y EL BUZAMIENTO EN LOS TÚNELES

Llega II al eje del túnel		Llega a eje del túnel	
Drive with dip - dip 45 - 90	20 - 45	Buzamiento 45 - 90	Buzamiento 20 - 45
Muy favorable	Favorable	Muy desfavorable	Regular
Túnel en contra del buzamiento - Buzamiento 45 - 90	Túnel en contra del buzamiento - Buzamiento 20 - 45	Buzamiento 0-20 sin importar como llega al túnel	
Regular	desfavorable	Regular	

*Algunas condiciones son mutuamente excluyentes. Por ejemplo, si hay relleno, la rugosidad de la superficie va a ser más importante la influencia del gouge. En esos casos usar A.4. directamente

** Modificado después de Wickham et al (1972).

Fuente: Ingeniería Geológica. Excavaciones Subterráneas (U.P.C Madrid)

Con el RMR es posible obtener:

1. Tiempo de estabilidad de excavaciones sin soporte
2. Estimar la presión de soporte

$$\text{Proof} = H_p \cdot \gamma$$

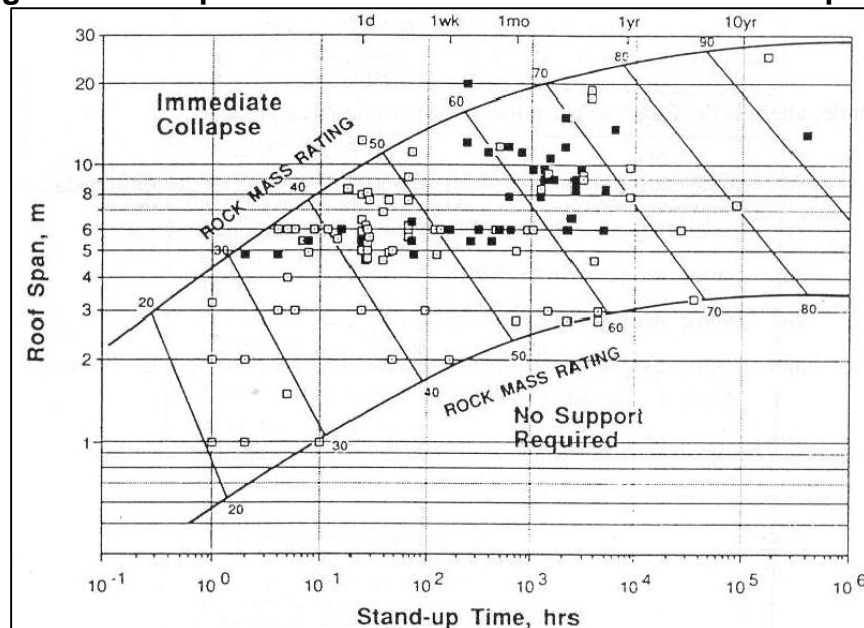
$$H_p = \frac{(100 - \text{RMR})}{100} * B$$

B = Ancho del túnel

Fuente: Tunnel design by rock mass classifications (Bieniawski, 1990)

3. Propiedades del macizo rocoso mediante correlaciones como:
 - Módulo de deformabilidad “in situ”
 - Em (GPa) = 2RMR - 100 (Si RMR > 50) (Bieniaswski, 1978)
 - Em (GPa) = 10^{(RMR-10)/40} (Serafim y Pereira, 1983)
 - Parámetros de resistencia del criterio de rotura de *Hoeck-Brown* (1988)
 - Para macizos poco alterados (Perforados con máquina tuneladora):
 - $m = m_i * \exp((\text{RMR} - 100)/28)$
 - $s = \exp((\text{RMR} - 100)/9)$
 - Para macizos más alterados (Excavados con explosivos):
 - $m = m_i * \exp((\text{RMR} - 100)/14)$
 - $s = \exp((\text{RMR} - 100)/6)$

Figura 10 Tiempo de estabilidad de excavaciones sin soporte



Fuente: Rock Mass Rating (Bieniawski 1973-1989)

En 1988 *Kirsten* señaló las siguientes observaciones al método:

- El sistema de cálculo tiende a favorecer los índices medios de calidad.
- Cambios significativos en un solo parámetro, ocasionan poca afectación al índice global, debido a la estructura del índice como suma de contribuciones.
- El espaciamiento entre juntas parece sobrevalorado (aparece 2 veces: de forma explícita e indirectamente en el RQD).
- Aunque el sostenimiento que propone es el definitivo; en la metodología NATM es necesario, ocasionalmente considerar sostenimientos primarios y secundarios que el método RMR no define.

2.2.1.6 Barton, Lien y Lunde (1974)

El sistema Q para clasificación de macizos fue desarrollado a partir del análisis de 200 casos históricos de túneles de Escandinavia. Es un sistema cuantitativo que permite el diseño de soportes de túneles.

El índice Q se obtiene mediante la siguiente expresión:

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

En donde:

- J_n : Parámetro para describir el número de familias de discontinuidades.
- J_r : Parámetro para describir la rugosidad de las juntas.
- J_a : Parámetro para describir la alteración de las juntas.
- J_w : Factor asociado al agua en juntas.
- SRF : Factor asociado al estado tensional (Zonas de corte, fluencia, expansividad, tensiones “*in situ*”).

La asociación de factores permite dar un sentido físico a cada uno de ellos.

- $\frac{RQD}{J_n}$ Tamaño del bloque medio.

- $\frac{Jr}{Ja}$ Reúne términos de rugosidad, fricción y relleno de juntas. Representa la resistencia al corte entre bloques.
- $\frac{Jw}{SRF}$ Combina condiciones de agua y tensión. Representa la tensión activa.

Tabla 12 Determinación de Q (RQD)

Descripción	Valor	Notas
Calidad de la roca	RQD	1. Donde RQD es ≤ 10 (Incluyendo 0) se usa un valor nominal de 10
A. Muy mala	0-25	
B. Mala	25-50	2. Intervalos de RQD de 5; por ejemplo: 100, 95, 90. Son por lo general acertados.
C. Regular	50-75	
D. Buena	75-90	
E. Excelente	90-100	

Fuente: Ingeniería Geológica. Excavaciones Subterráneas (U.P.C Madrid)

Tabla 13 Determinación de Q (Jn)

Descripción	Valor	Notas
Número por cantidad de discontinuidades (Jn)		
A Masiva. (Sin discontinuidades)	0.5 - 1	1. Para secciones use (3.0xJn)
B Un set de discontinuidades	2	
C Un set de discontinuidades más random	3	
D Dos sets de discontinuidades	4	
E Dos sets de discontinuidades más random	6	
F Tres sets de discontinuidades	9	2. Para portales use (2.0xJn)
G Tres sets de discontinuidades más random	12	
H Cuatro o más sets de discontinuidades más random, material grueso, "cubos de azúcar", etc.	15	
I Roca triturada, tierra.	20	

Fuente: Ingeniería Geológica. Excavaciones Subterráneas (U.P.C Madrid)

Tabla 14 Determinación de Q (Jr)

Descripción	Valor	Notas
Número por rugosidad de discontinuidades (Jr)		
a. Contacto con la pared de la roca b. Contacto con la pared de la roca antes de 10 cm de espesor de relleno		
A Discontinuidades discontinuas	4	1. Adicionar 1.0 si el espaciamiento de los sets de discontinuidades es mayor de 3m.
B Rugosas e irregulares, onduladas	3	
C Lisas y onduladas	2	
D Superficie deslizante y ondulada	1.5	
E Rugosa e irregular, plana	1.5	
F Lisa y plana	1	2. Jr=0.5 puede ser usado para contactos planos, superficies deslizantes con recubrimientos, teniendo en cuenta que el revestimiento esté orientado hacia la menor capacidad.
G Superficie deslizante y plana (No hay contacto con la pared de la roca)	0.5	
H Zonas que contienen minerales arcillosos con espesores suficientes para no permitir el contacto entre paredes de las rocas.	1 (Nominal)	
I Arena, grava o zona triturada con espesor suficiente para no permitir el contacto entre las paredes de la roca.	1 (Nominal)	

Fuente: Ingeniería Geológica. Excavaciones Subterráneas (U.P.C Madrid)

Tabla 15 Determinación de Q (Ja)

Descripción	Valor		Notas
	Ja	Φ_r (Aprox)	
<i>a. Contacto con la pared de la roca</i>			
A Fuertemente curada, dura, relleno impermeable	0.75		1. Valores de Φ_r , ángulo de fricción residual, son aproximaciones a partir de las propiedades mineralógicas de las alteraciones, si están presentes.
B Paredes inalteradas, superficies manchadas	1	25 - 35	
C Paredes ligeramente alteradas, partículas arenosas, sin presencia de arcilla, roca desintegrada, etc.	2	25 - 35	
D Sílice, o rellenos areno arcillosos, pocas cantidades de arcilla.	3	20 - 25	
E Materiales suaves, o minerales arcillosos con una baja fricción. Caolinita, mica, clorita, talco, grafito, y pequeñas cantidades de arcillas expansivas. (capas discontinuas, 1-2 mm o menos)	4	8 - 16	
<i>b. Contacto con la pared de la roca antes de 10 cm de espesor de relleno</i>			
F Partículas arenosas, sin arcilla, roca desintegrada.	4	25 - 30	1. Valores de Φ_r , ángulo de fricción residual, son aproximaciones a partir de las propiedades mineralógicas de las alteraciones, si están presentes.
G Extremadamente preconsolidadas, rellenos minerales suaves (continuo < 5 mm de espesor)	6	16 - 24	
H Mediana a baja preconsolidaciones, rellenos minerales suaves (continuo < 5 mm de espesor)	8	12 - 16	
I Arcillas expansivas, por ejemplo montmorillonita, (continua < 5 mm de espesor). Valores de Ja dependiendo del porcentaje de arcillas expansivas y el acceso del agua	8 - 12	6 - 12	
<i>c. No hay contacto con la pared de la roca</i>			
J Zonas o franjas desintegradas o trituradas.	6	6 - 24	
K Rocas y arcilla (mirar condiciones G, H e I)	8		
L K & (mirar condiciones G, H e I)	8 - 12		
M Zonas de franjas con rellenos de sílice, o areno arcillosos, con una baja fracción de arcilla.	5		
N Franjas o zonas continuas de arcilla	10 - 13		
O Zonas gruesas y continuas con franjas de arcilla (mirar condiciones G, H e I para las condiciones de arcilla)	13 - 20		

Fuente: Ingeniería Geológica. Excavaciones Subterráneas (U.P.C Madrid)

Tabla 16 Determinación de Q (Jw)

Descripción	Valor		Notas
	Jw	Presión de agua (Aprox) Kg/cm ²	
Reducción por presencia de agua (Jw)			
A Excavación seca o flujos menores (ejemplo < 5 l/m localmente)	1	< 1.0	1. Factores C y F son estimaciones; se debe incrementar Jw si existe un drenaje instalado.
B Flujo o presiones medias, lavado ocasional de los rellenos de las discontinuidades	0.66	1.0 - 2.5	
C Presiones o flujos altos en buenas rocas sin rellenos en las discontinuidades	0.5	2.5 - 10.0	
D Presiones o flujos altos	0.33	2.5 - 10.0	2. Problemas causados especialmente por formaciones de hielo no están considerados
E Excepcionalmente altas presiones o flujos al volar, y decaen con el tiempo	0.2 - 0.1	> 10	
F Excepcionalmente altos flujos y presiones.	0.1 - 0.05	> 10	

Fuente: Ingeniería Geológica. Excavaciones Subterráneas (U.P.C Madrid)

Tabla 17 Determinación de Q (SRF)

Descripción	Valor			Notas
	SRF	σ_c/σ_1	σ_t^*/σ_1	
a. Zonas débiles de excavación, que pueden ocasionar perdidas de masas rocosas cuando se está excavando el túnel				
A Múltiples zonas con arcillas o rocas químicamente desintegradas, perdidas de rocas cercanas a la excavación a cualquier profundidad	10			1. Reducir valores de SRF por un 25%-50% si las zonas con grandes rellenos no intersectan la excavación.
B Una zona con arcillas o rocas químicamente desintegradas (profundidad de excavación < 50m)	5			
C Una zona con arcillas o rocas químicamente desintegradas (profundidad de excavación > 50m)	2.5			
D Múltiples zonas con rellenos de roca competente(sin arcilla),perdidas de rocas cercanas a la excavación a cualquier profundidad	7.5			
E Una zona con rellenos de roca competente(sin arcilla), (profundidad de excavación < 50m)	5			
F Una zona con rellenos de roca competente(sin arcilla), (profundidad de excavación > 50m)	2.5			
G Perdida por discontinuidades abiertas, 'cubo de azúcar'(cualquier profundidad)	5			
b. Buena roca, problemas con esfuerzos en la roca				
H Esfuerzos bajos, cerca de la superficie	2.5	>200	< 13	2. Para esfuerzos vírgenes de terreno muy aniso trópicos (si se miden): cuando $5 \leq \sigma_1/\sigma_3 \leq 10$, reducir σ_c a $0,8\sigma_c$. Cuando $\sigma_1/\sigma_3 > 10$, reducir σ_c y σ_t a $0,6\sigma_c$. Y $0,6\sigma_t$. Donde σ_c = compresión inconfiada σ_t = Capacidad a la tensión (carga puntual) σ_3 =Esfuerzo principal menor σ_1 =Esfuerzo principal mayor
I Esfuerzos medios	1	200 - 10	13 - 0.66	
J Esfuerzos altos, estructura muy unida (usualmente favorable a la estabilidad, pero puede ser desfavorable para la estabilidad de la pared)	0.5 - 2	10 - 5	0.66 - 0.33	
K Rockburst suave (roca masiva)	5 - 10	5 - 2.5	0.33 - 0.16	
L Rockburst fuerte (roca masiva)	10 - 20	< 2.5	< 0.16	
c. Rocas asentadas (squeezing), flujo plástico de roca incompetente bajo la influencia de altas presiones de roca				
M Squeezing suave por presión de roca	5 - 10			
N Squeezing fuerte por presión de roca	10 - 20			
d. Rocas expansivas, actividad química dependiendo de la presencia del agua				
O Swelling suave por presión de roca	5 - 10			
P Swelling fuerte por presión de roca	10 - 15			

Fuente: Ingeniería Geológica. Excavaciones Subterráneas (U.P.C Madrid)

La determinación de Q permite la estimación del sostenimiento del túnel, por medio de los siguientes pasos:

1. Se selecciona el grado de importancia de la excavación definido por el índice ESR (Excavation Support Ratio). Ver Tabla 18.

Tabla 18 Determinación de ESR para diámetro equivalente

CATEGORIA DE LA EXCAVACIÓN	ESR	Número de casos
A Excavaciones para Minas temporales	3 - 5	2
B Excavaciones para Minas permanentes, túneles para hidroeléctricas (a excepción de válvulas de alta presión)	1.6	83
C Cuartos de control, plantas de tratamiento de aguas, túneles férreos menores, cámaras de amortiguamiento de olas y túneles de acceso	1.3	26
D Estaciones de poder, túneles férreos mayores, cámaras de defensa civil, portales e intersecciones	1.0	79
E Estaciones subterráneas de plantas nucleares, facilidades deportivas, fábricas.	0.82	2

Fuente: Ingeniería Geológica. Excavaciones Subterráneas (U.P.C Madrid)

Barton homogeniza los diámetros de las excavaciones a un diámetro “*equivalente*” con la siguiente ecuación.

Ecuación 5 Diámetro equivalente

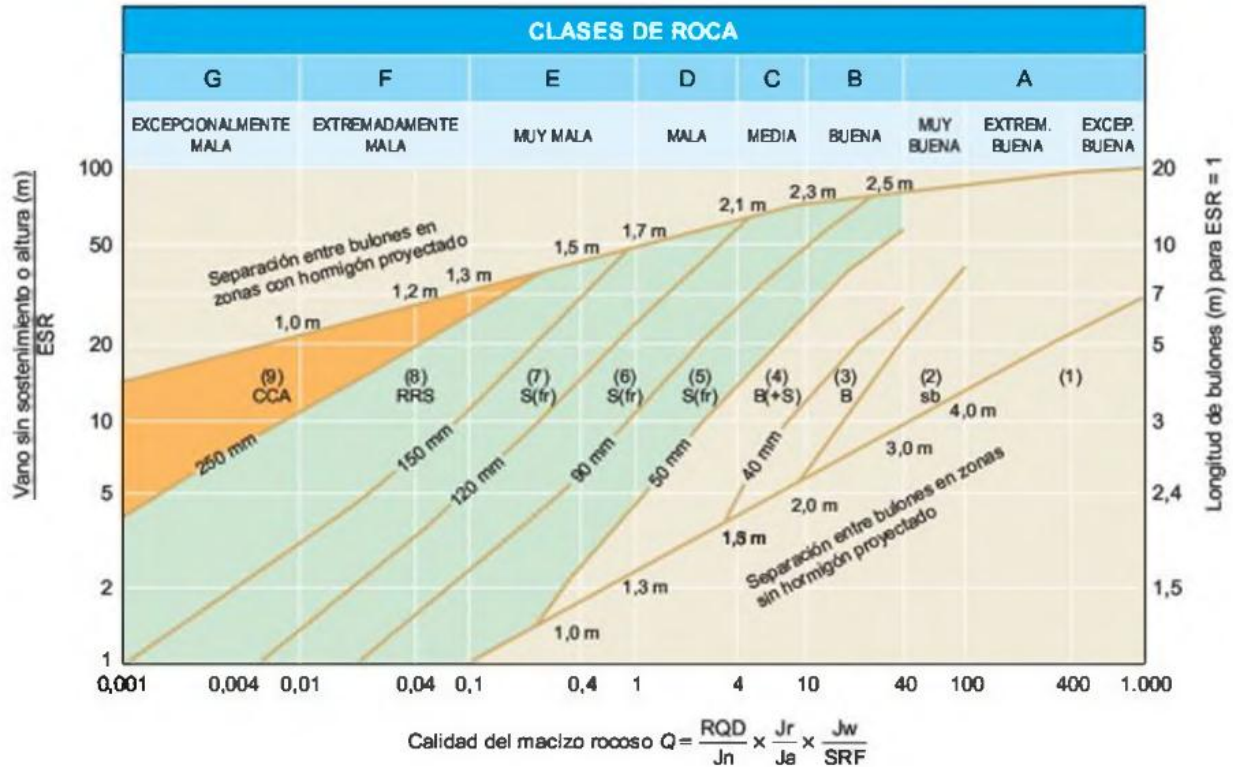
$$D \text{ equivalente} = \frac{\text{Span, diámetro o altura de excavación (m)}}{\text{Relación de soporte de excavación ESR}}$$

Fuente: Tunnel design by rock mass classifications (Bieniawski, 1990)

2. Se elige el tipo de sostenimiento combinando el índice Q y el diámetro o luz libre de la excavación (Ver Figura 11). En general, los casos de excavaciones no sostenidas de forma permanente se dan cuando:

$$SRF \leq 2.55; J_n \leq 9; J_r \geq 1; J_a \leq 1; J_w = 1$$

Figura 11 Soporte sugerido por Barton para diferentes características



CATEGORÍAS DE REFORZAMIENTO	
1 Sin soporte	5 Concreto lanzado reforzado con fibra de acero, 5 - 9 cm y pernos.
2 Pernos puntuales	6 Concreto lanzado reforzado con fibra de acero, 9 - 12 cm y pernos.
3 Pernos sistemáticos	7 Concreto lanzado reforzado con fibra de acero, 12 - 15 cm y pernos.
4 Pernos sistemáticos con 4 - 10 cm de concreto lazado sin refuerzo.	8 Concreto lanzado reforzado con fibra de acero, >15 cm. Concreto lanzado reforzado con arcos
	9 Lanzamiento de revestimiento de concreto

Fuente: Ingeniería Geológica (Vallejo, 2002)

Se debe tener presente que:

La relatividad que reflejan algunos índices (Como da o SRF) tiende a ser compleja y de interpolación complicada.

2.2.1.7 González de Vallejo

La clasificación geo mecánica SRC se basa en la clasificación de *Bieniawski* (1979) y reúne también experiencias de la clasificación de Barton et al (1974), sin embargo se diferencia por incluir factores de corrección para el uso de datos de superficie e incorpora nuevos índices como el estado tensional e influencia de las condiciones constructivas.

Esta metodología pretende reunir factores geológicos importantes que intervienen en el comportamiento geomecánico del túnel que no son habitualmente considerados.

Los índices de calidad geomecánica que intervienen como parámetros en la clasificación SRC son:

1. Resistencia de la matriz rocosa.
2. Espaciado de las discontinuidades y RQD.
3. Condiciones de las discontinuidades.
4. Filtraciones.
5. Estado tensional.
6. Proceso Constructivo.

Para la aplicación de la clasificación SRC se recomiendan los siguientes pasos:

1. Dividir la traza del túnel en tramos litológicamente semejantes.
2. Subdividir los tramos identificados en el tramo anterior que presenten una marcada variación estructural o en su grado de fracturación.
3. Identificar los puntos singulares del trazado.
4. Calcular puntuaciones de los índices de calidad y determinar SRC.
5. Aplicar factores de corrección a cada índice Tabla 20 cuando los datos procedan de afloramientos y obtener el SRC base.
6. Caracterizar geo mecánicamente el macizo y estimar sus propiedades sustituyendo el RMR por el SRC base en las expresiones que relacionan RMR con los parámetros de resistencia y deformabilidad del macizo.
7. Obtener el SRC corregido mediante los ajustes por condiciones constructivas. Ver Tabla 21.
8. Estimar sostenimientos sustituyendo el valor del RMR por el SRC corregido. Ver Tabla 22.

Tabla 19 Clasificación geo-mecánica SRC

Parámetros	Puntuaciones					
1. RESISTENCIA MATRIZ ROCOSA Carga puntual (MPa) Ensayos compresión simple (MPa) Puntuación	>8 >250 20	8 a 4 250 a 100 15	4 a 2 100 a 50 7	2a 1 50 a 25 4	25 a 5, 5 a 1, <1 2 1 0	
2. ESPACIADO o RQD Espaciado (m) RQD (%) Puntuación	>2 100 a 90 25	2 a 0,6 90 a 75 20	0,6 a 0,2 75 a 50 15	0,2 a 0,06 50 a 25 8	<0,06 <25 5	
3. DISCONTINUIDADES Condiciones Puntuación	Muy rugosa. Discontinuas. Sin separación. Bordes poco alterados y duros. 30	Algo rugosas. Discontinuas. Separación menor 1 mm. Bordes duros y poco alterados. 25	Algo rugosas. Discontinuas. Separación 1 mm. Bordes blandos y alterados. 20	Lisas o con Siickensides. Continuas. Abiertas 1 a 5 mm. Con rellenos. 10	Lisas o con slickensides. Continuas. Abiertas más de 5 mm. Con rellenos. 0	
4. FILTRACIONES Caudal por 10 m de túnel (Lt/min) Condiciones Puntuación	Inapreciable Seco 15	< 10 Algo húmedo 10	10 - 25 Algunas filtraciones 7	25 - 125 Frecuentes filtraciones 4	> 125 Abundantes filtraciones 0	
5. ESTADO TENSIONAL Factor de competencia (1) Puntuación	> 10 10	10 a 5 5	5 a 3 -5	< 3 -10	----	
Accidentes tectónicos Puntuación	Fallas de alcance regional -5		Tectónica compresiva -2	Tectónica distensiva 0		
Factor de relajación tensional (2) Puntuación	> 200 0	200 a 80 -5	80 a 10 -8	< 10 -10	Zonas afectadas por laderas o taludes 200 a 80 -10 79 a 10 -13 <10 -15	
Actividad sísmica Puntuación	Desestimada o baja 0			Moderada -5		Alta -10
CLASES DE ROCA Clase SRC Calidad de Roca Puntuación (3)	I Muy buena 100 a 81	II Buena 80 a 61	III Media 60 a 41	IV Mala 40 a 21	V Muy mala <= 20	

Notas:

- (1) Factor de competencia: resistencia uniaxial de la matriz rocosa dividida por la tensión máxima vertical debida al peso del recubrimiento.
- (2) Factor de relajación tensional: edad geológica de la deformación tectónica principal (en años x lo-3) dividida el máximo espesor de recubrimientos, en metros.
- (3) Una vez obtenida la puntuación SRC, se utiliza este valor en lugar del RMR para el cálculo de las propiedades del macizo y los sostenimientos.

(González de Vallejo, 1985)

Fuente: Ingeniería Geológica (Vallejo, 2002)

Tabla 20 Factores de corrección por datos de afloramientos. Clasificación SRC

<p>Espaciado o RQD. Corregir la puntuación obtenida en el Cuadro 10.4 del Espaciado o RQD multiplicando por THCF x WCF sin superar los 25 puntos</p>	
<p>THCF *Fracturas de compresión = 1 3 0 *Fracturas de distensión = 0,8 *Para profundidades < 50 m = 1,0</p>	<p>WCF *Grado de meteorización ^ IV = 0,8 *Grado de meteorización III = 0,9 *Grado de meteorización I y II = 1,0</p>
<p>Condiciones de las discontinuidades. La puntuación obtenida (Cuadro 10.4) se ajusta para: *Fracturas de compresión: (+ 5) puntos, sin superar la puntuación total de 30 puntos. *Fracturas distensión: (0) puntos. *No aplicable para profundidades menores de 50 m.</p>	
<p>Filtraciones. La puntuación obtenida (Cuadro 10.4) se corrige para el THCF: *Fracturas de compresión: (+ 5) sin superar la puntuación total de 15 puntos. *Fracturas de distensión: (0). *No aplicable para profundidades menores de 50 m.</p>	
<p>THCF = Factor de corrección de historia tectónica. WCF = Factor de corrección de meteorización.</p>	

Fuente: Ingeniería Geológica (Vallejo, 2002)

Tabla 21 Factores de corrección por efectos constructivos. Clasificación SRC

Durabilidad de las rocas (1)						Puntos
*Rocas de alta durabilidad, o sin contenido en arcilla						0
*Rocas de baja durabilidad, o con alto contenido de arcilla						-5
*Rocas de muy baja durabilidad, o con un contenido de arcilla muy alto						-10
Orientación de las discontinuidades con respecto al eje del túnel (Bieniawski, 1979)						
Dirección perpendicular al eje del túnel				Dirección paralela al eje del túnel		Buzamiento 0° a 20° en cualquier dirección
Avance con buzamiento		Avance contra buzamiento				
Buzamiento 45° a 90°	Buzamiento 20° a 45°	Buzamiento 45° a 90°	Buzamiento 20° a 45°	Buzamiento 45° a 90°	Buzamiento 20° a 45°	
Muy favorable 0	Favorable -2	Aceptable -5	Desfavorable -10	Muy desfavorable -12	Aceptable -5	Desfavorable -10
Método de excavación						Puntos
Excavación mecanizada						5
Voladuras controladas, pre corte, etc.						0
Voladuras de mala calidad						-10
Sostenimientos (2)						
Clase I						0
Clase II						
< 10 días						0
>10 días < 20 días						-5
>20 días						-10
Clase III						
< 2 días						0
> 2 días < 5 días						-5
> 5 días < 10 días						-10
> 10 días						-20
Clase IV y V						
< 8 horas						0
> 8 horas < 24 horas						-10
> 24 horas						-20
Excavaciones adyacentes (3)						
AEF < 2,5						-10
Emboquilles y zonas de escaso recubrimiento (4)						
PF < 3						-10
Notas:						
(1) Se calcula con el ensayo de durabilidad (slake durability test), o indirectamente estimando la proporción de arcilla en la roca.						
(2) Tiempos referidos al plazo de instalación de los sostenimientos de acuerdo con la relación entre la estabilidad del frente y longitudes de pase, Bieniawski (1979) (Figura 10.11).						
(3) AEF se define como el coeficiente entre la distancia a la excavación adyacente y el diámetro de la sección del túnel.						
(4) PF se define por el cociente entre el espesor de recubrimientos en la boquilla y la altura del túnel						

Fuente: Ingeniería Geológica (Vallejo, 2002)

Tabla 22 Sostenimientos a partir del índice RMR

Clase RMR	Excavación	Sostenimiento		
		Bulones	Gunita	Cerchas
I 100-81	Sección completa. Avances de 3 m.	Innecesario, salvo algún bulón ocasional.	No	No
II 80-61	Sección completa. Avances de 1-15 m.	Bulonado local en clave, con longitudes de 2-3 m y separación de 2-25 m, eventualmente con mallas.	5 cm en clave para impermeabilización.	No
III 60-41	Avance y destroza. Avances de 1,5 a 3 m. Completar sostenimiento a 20 m del frente.	Bulonado sistemático de 3-4 m con separaciones de 1,5 a 2 m en clave y hastiales. Malazo en clave.	5 a 10 cm en clave y 3 cm en hastiales.	No
IV 40-21	Avance y destroza. Avances de 1 a 15 m. Sostenimiento inmediato del frente. Completar sostenimiento a menos de 10 m del frente.	Bulonado sistemático de 4-5 m con separaciones de 1-15 m en clave y hastiales con mallas.	10 a 15 cm en clave y 10 cm en hastiales. Aplicación según avanza la excavación.	Cerchas ligeras espaciadas 15 m cuando se requieran.
V <20	Fases múltiples. Avances de 0,5-1 m. Gunitar (Concreto lanzado) inmediatamente el frente después de cada avance.	Bulonado sistemático de 5-6 m, con separaciones de 1-15 m en clave y hastiales con mallas. Bulonado en solera.	15-20 cm en clave, 15 cm en hastiales y 5 cm en el frente. Aplicación inmediata después de cada avance.	Cerchas pesadas separadas 0,75 m con blindaje de chapas y cerradas en solera.

Túneles de sección en herradura, máxima anchura 10 m, máxima tensión vertical 250 kp/cm².

(Bieniawski, 1989).

Fuente: Ingeniería Geológica (Vallejo, 2002)

2.2.1.8 Hoek (1995)

El GSI o “Geological Strength Index” (*Índice de Resistencia geológica*), fue propuesto por Hoek como un complemento a su criterio generalizado de la falla en roca, al estimar los parámetros “s” y “mb” en el criterio.

Este índice está basado en la combinación de dos parámetros de los procesos geológicos, las condiciones de las discontinuidades y el estado de los bloques de roca, por lo cual se facilita su aplicación en campo. El GSI es de mayor utilidad en macizos rocosos blandos con RMR menor a 20.

Para el desarrollo de esta metodología Hoek implementó el parámetro “D” con el propósito de considerar los daños ocasionados al macizo por la influencia de las voladuras.

Dependiendo el RMR utilizado, las relaciones existentes entre RMR y GSI, se detalla en las ecuaciones:

Caso RMR₇₆:

$$RMR_{76} > 18 \rightarrow GSI = RMR$$
$$RMR_{76} < 18 \rightarrow \text{No se puede utilizar el } RMR_{76} \text{ para obtener el GSI}$$

Caso RMR₈₉:

$$RMR_{89} > 23 \rightarrow GSI = RMR_{89} - 5$$
$$RMR_{89} < 23 \rightarrow \text{No se puede utilizar el } RMR_{89} \text{ para obtener el GSI}$$

El valor de GSI, puede ser determinado con la Tabla 23 de acuerdo a las particularidades del macizo rocoso analizado.

Tabla 23 Índice de resistencia geológica – GSI según Hoek & Brown

GEOLOGICAL STRENGTH INDEX		CONDICIÓN DE LA SUPERFICIE				
A partir de la descripción de la estructura y las condiciones de la superficie de la masa rocosa, seleccionar el intervalo apropiado de esta gráfica. Estimar el valor promedio del Geological Strength Index (GSI) de dicho intervalo. No intentar ser tan preciso. Escoger un rango de GSI de 36 a 42 es más aceptable que fijar un GSI = 38. También es importante reconocer que el criterio de Hoek-Brown debería ser aplicada solamente en macizos rocosos donde el tamaño de los bloques o fragmentos es pequeño comparado con el tamaño de la excavación a ser evaluada. Cuando el tamaño de los bloques individuales es aproximadamente mayor a un cuarto de la dimensión de la excavación, generalmente la falla estaría controlada por la estructura y el criterio de Hoek-Brown no debería ser utilizado		MUY BUENA Muy rugosa, superficies sin meteorización	BUENA Rugosa, ligeramente meteorizada, superficies teñidas de óxido	MEDIA Plana, moderadamente meteorizada, superficie alterada	MALA Espijos de falla, superficies muy meteorizadas con rellenos duros o de fragmentos angulares	MUY MALA Espijos de falla, superficies muy meteorizadas con rellenos de arcilla blanca
EXTRUCTURA		DISMINUCIÓN EN CALIDAD DE SUPERFICIE →				
 INTACTAS O MASIVAS - rocas intactas o rocas masiva in situ con pocas discontinuidades separadas ampliamente.		90	80	N/A	N/A	N/A
 FRACTURADA.- Macizo rocoso poco perturbado consistente de bloques cúbicos formados por tres sistemas ortogonales de discontinuidades, muy bien unidos entre si.	DISMINUCIÓN EN LA UNIÓN DE LOS BLOQUES DE ROCA ↓		70			
 MUY FRACTURADA.- Macizo rocoso parcialmente perturbado consistente de bloques angulares unidos entre si, formados por cuatro o más sistemas de discontinuidades			60			
 FRACTURADA / PERTURBADA - macizo rocoso plegado y/o fallado con bloques angulares formados por la intersección de varios sistemas de discontinuidades				50	40	
 DESINTEGRADA - macizo rocoso alternante Fracturado con mezcla de fragmentos angulares y redondeados, pobremente unidos entre si					30	
 FOLIADA/LAMINADA - macizo rocoso foliado, plegado y cizallado tectónicamente. La esquistosidad prevalece Discontinuidades, completamente carente de bloques.						20
			N/A	N/A		
						5

Fuente: Extraída de Hoek & Brown et al., 2002

Se debe tener presente que esta clasificación considera que el comportamiento del macizo rocoso es independiente de la orientación de la carga. Por lo tanto, el GSI no se debe aplicar a macizos rocosos con sistemas predominantes de discontinuidades o cuando el espaciamiento de las discontinuidades sea similar a las dimensiones del túnel debido a la generación de un sistema anisotrópico.

Por otro lado para coberturas de 1000m o superiores; las estructuras tienden a la roca intacta y el GSI no es aplicable, pues presenta valores cercanos a 100, cuando en la práctica se producen fallas quebradizas que ocasionan desprendimiento de roca.

Finalmente se debe tener presente que el GSI no tiene en cuenta el efecto de la presión del agua.

Factor de Disturbancia y Constantes (s y a)

El factor de disturbancia (D) tiene en cuenta los daños en las excavaciones y la relajación de esfuerzos y su determinación obedece a la tabla 23:

Ecuación 6 Constante s

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3 * D}\right)$$

Ecuación 7 Constante a

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right)$$

Tabla 24 Guía para la estimación del factor de disturbancia D.

Apariencia del macizo rocoso	Descripción del macizo rocoso	Valor D sugerido
	<p>Excelente calidad de voladura controlada o excavación con tuneladora, TBM, con resultados de alteración mínima del macizo rocoso confinado circundante al túnel.</p>	<p>D=0</p>
	<p>Excavación mecánica o manual en macizos rocosos de mala calidad (sin voladuras) con una alteración mínima en el macizo circundante.</p> <p>Cuando aparezcan problemas de deformación en el piso durante el avance, la alteración puede ser severa a menos que se coloquen una contrabóveda temporal, tal como se muestra en la figura.</p>	<p>D=0</p> <p>D=0.5 No invert</p>
	<p>Voladura de muy mala calidad en un túnel en roca competente con daños locales severos, extendiéndose 2 o 3m en el macizo rocoso circundante.</p>	<p>D=0.8</p>
	<p>Pequeñas voladuras en taludes de ingeniería civil dan lugar a pequeños daños al macizo rocoso, particularmente si se usan voladuras de contorno como se muestra en el lado izquierdo de la fotografía. Sin embargo la liberación de tensión resulta en alguna alteración.</p>	<p>D=0.7 Good blasting</p> <p>D=1.0 Poor blasting</p>
	<p>Los taludes en las grandes minas a cielo abierto sufren alteraciones significativas debido a las grandes voladuras de producción y también debido a la relajación de tensiones al retirar el estéril de recubrimiento.</p> <p>En algunas rocas blandas la excavación puede llevarse a cabo mediante el ripado y empuje con tractores de orugas y el grado de afección a los taludes será menor.</p>	<p>D=1.0 Production blasting</p> <p>D=0.7 Mechanical excavation</p>

Fuente: Extraída de Hoek & Brown et al., 2002

Resistencia Uniaxial y Constante Hoek del Macizo Rocosó

Una vez conocido el estado en que se encuentra el macizo rocoso, mediante la obtención del GSI, se puede encontrar la resistencia real del macizo rocoso a partir de las propiedades de la roca intacta de la siguiente forma:

Ecuación 8 Constante Hoek del macizo rocoso

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

Ecuación 9 Resistencia del macizo rocoso

$$\sigma'_{cm} = \sigma_{ci} * \frac{(m_b + 4s - a(m_b - 8s))(m_b/4 + s)^{a-1}}{2 * (1 + a) * (2 + a)}$$

Módulo de Deformación del Macizo Rocosó

El módulo de deformación del macizo rocoso está dado por la siguiente relación planteada por Hoek & Brown en el criterio de falla (2002).

Ecuación 10 Módulo de deformación del macizo rocoso Hoek y Brown

$$E_m(Gpa) = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} * 10^{((GSI-10)/40)} \quad (\sigma_{ci} \leq 100)$$

$$E_m(Gpa) = \left(1 - \frac{D}{2}\right) * 10^{((GSI-10)/40)} \quad (\sigma_{ci} \leq 100)$$

2.3 CRITERIOS DE FALLA DE MACIZOS ROCOSOS

Con la acumulación de pruebas, experiencias y análisis del comportamiento de las rocas se han desarrollado criterios de falla que pretenden determinar los límites de resistencia de la roca con la mayor precisión posible.

2.3.1 Criterio de Falla de Hoek Brown

Este criterio también conocido como el criterio de la fricción interna, usa el círculo de Mohr para definir o predecir que una parte del material falla si se cruza con una envolvente formada por dos círculos de Mohr en tensión uniaxial y en compresión uniaxial respectivamente.

Este criterio establece que la falla es gobernada por la relación:

$$[\tau] = f(\sigma)$$

La ecuación de la línea recta está dada por:

$$[\tau] = C + \sigma * \tan\phi$$

El criterio de falla asociado con la ecuación anterior es llamado criterio de Mohr-Coulomb y se expresa como:

$$f = \tau_{max} - K(\sigma)$$

$$\tau_{max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_m}{2}$$

Y

$$K(\sigma) = \frac{\sigma_1 - \sigma_m}{2} * \sin\phi + C * \cos\phi$$

2.3.2 Criterio de Von Mises

También conocido como el de la máxima energía de distorsión se usa comúnmente para estimar el punto de fluencia de materiales dúctiles. Este criterio especifica que el material cede si la energía de distorsión alcanza un valor máximo, el cual es igual a la energía de distorsión máxima encontrada en pruebas de tensión. Se puede demostrar que para materiales inicialmente elásticos, la energía de deformación o distorsión es proporcional al esfuerzo de von Mises que es:

Ecuación 11 Esfuerzo de Von Mises

$$\sigma_0 = \sqrt{\frac{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}{2}}$$

Donde σ_1 , σ_2 , and σ_3 son los esfuerzos principales. El criterio de Von Mises alude a que el cuerpo se comporta elásticamente cuando se alcanza la resistencia de cedencia:

Ecuación 12 Resistencia a la cedencia

$$\tau_0 = \frac{\sqrt{3}}{3} * \sigma_0$$

Se puede ver que el esfuerzo de Von Mises es un tipo de promedio del esfuerzo de corte en el tensor de esfuerzos.

La cedencia se inicia cuando el esfuerzo de Von Mises alcanza la resistencia a la cedencia en tensión uniaxial y, para ciertos materiales (hardening) continúa mientras σ_0 sea tienda a aumentar. Este criterio puede ser usado para predecir fractura por “cizalla dúctil”. No es apropiado para la predecir propagación de fracturas o fatiga, lo que depende del máximo esfuerzo principal.

2.3.3 Criterio de Hoek Brown

Este criterio intenta ser un mecanismo para obtener los datos de entrada para el análisis requerido en el diseño de excavaciones subterráneas, y ha venido

desarrollándose para abarcar cada vez mayor cantidad de problemas prácticos al introducir la idea de macizos rocosos inalterados y alterados.

Ecuación 13 Criterio de falla de Hoek Brown

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b * \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

Ecuación 14 Esfuerzo normal en términos de esfuerzos efectivos

$$\sigma'_n = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} - \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} * \frac{d\sigma'_1/d\sigma'_3 - 1}{d\sigma'_1/d\sigma'_3 + 1}$$

Ecuación 15 Esfuerzo cortante en términos de esfuerzos efectivos

$$\tau = (\sigma'_1 - \sigma'_3) * \frac{\sqrt{d\sigma'_1/d\sigma'_3}}{d\sigma'_1/d\sigma'_3 + 1}$$

Ecuación 16 Relación de esfuerzos efectivos principales

$$d\sigma'_1/d\sigma'_3 = 1 + am_b * (m_b * \sigma'_3/\sigma_{ci} + s)^{a-1}$$

Con la relación de los parámetros de Hoek-Brown y el criterio de falla de Mohr-Coulomb se presentan las siguientes ecuaciones:

Ecuación 17 Angulo de fricción efectivo a partir de parámetros de Hoek y Brown 2002

$$\phi' = \sin^{-1} * \left[\frac{6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}} \right]$$

Ecuación 18 Cohesión efectiva a partir de parámetros de Hoek y Brown 2002

$$c' = \frac{\sigma_{ci} * [(1 + 2a)s + (1 - a)m_b\sigma'_{3n}](s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1 + a)(2 + a) \sqrt{1 + (6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1})/((1 + a)(2 + a))}}$$

2.3.4 Criterio de falla de Griffith-Cooker (Microfisuras)

En el proceso de evaluación de las rocas es importante poder definir si una grieta que existe permanecerá estable o si por el contrario se prolongara bajo ciertas condiciones de tensión.

Esto permite explicar porque en algunos casos ocurre la falla con esfuerzos menores a los que cabría esperar, para lo cual se debe recurrir a dos enfoques para predecir este comportamiento: el primero en términos de balance de energía y el segundo en términos del campo de tensiones.

2.3.5 Criterio de falla de Tresca

Este criterio estrictamente válido para materiales isotrópicos y dúctiles, presentan la falla cuando en alguno de sus puntos sucede que:

$$\tau_{max} \geq \frac{\sigma_y}{2}$$

Siendo:

σ_y = La tensión de límite elástico del material.

$\tau_{max} = S = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$ = La tensión máxima en el punto considerado.

σ_1, σ_3 = La mayor y la menor tensión principal en el punto considerado.

2.3.6 Criterio de Drucker-Prager

Este criterio, es una modificación del criterio de Von Mises, y se emplea en aplicaciones prácticas. En él se incorpora la dependencia con respecto a la presión hidrostática. El criterio se expresa como:

$$f(\sigma) = \sigma_{eq} - K(\sigma)$$

Siendo:

$$\sigma_{qe} = \left(\frac{1}{2} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2] \right)^{1/2}$$

$$K_{(\sigma)} = \alpha(H - 3\sigma_h)$$

H es la cotangente del ángulo de fricción interna, σ_h la presión hidrostática y α tiene la expresión:

$$\alpha = \frac{3\text{sen}\phi}{(3 * (3 + \text{sen}^2\phi))^{1/2}}$$

2.4 DISEÑO DEL SOPORTE TEMPORAL

El diseño del soporte de la excavación se define conforme a consideraciones con la mecánica de rocas una vez se conoce el terreno y su comportamiento:

1. Elástico: Cuando las tensiones generadas por la excavación del túnel son bajas, los esfuerzos en la roca no requieren soporte, pudiéndose emplear un sellado con concreto rociado con el objeto de conservar el buen esfuerzo de la roca.
2. Junta elástica: Cuando la roca no puede hacer frente a las tensiones generadas sin fallar (excesivas tensiones), no obstante la manera como falla la roca, en relación con las condiciones de borde del túnel, inducen a considerar una auto-estabilización de la estructura del túnel. Las deformaciones pueden conducir a una liberación de tensiones; entonces, un adecuado soporte está en relación con el mantenimiento que se tenga de la superficie de borde de la excavación.

El túnel para estos efectos se puede soportar mediante:

- Forrar o revestir el túnel.
- Instalación de pernos en roca.

3. Leve presión ejercida: Ocurre cuando la roca no puede tolerar las tensiones elásticamente, de modo que se requiere una estructura de estabilización inmediatamente después de la liberación de tensiones. Las deformaciones representan un pequeño amortiguador.
4. Presión ejercida: Ocurre cuando el movimiento es de gran magnitud, tendiendo a una permanencia larga. Un económico sistema de sostenimiento es esencial para la estabilización del terreno a progresivos fallamientos. Anotando que las fallas en la roca no pueden evitarse por cualquier cantidad de soporte, por razonable que sea. Un adecuado

soporte del túnel requiere del control de la progresión de fallas y mantenimiento de la estabilidad del túnel.

5. Alta presión ejercida: Ocurre cuando el esfuerzo residual de la roca es bajo (baja fricción interna), el progresivo desarrollo de los fallamientos alcanza la profundidad de la roca circundante y las deformaciones también se desarrollan progresivamente. El soporte necesita estar diseñado para permitir grandes movimientos, de modo que su función no sea deteriorada.

2.4.1 TIPOS DE ELEMENTOS DE SOPORTE.

Para túneles que requieren de elementos de soporte para permanecer estables se pueden implementar elementos como: concreto lanzado, pernos, arcos metálicos o la combinación de dos o más de ellos

2.4.1.1 Concreto lanzado

Las técnicas de aplicación del concreto lanzado son variadas, actualmente se utilizan tres procesos distintos: Mezcla seca, mezcla semi-seca y mezcla húmeda, cuya diferencia radica en el momento en que se incluye el agua, justo en la boquilla antes del lanzado, en la manguera unos 5 metros antes de la boquilla o incluyendo el agua antes de introducir la mezcla en la máquina del lanzado, respectivamente.

Entre los materiales usados en el concreto lanzado, además del cemento, agua agregados pétreos, se ha destacado el uso de adiciones como plastificantes, acelerantes, superfluidificantes, retardantes, estabilizadores, etc.

De igual manera, se ha incluido el uso de fibras en el concreto lanzado, las cuales mejoran las propiedades físico - mecánicas del concreto, haciendo que disminuya la fragilidad del mismo y que se comporte de manera más dúctil después de la figuración, otras ventajas del uso de fibras son el aumento de la resistencia a la rotura, la capacidad de absorción de energía y la disminución del fisuramiento por retracción.

La capacidad de soporte del concreto lanzado es calculada de la siguiente manera:

Ecuación 19 Presión máxima de soporte del concreto lanzado

$$P_{sm\acute{a}x} = \frac{\sigma_c}{2} \left(1 - \frac{(r_i - t_c^2)}{r_i} \right)$$

Siendo:

σ_c = Resistencia a la compresión inconfiada del concreto lanzado (Mpa)

t_c = Espesor del concreto lanzado (m)

r_i = Radio de la excavación (m)

$P_{sm\acute{a}x}$ = Presión máxima de soporte (Mpa)

Ecuación 20 Rigidez del concreto lanzado

$$K_s = \frac{E_c}{(1 - \nu_c) * r_i} * \frac{r_i^2 - (r_i - t_c)^2}{(1 - 2\nu_c) * r_i^2 + (r_i - t_c)^2}$$

Siendo:

E_c = Módulo de Young del concreto lanzado (Mpa)

ν_c = Relación de Poisson del concreto lanzado

2.4.1.2 Pernos

Los pernos constituyen un elemento de soporte que impiden, atenúan o neutralizan el fenómeno de descompresión de la roca alrededor del túnel evitando el desprendimiento de rocas al estar ancladas en un estrato competente.

El sistema puede ser combinado con mallas de acero y concreto lanzado cuando el espaciamiento entre diaclasas es menor al factible con los pernos.

Ecuación 21 Capacidad de soporte de los pernos

$$P_p = \frac{T_b}{S_L * S_T}$$

P_p = presión que debe soportar el perno

T_b = Tensión máxima que soporta el perno de roca

S_L = Espaciamiento longitudinal

S_T = Espaciamiento transversal

Ecuación 22 Rigidez del perno

$$K_p = \frac{P_p}{U_s}$$
$$\frac{1}{K_p} = S_L \cdot S_T \cdot \left(\frac{4 \cdot L}{\pi \cdot d_b^2 \cdot E_s} + Q \right)$$

U_s = Deformación máxima admisible de los pernos

d_b = Diámetro del perno (m)

L = Longitud del perno (m)

E_s = Módulo de Young del acero del perno (MPa)

Q = Constante de carga - deformación para el perno y la cabeza ($\approx 0.143 \text{ m/MN}$)

2.4.1.3 Arcos metálicos

Es una estructura fabricada con vigas y perfiles metálicos para soporte rígido cuya función es otorgar inmediata seguridad, ajustándose lo más posible a la línea de excavación en el frente de avance del túnel.

Se recurre a este tipo de soporte en casos extremos donde la roca presenta grandes dificultades durante el proceso de excavación: zonas de rocas fuertemente fracturadas, cruces en el núcleo de fallas, contactos con agua o materiales fluyentes (lodos, arena, etc), cruces de zonas en rocas comprimidas y expansivas, rocas deleznales donde no existe cohesión, tramos colapsados (derrumbes) y toda excavación que requiera sostenimiento previo o simultáneo con el avance de la excavación.

Ecuación 23 Deformación radial del túnel soportado con arcos metálicos

$$u_a = u_{ao} + \frac{P_i \cdot a}{k}$$

Ua = Deformación radial total

Uao = Deformación radial permitida antes de instalar el soporte

Pi = Presión de soporte

a = Radio del túnel

k = Rigidez del soporte (acero relleno)

Ecuación 24 Rigidez de soporte del arco metálico (arco relleno)

$$\frac{1}{k} = \frac{1}{k_s} + \frac{1}{k_b}$$

Donde:

k = Rigidez del soporte (acero relleno)

ks = Rigidez del arco de soporte (acero)

kb = Rigidez del relleno de soporte

Ecuación 25 Rigidez del acero

$$k_s = \frac{E_s \cdot A_s}{S \cdot a}$$

Donde:

ks = Rigidez del arco de soporte (acero)

Es = Módulo de elasticidad del acero

As = Área transversal del arco metálico

a = Radio del túnel

S = Separación entre arcos

2.4.2 INTERACCIÓN DE LOS TIPOS DE SOPORTE Y DEL TERRENO

El principal rasgo de la interacción entre el soporte y el terreno consiste en establecer un factor de seguridad para determinar la aplicabilidad o no de un sistema de soporte.

Hoek planteó una presión crítica la cual debe ser inferior a la del soporte propuesto, de tal forma que la roca se comporte elásticamente.

Ecuación 26 Relación de esfuerzos efectivos

$$k = \frac{(1 + \sin\phi')}{(1 - \sin\phi')}$$

Ecuación 27 Presión crítica para Hoek

$$P_{cr} = \frac{2P_o - \sigma_{cm}}{1 + k}$$

Ecuación 28 Radio plástico del túnel circular

$$r_p = r_o \left[\frac{2 * (P_o(k - 1) + \sigma_{cm})}{(1 + k)((k - 1)P_i + \sigma_{cm})} \right]^{\frac{1}{(k-1)}}$$

σ_{cm} = Resistencia uniaxial del macizo rocoso

Las deformaciones del túnel según sean plásticas o elásticas se pueden calcular de la siguiente forma:

Ecuación 29 Deformación elástica túnel circular

$$u_{ie} = \frac{r_o(1 + \nu)}{E_m} * (P_o - P_i)$$

Ecuación 30 Deformación plástica túnel circular

$$u_{ip} = \frac{r_o(1 + \nu)}{E} \left[2(1 - \nu)(P_o - P_{cr}) \left(\frac{r_p}{r_o} \right)^2 - (1 - 2\nu)(P_o - P_i) \right]$$

Con las presiones y las características del túnel. Hoek relacionó los radios plásticos y las deformaciones

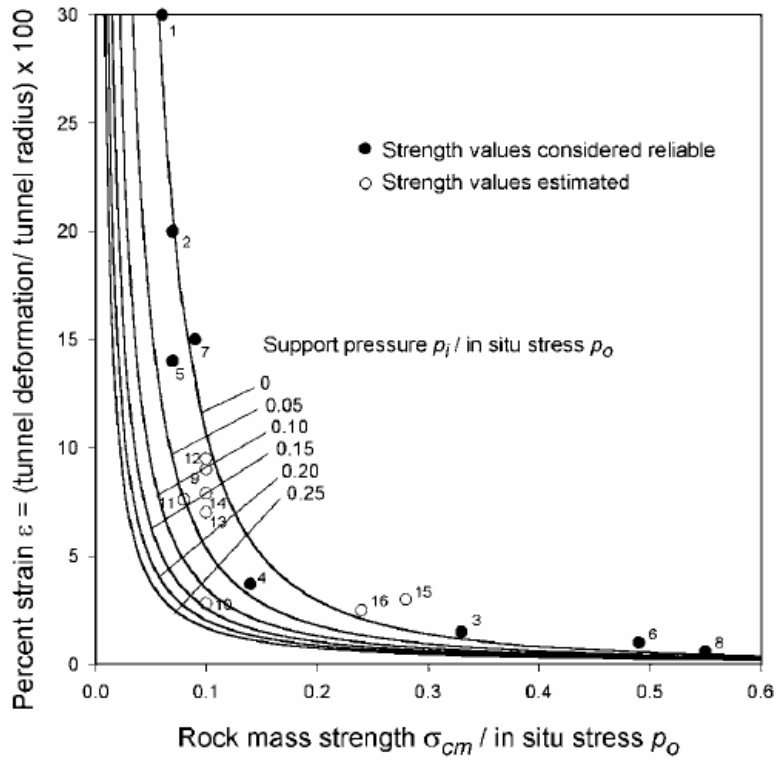
Ecuación 31 Relaciones para el cálculo del soporte o para dimensionar

$$\frac{r_p}{r_o} = \left(1.25 - 0.625 \frac{P_i}{P_o} \right) \frac{\sigma_{cm}}{P_o} \left(\frac{P_i}{P_o} \right)^{-0.57}$$

$$\frac{u_i}{r_o} = \left(0.002 - 0.0025 \frac{P_i}{P_o} \right) \frac{\sigma_{cm}}{P_o} \left(2.4 \frac{P_i}{P_o} - 2 \right)$$

A partir de las ecuaciones anteriores se puede estimar la presión del soporte con un factor de seguridad con la Figura 12.

Figura 12 Obtención de soporte de Hoek



Fuente: Big tunnels in bad rock 2000 Terzaghi lecture. 2001.

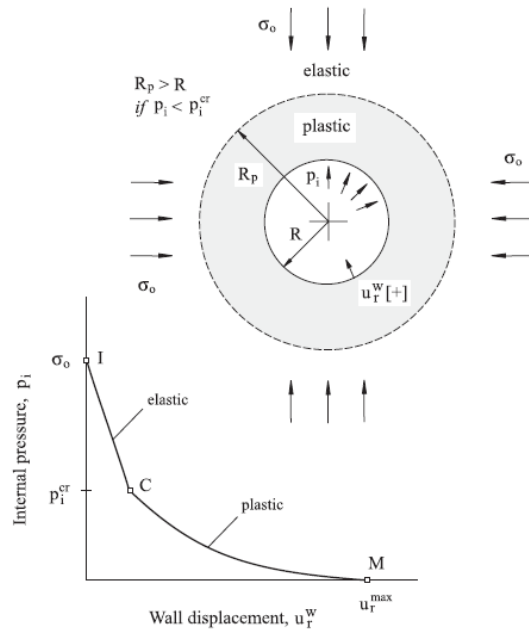


Figura 13 Curva de reacción de soporte

Fuente: Rock and soil mechanics and tunneling notes

The liner has a Young's modulus E_s , Poisson's ratio ν_s and ultimate compressive strength σ_s^{\max}

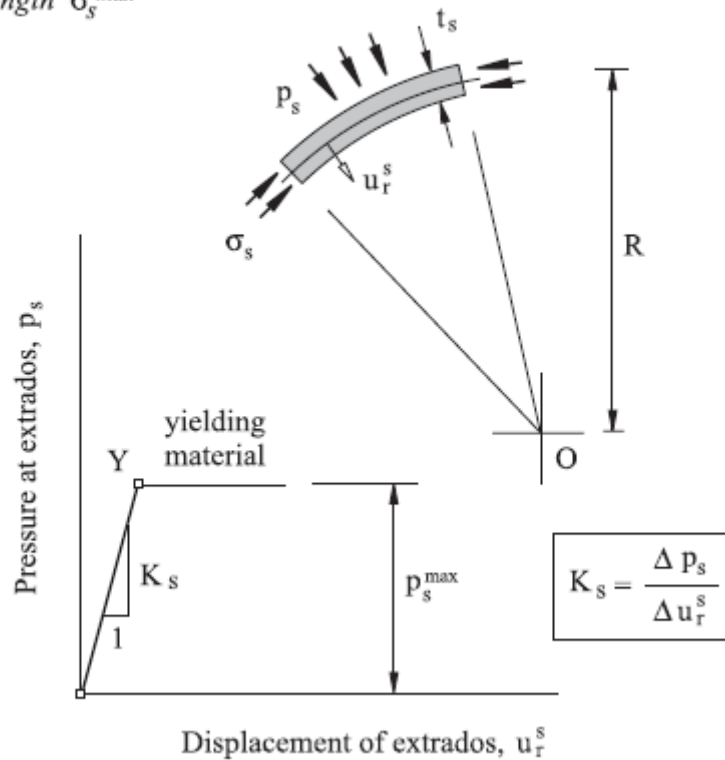


Figura 14 Consideraciones para crear la curva de soporte

Fuente: Rock and soil mechanics and tunneling notes

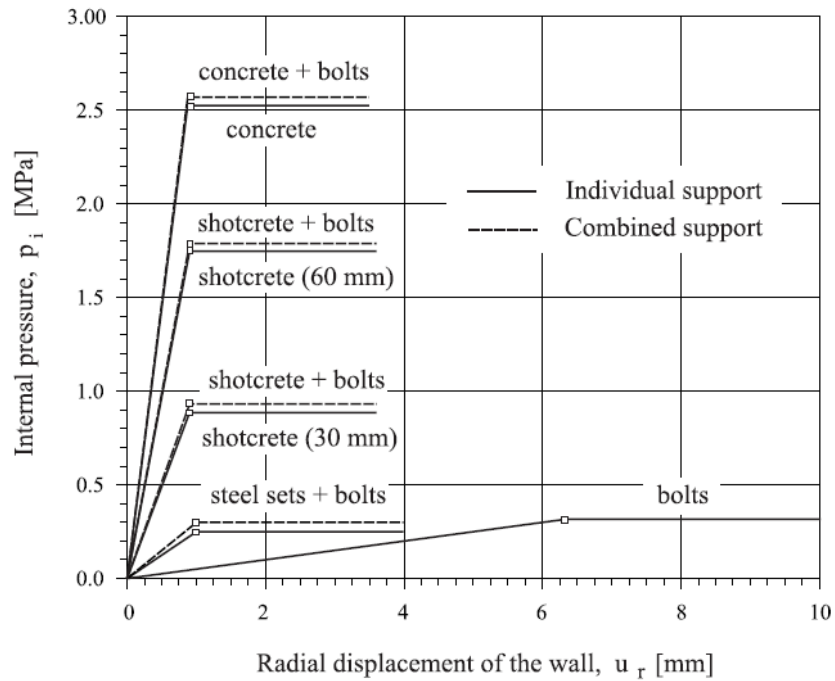
Ecuación 32 Deformación radial del terreno alrededor del túnel.

$$u_r^s = \frac{1 - \nu_s^2}{E_s} \frac{12Rp_s}{12(t_s/R) + (t_s/R)^2}$$

Ecuación 33 Rigidez del terreno alrededor del túnel

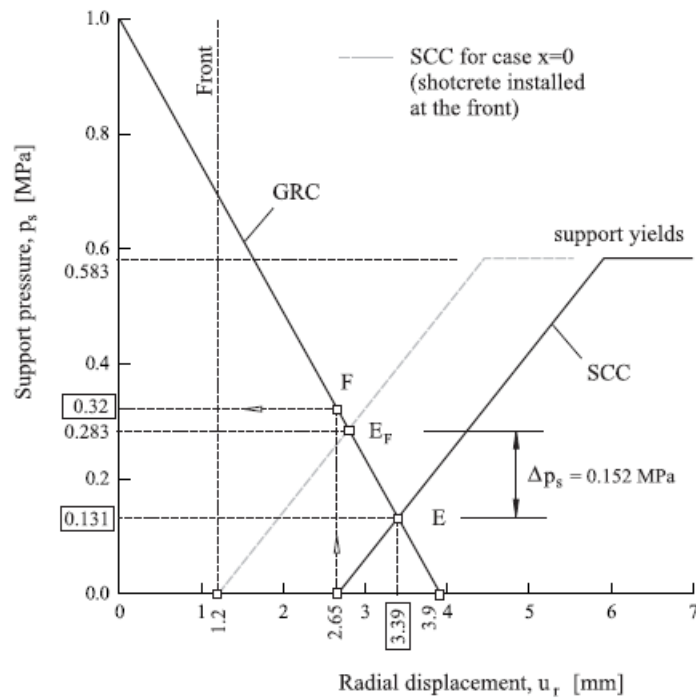
$$K_s = \frac{E_s}{1 - \nu_s^2} \frac{12(t_s/R) + (t_s/R)^2}{12R}$$

Figura 15 Curva de soporte SCC de varios sistemas de soporte.



Fuente: Rock and soil mechanics and tunneling notes

Figura 16 Curva de reacción del terreno y de soporte



Fuente: Rock and soil mechanics and tunneling notes

2.4.3 DISEÑO DE ARCOS METÁLICOS

Para el diseño de arcos metálicos se han desarrollado metodologías empíricas y semi-analíticas que se basan en las propiedades del acero y el sistema de arcos para redistribuir los refuerzos.

Los métodos empíricos están creados a partir de la experiencia y presentan una estrecha relación con las calificaciones geométricas de la roca.

En caso de presentarse cargas superiores a las que un arco rígido tipo H o I no pueden soportar, esencialmente por las excesivas deformaciones a las que estarían sujetos, se debe recurrir a perfiles del tipo TH (Thoussand – Heinzmann) que están especialmente pensados para permitir deformaciones, lo que se traduce en una disminución de esfuerzos, de tal forma que el arco pueda soportarlos. Para este tipo de arcos se emplea la metodología de arcos auto-deslizantes.

2.4.3.1 Metodología de diseño de Proctor & White

En esta metodología se estima la carga sobre el arco mediante el uso de una clasificación geo mecánica y se supone que el arco presenta apoyos simples restringidos

$$M_t = T * h$$

$$M_{max} = 0.86 * M_1 \text{ Si tiene ambos apoyos empotrados}$$

$$M_{max} = 0.67 * M_1 \text{ Si tiene apoyos restringidos}$$

$$f_r = \frac{T}{A} + \frac{M_{max}}{S} \leq \text{Esfuerzo admisible del acero}$$

M_1 = Momento que está soportando el arco

h= Separación entre los bloques

A= Área transversal del arco

S= Modulo de sección del arco

T= Carga total combinada resultante uniforme del arco. (Proof)

La metodología de Proctor and White presenta las siguientes deficiencias señaladas en la tesis de Otero – Saavedra¹:

¹ Tomado de: Otero, Saavedra, Metodología de diseño de soportes con arcos para túneles aplicado a Colombia, 2006.

- Se hace un análisis temporal, puesto que las maderas que aplican las cargas de manera puntual pierden su función luego de un tiempo.
- No se tiene en cuenta la acción de la roca para el confinamiento de las paredes laterales del arco.
- El cálculo del polígono de fuerzas no es muy claro y se pueden presentar errores, que dificultan su utilización.
- No se especifica por que se utiliza el factor de reducción para el valor del momento máximo.
- No se especifica la forma de selección de la separación entre las maderas colocadas en la zona semicircular del arco.

2.4.3.2 Metodología de diseño Biron et al

Publicada por la universidad de Estambul, presenta un método que estima el momento máximo y la fuerza normal a la que está sometido un arco metálico dependiendo de la carga a la que se encuentra expuesto, que resulta estar en función del tamaño y el tipo de material de la obra subterránea.

Ecuación 34 Carga en el techo del túnel

$$q_t = \alpha * L * \gamma * a$$

Siendo:

q = Carga uniforme en el techo del túnel, expresada en toneladas por metro.

α = Factor de carga (dependiendo del tipo de material)

L = Ancho o diámetro del túnel (m)

a = Espaciamiento entre arcos (m)

γ = Peso unitario del material (t/m³)

Ecuación 35 Esfuerzos y Momentos Máximos Biron et al

$$A_y = B_y = \frac{(0.785 * h' + 0.666 * r) * q_t r^3}{0.666 * h'^3 + \pi r h'^2 + 4 h' r^2 + 1.57 r^3}$$

$$M = 0.5 q_t r^2 \sin^2 \alpha - A_y (h' + r * \sin \alpha) \quad \text{para } 0 \leq \alpha < \pi$$

$$M = -A_y x \quad \text{para } 0 \leq x \leq h'$$

$$N = -q_t r \cos^2 \alpha - A_y \sin \alpha$$

$A_y = B_y$ = reacción de los apoyos (Ton)

h = Altura del arco metálico (m)

r = Radio de la excavación (m)

α = Ángulo con la horizontal en grados

q_t = Carga uniforme en el techo (Ton/m)

M = Momento (Ton*m)

N = Fuerza axial en el perfil (Ton)

Ecuación 36 Esfuerzo a flexo-compresión

$$\sigma = \left(\frac{q_t r}{A} \right) + \left(\frac{A_y (h' + 0.5 A_y / q_t)}{W} \right) \leq \sigma_{SF}$$

En donde:

A = Área de la sección del perfil (m²)

W = Módulo de la sección del perfil (m³)

σ_{sf} = Esfuerzo permisible del acero (Ton/m²)

Esta metodología presenta las siguientes carencias expuestas en la tesis de Otero – Saavedra, “metodología de diseño de soportes con arcos para túneles aplicado a Colombia”²:

- *Asume los apoyos con restricciones en un solo sentido Y, y equilibra la restricción en el sentido de X con una fuerza aplicada sobre este punto; cuando una de las principales condiciones de un arco y su funcionamiento, es que los apoyos deben ser totalmente rígidos y no presentar movimiento, y Biron solo plantea restricción de primer grado, lo cual es un error conceptual.*
- *La metodología no toma en cuenta el efecto que tiene la roca sobre el arco en las paredes laterales; y como se sabe, toda acción tiene una reacción, y esto sucede entre el arco y la roca, puesto que la roca le aplica una carga, en este caso en la parte superior, esto es una carga activa; como el arco tiende a deformarse, sus paredes laterales tenderán a apoyarse sobre la roca, a lo cual la roca tendrá una reacción; que será un efecto de confinamiento.*

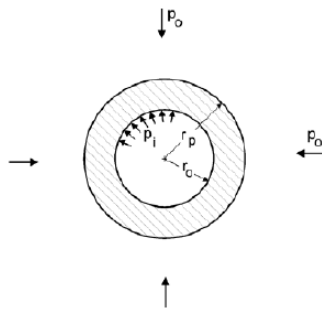
² Tomado de: Otero, Saavedra, Metodología de diseño de soportes con arcos para túneles aplicado a Colombia, 2006.

- Los cálculos realizados bajo la metodología de Biron, no tienen en cuenta el tipo de sección que se esté utilizando; y aunque esto no varíe los valores de momento, cortante o fuerza axial, si varia los valores de las deformaciones.

2.4.3.3 Metodología de Hoek y Brown

Esta metodología es utilizada frecuentemente por el diseño de pozos debido a sus principios enfocados en túneles circulares, presión hidrostática y el radio del túnel.

Figura 17 Fuerzas en un túnel según Hoek



Fuente: Extraída de Hoek & Brown et al., 2002

Pi= presión de soporte

Po= presión $\gamma \cdot z$

ro= radio interno

rp= radio plástico.

Ecuación 37 Rigidez arcos metálicos

$$PS_{max} = \frac{3}{2} * \frac{\sigma_{ys}}{SR\theta} * \frac{AsIs}{3Is + DAs[R - (tb + 0.5D)](1 - \cos\theta)}$$

En donde:

Psmáx = Presión máxima de soporte que aportan los arcos circulares (MPa)

D = Ancho del perfil metálico (m)

Is = Momento de inercia de la sección del arco (cm⁴)

σ_y = Límite elástico del acero (MPa)

S = Espaciamiento entre arcos (m)

θ = Mitad del ángulo entre bloques de madera (para concreto lanzado se asume un valor bajo = 0,05)

t_b = Espesor de bloque de apoyo madera = espesor capa primaria de concreto lanzado

R = Radio de excavación del túnel

A_s = Área del perfil del arco metálico (m^2)

B = Ancho del alma y/o longitud lateral de bloques (m)

E_b = Módulo de Young del material de bloques (MPa), en este caso del concreto neumático

E_s = Módulo de Young para el acero (MPa)

Ecuación 38 Rigidez arcos metálicos

$$\frac{1}{K_s} = \frac{S}{E_s} * \frac{R^1}{A_s} + \frac{SR^3}{E_s I_s} \left[\theta \frac{\theta + \text{sen}\theta \cos\theta - 1}{2\text{sen}^2\theta} + \frac{2S\theta t_b}{E_b B^2} \right]$$

Siendo:

K_s = Rigidez del sistema con arcos

I_s = Módulo de inercia del arco (cm^4)

Se debe tener presentes las siguientes consideraciones al momento de emplear esta metodología, como lo señala la tesis de Otero – Saavedra, “metodología de diseño de soportes con arcos para túneles aplicado a Colombia”:

- *La metodología solo sigue una geometría circular y no tiene en cuenta los otros tipos.*
- *Esta metodología considera que los esfuerzos horizontales y verticales son iguales.*
- *Se asume que las deformaciones en la cara del túnel ocurren inmediatamente se excava*
- *Se asume que la roca está totalmente recostada en la roca, por lo cual no se induce ningún momento en la sección.*

2.4.3.4 Metodología de arcos cedentes

El procedimiento para el diseño de arcos cedentes está enfocado a perfiles del tipo TH, que son claves en excavaciones subterráneas que presentan grandes empujes.

Para el cálculo de arcos cedentes se debe considerar:

- El cuadro se comporta como la estructura biarticulada en sus apoyos.
- Las cargas que actúan sobre la entibación se suponen verticales y uniformemente repartidas.
- El sostenimiento fallará por flexión despreciándose los efectos de la flexión compuesta. Antes que el arco falle debe haberse deslizado por esfuerzo axial.
- En minería la máxima tensión admisible en los elementos de acero del cuadro es la tensión de rotura. En obras civiles se considera la de deformación permanente.
- La cimbra ha sido correctamente montada de acuerdo a las instrucciones del fabricante.

Un análisis matemático que sigue Woodruff considerando las premisas mencionadas, permite calcular la presión sobre la entibación con la siguiente expresión:

Ecuación 39 Presión radial sobre el sostenimiento

$$p_i = (1 - \text{sen}\phi) * \sigma_x * (a/b)^{f(\phi)-1}$$

En donde:

P_i = Presión radial uniforme sobre el sostenimiento

ϕ = Ángulo de fricción interno de la roca.

σ_x = Presión de terreno equivalente a la presión de profundidad $\gamma * z$

a = Radio final estimado

b = Radio de la zona fracturada asumido

$f(\phi)$ = Valores definidos según la roca

Tabla 25 Valores de $f(\phi)$

ϕ	20,00	26,00	30,00	37,00	42,00	46,00	49,00	51,00	55,00
Tan ϕ	0,36	0,47	0,57	0,75	0,90	1,03	1,15	1,23	1,43
$f(\phi)$	2,00	2,50	3,00	4,00	5,00	6,00	7,00	8,00	10,00

Fuente: Manual de túneles y obras subterráneas, Universidad Politécnica de Madrid, 2001

Al asumir que la presión es uniformemente distribuida alrededor del perímetro de la excavación, la carga en cada poste de la entibación sería aproximadamente:

Ecuación 40 Carga arcos cedentes

$$F = pi * a * s$$

F = Carga en cada poste de la excavación

S = Espaciamiento entre cuadros

Ecuación 41 Radio final estimado

$$a^2 = b^2 - K * (b^2 - R^2)$$

En donde:

K = Coeficiente del volumen de expansión de la roca, Labase sugiere un valor de 1.1 en pizarras suaves

2.4.3.5 Lattice Girders

Los Lattice Girders es un soporte formado por barras de refuerzo de acero entrelazado. En general, este sostenimiento es combinado con concreto lanzado para soportar satisfactoriamente los esfuerzos dentro de la excavación.

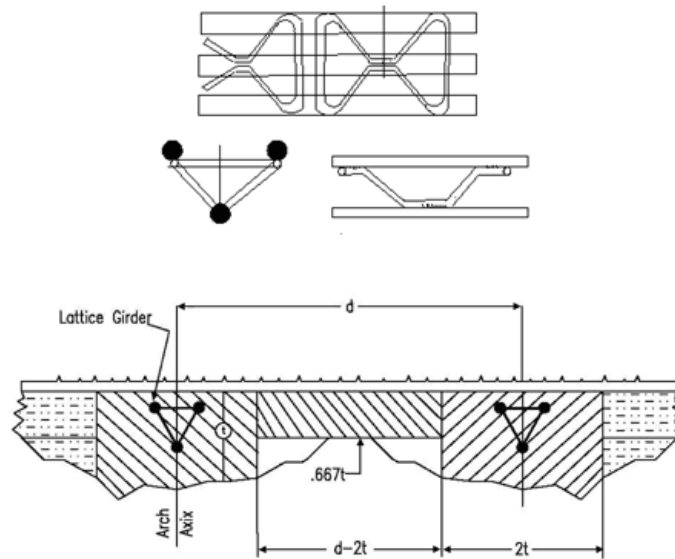
Estos elementos de soporte presentan los siguientes beneficios:

- Proporcionar un rápido apoyo temporal para los bloques inestables dentro del túnel.
- Generar una plantilla lista para aplicar concreto lanzado.
- Economía en el uso del concreto proyectado debido a la ausencia de rebotes contra los perfiles
- Menor peso y gran facilidad de montaje
- Amplio rango de secciones estándar.

Estos elementos se diseñan bajo las siguientes consideraciones de diseño:

- Carga vertical uniformemente repartida sobre la proyección horizontal de los elementos que conforman el arco superior.
- Apoyo articulado para los extremos inferiores del arco, con restricciones de desplazamiento parcial o total en todos los sentidos.
- Inercia constante a lo largo del arco.

Figura 18 (a) Configuración del Lattice Girder (Emilio-2-2901-1997); (b) Determinación de la sección transversal de concreto para el Lattice Girders (Emilio-2-2901-1997)



Fuente: Página de internet fhwa.dot.gov

2.4.3.1 NATM

Bajo las siglas de N.A.T.M. (“New Austrian Tunneling Method”) se halla uno de los métodos de diseño y ejecución de túneles en roca más extendidos y de mayor éxito en todo el mundo dentro del ámbito de la ingeniería civil.

El nuevo método austriaco de ejecución de túneles debe considerarse como una filosofía de diseño y no como un método que utiliza sistemáticamente gunita y cerchas metálicas.

Se basa en la integración del terreno que rodea a la excavación en el anillo estructural autoportante formado entorno a la cavidad, de forma que el terreno forma parte integrante en él. Dicho método pretende relajar el estado tensional del macizo rocoso entorno al túnel, permitiendo su deformación hasta un punto de equilibrio en que el sostenimiento controla dicha deformación, anclando éste al propio terreno. Esto se consigue mediante técnicas de auscultación y medida de convergencias, para controlar las deformaciones en todo momento y evitar que estas sean excesivas; por lo que se puede realizar el túnel con una máxima seguridad.

Se debe dejar al macizo rocoso deformarse de manera que forme su propio soporte estructural reduciendo así, los costes de excavación y sostenimiento.

Los principios generales del método son:

- Excavación cuidadosa del terreno
- Elección de la sección según características geo mecánicas
- Sistema de ejecución adaptado a las condiciones del terreno
- Auscultación

Sigue las siguientes etapas:

- Investigaciones geotécnicas
- Evaluación de parámetros mecánicos del suelo
- Diseño de métodos de excavación y soporte
- Supervisión de estabilidad mediante monitoreo durante construcción
- Retro análisis de los resultados de las mediciones

Consideraciones

- a) La roca en la zona circundante al túnel (zona de protección) debe tener una función de soporte.
- b) Evitar la disgregación perjudicial de la roca, de manera que siempre se sienta la acción de la resistencia de cascara.
- c) Tolerar una deformación controlada del sostenimiento, para conseguir un proceso de relajación de tensiones en la roca.

La consideración de estos condicionantes, requiere de la experiencia y práctica, no solamente del ingeniero proyectista, sino también del ejecutor en el frente de avance del túnel.

Ventajas

Las ventajas más notables de la aplicación de este método son:

- a) Su adaptabilidad a condiciones geológicas variadas, especialmente en condiciones difíciles.
- b) Reducción en los presupuestos de obra.
- c) Disminución de la probabilidad de accidentes en el frente de trabajo, por causas de caída de rocas o derrumbes.

2.5 CONSIDERACIONES DE DISEÑO

Durante el proceso de diseño del soporte de una excavación, se debe tener en cuenta consideraciones que afectan las especificaciones del soporte requerido, como es el caso de: la geometría del túnel, las cargas ocasionadas por el macizo rocoso, los apoyos de soporte en el túnel y el tipo de material usado en los arcos.

2.5.1 Geometría

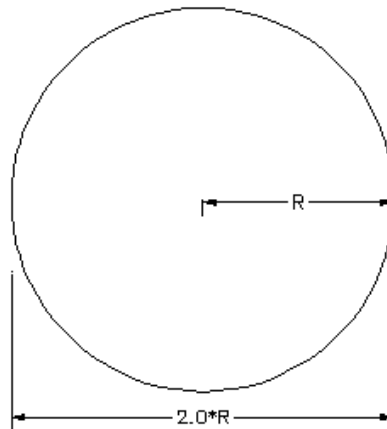
La geometría tiene influencia en las excavaciones subterráneas en:

- Presión de soporte del túnel.
- Afectaciones en términos con squeezing acorde a la forma y tamaño del túnel.
- La presión del soporte aumenta con el tamaño del túnel en macizos rocosos pobres, y macizos húmedos se revierte.

A continuación se presentan las geometrías más comunes en el medio.

- Circulares.

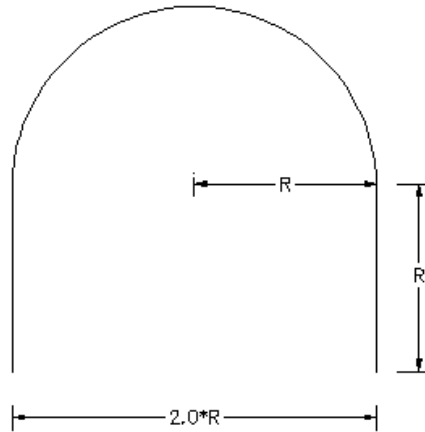
Figura 19 Sección circular



Este tipo de secciones se usan especialmente en pozos o túneles a presión. Como se denota su sección es una circunferencia de radio "r".

- Herradura Paredes Rectas HPR

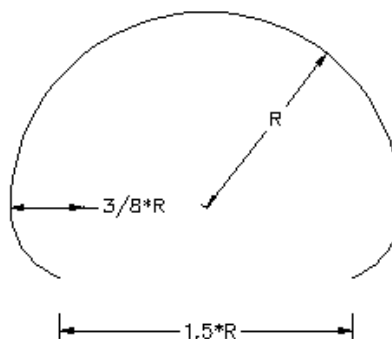
Figura 20 Sección en herradura de paredes rectas



Este tipo de sección se ha usado mucho a través de los años para diferentes tipos de túneles en roca preferiblemente dura que no experimenta empujes de terreno. Tiene diferentes modificaciones según las relaciones de sus alturas y radios.

- Herradura Paredes Curvas HPC

Figura 21 Sección en herradura de paredes curvas



Este tipo de sección es muy usada en nuestro medio para diferentes tipos de túneles donde pueden presentarse empujes. Tiene diferentes modificaciones según las relaciones de sus alturas y radios. En esta geometría se puede incluir el uso o no de la solera curva dentro del arco para el cierre del anillo de soporte en casos de squeezing o swelling.

2.5.1 Cargas ocasionadas por el macizo

Las cargas ocasionadas por el macizo para el diseño de arcos metálicos corresponden a cargas predominantemente activas que son producto de: la profundidad a la que se estima construir el túnel, el peso específico del terreno sobre este, la relajación de esfuerzos, las características expansivas del material y la alteración del macizo rocoso.

Por otro lado, las cargas positivas, que no deben olvidarse, se originan por la reacción del macizo rocoso hacia las deformaciones de la estructura del soporte.

a. Presión de soporte horizontal

Una primera aproximación de la presión horizontal se presentó en 1952 por Terzaghi y Richard, y estaba definida por la siguiente ecuación:

Ecuación 42 Presión de soporte horizontal

$$\sigma_h * K \sigma = K \gamma Z$$

$$K = \frac{\nu}{1 - \nu}$$

Siendo

ν = Relación de Poisson.

Aunque esta ecuación fue rápidamente acogida en los inicios de la mecánica de rocas resulto ser poco precisa, por lo cual diferentes autores versados en el tema desarrollaron formulaciones con una mayor precisión como la propuesta por Sheorey (1994) que define el valor de K de la siguiente forma:

Ecuación 43 Relación de esfuerzos

$$k = 0,25 + 7 Eh * (0,001 + \frac{1}{Z})$$

En donde:

Eh: Módulo de elasticidad horizontal (GPa)

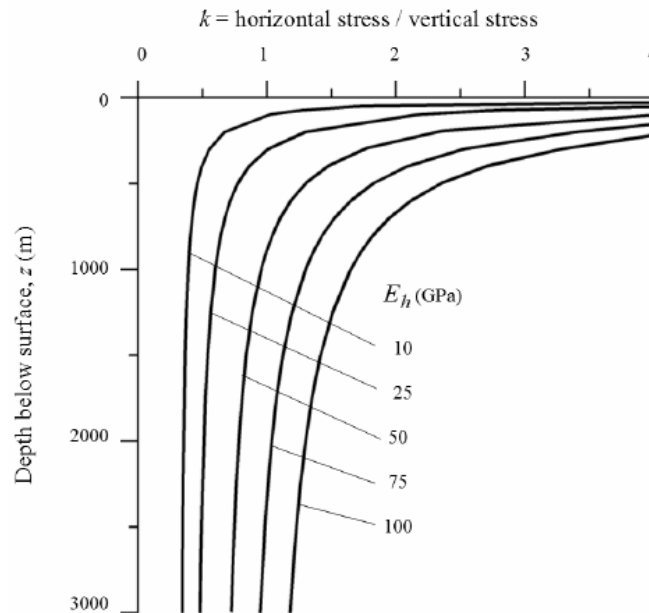
Z: Profundidad (m)

K: Esfuerzos horizontales / esfuerzos verticales.

Ecuación 44 Relación de esfuerzos

$$q_h/q_v = K$$

Figura 22 k de esfuerzos (Sheoery 1994)



Fuente: Practical rock engineering (Evert Hoek, 2006)

Por otro lado Pierpaolo Oreste propone la siguiente ecuación, que pretende considerar mayor cantidad de variables para estimar valores precisos, a pesar que no resulta ser eficiente para valores de K mayores a uno.

Ecuación 45 K de esfuerzos

$$k = \left(1 + \frac{\gamma * H}{2 * q_v}\right) * \frac{\left(1 - \frac{\tan\phi}{\tan\alpha}\right)}{1 + \tan\phi * \tan\alpha} - \frac{c}{q_v} * \left(\frac{1}{\sin\alpha * (\cos\alpha + \sin\alpha * \tan\phi)}\right)$$

$$\alpha = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}$$

γ = Peso unitario del suelo

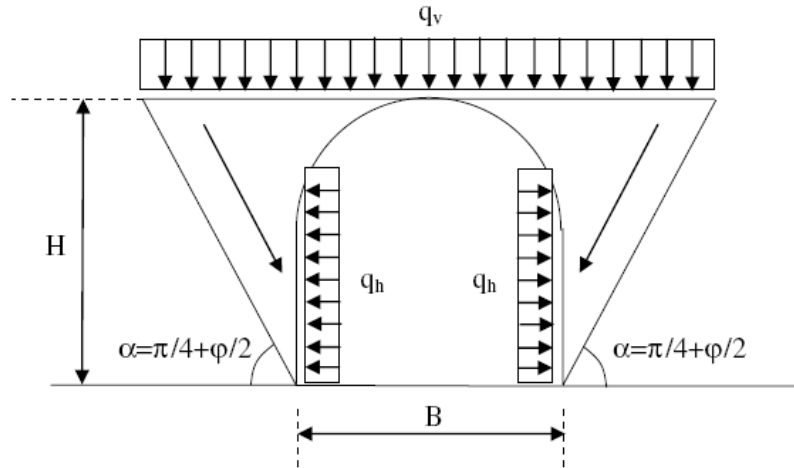
q_v = Carga vertical que aguanta el soporte

c = Cohesión del suelo

ϕ = Ángulo de fricción del suelo

H = Altura del túnel

Figura 23 Esquema de esfuerzos en un túnel



A probabilistic design approach for tunnel supports, Pierpaolo Oreste (2005)

Se debe tener presente que para $C = C_{lim}$

Ecuación 46 Cohesión límite

$$C_{lim} = \left(q_v + \frac{\gamma}{2} * H \right) * \sin \alpha * (\cos \alpha + \sin \alpha * \tan \varphi) * \left(\frac{1 - \frac{\tan \varphi}{\tan \alpha}}{1 + \tan \varphi * \tan \alpha} \right)$$

b. Squeezing.

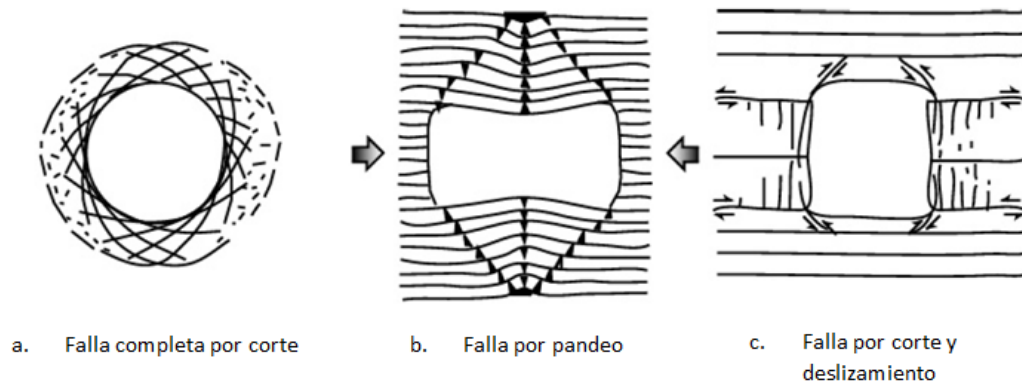
Ocurre cuando el terreno es de mala calidad ($GSI < 40$), unido a la aparición de determinada mineralogía en las rocas (Arcillas, micas, grafito, etc), y al desarrollo de mecanismos de rotura dúctil, con fuertes deformaciones y empujes.

En 1993 *Aydan* expuso una descripción del fenómeno de squeezing en rocas de acuerdo a tres diferentes mecanismos de falla.

1. Falla completa por corte: Está involucrada una falla completa del medio ocasionada por un proceso de corte.
2. Falla por pandeo: Ocasionada principalmente en rocas metamórficas y en sedimentos de capas delgadas.

3. Falla por corte y deslizamiento: Se observa en rocas sedimentarias con estratificaciones relativamente gruesas, e implica deslizamientos a lo largo de superficies de falla y corte de la roca intacta

Figura 24 Clasificación de las formas de falla en túneles con squeezing, después de Aydan et al (1993)



Fuente: *Ground support strategies to control large deformations in mining excavations (2007)*

Para la identificación de Squeezing una de las metodologías más resientes es la propuesta por *Singh et al* en 2007.

Este método se aplica durante la construcción del túnel y está definido como la deformación tangencial en un punto en la periferia de la apertura del túnel. En lugar de establecer una deformación del 1%, basado en la experiencia actual, se sugiere que esta puede ser calculada con base en las propiedades de la roca intacta y el módulo de deformación in-situ.

Este enfoque conduce al índice de Squeezing (SI), Squeezing Index, definido como:

Ecuación 47 Índice de squeezing

$$SI = \frac{\text{Deformacion esperada u observada}}{\text{Deformacion critica}} = \frac{\mu_r/a}{\epsilon_{cr}}$$

μ_r = Cierre radial o radio deformado.

a = Radio de apertura o radio inicial.

A continuación, en la tabla “Tabla 26” se presenta la clasificación propuesta por Singh y otros autores para estimar el nivel de squeezing de acuerdo a las deformaciones y el valor de SI.

Tabla 26 Clasificación del potencial de squeezing en túneles

Clase	Hoek (2001)		Aydan et al (1993)		Singh et al (2007)	
	Nivel de squeezing	Deformación unitaria del túnel	Nivel de squeezing	Deformación unitaria del túnel	Nivel de squeezing	SI
1	Algunos problema de soporte	$E_t < 1\%$	No hay	$E_{\theta^a}/E_{\theta^e} \leq 1$	No hay	$SI < 1.0$
2	Problemas menores de squeezing	$1\% < E_t < 2.5\%$	Ligero	$1 \leq E_{\theta^a}/E_{\theta^e} \leq 2.0$	Ligero	$1.0 < SI \leq 2.0$
3	Problemas severos de squeezing	$2.5\% < E_t < 5\%$	Medio	$2.0 \leq E_{\theta^a}/E_{\theta^e} \leq 5.0$	Medio	$2.0 < SI \leq 3.0$
4	Problemas muy severos de squeezing	$5\% < E_t < 10\%$	Alto	$3.0 \leq E_{\theta^a}/E_{\theta^e} \leq 5.0$	Alto	$3.0 < SI \leq 5.0$
5	Problemas extremos de squeezing	$10\% < E_t$	Muy alto	$5.0 < E_{\theta^a}/E_{\theta^e}$	Muy alto	$5.0 < SI$

Fuente: *Ground support strategies to control large deformations in mining excavations (2007)*

Por otro lado se puede implementar en caso de requerirse, criterios empíricos como el propuesto por Singh et al (1992) basado en la experiencia y desarrollado a partir del sistema de Q de Barton. Según este criterio se presenta squeezing cuando:

$$H \gg 350 Q^{1/m} \text{ (m)}$$

Siendo H la profundidad de la roca en metros.

Entre los métodos empíricos también cabe resaltar el propuesto por Goel et al (1995) basado en el número de masa N, definido como el Q de Barton libre de esfuerzos:

$$N = (Q)_{SRF-1}$$

Considerando la profundidad del túnel “H”, el diámetro “B” y el número de masa “N” para 99 túneles; Goel et al expone en una gráfica el límite en el que se presenta o no squeezing y que está dado por la siguiente ecuación:

$$H = (275 * N^{0.33}) * B^{-1} (m)$$

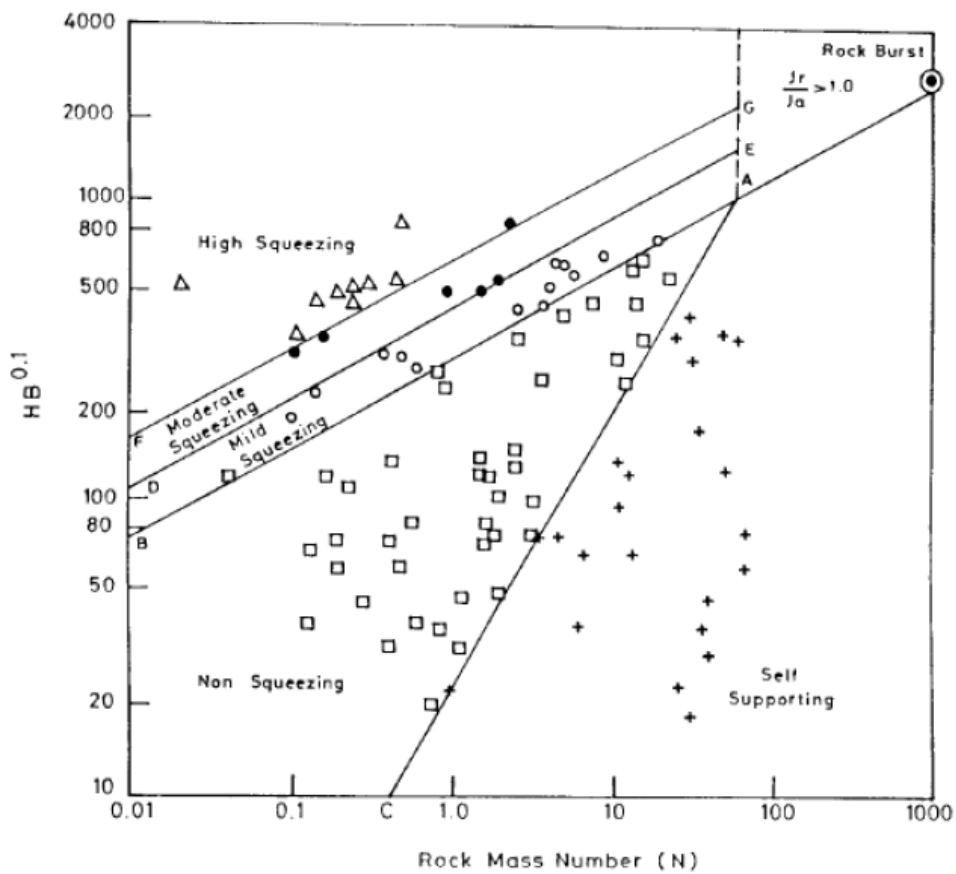
Es decir que se presenta squeezing cuando:

$$H \gg (275 * N^{0.33}) * B^{-1} (m)$$

Y no se presenta squeezing cuando:

$$H \ll (275 * N^{0.33}) * B^{-1} (m)$$

Figura 25 Determinación del gado de squeezing Goel et al



Fuente: *Tunnelling under squeezing rock conditions*, Giovanni Barla

c. Swelling

El término "Sweelling" se refiere a ciertas rocas que tienden a aumentar de volumen por absorción de agua.

Durante la construcción de un túnel el swelling provoca a largo plazo considerables deformaciones en el piso del túnel, lo que puede afectar la serviciabilidad de la estructura. Si de manera preventiva se invierte el piso del túnel se puede ocasionar afectaciones en el revestimiento o que el túnel en conjunto se levante.

En arcillolitas anhidricas se atribuye el swelling a la transformación de anhidrita a yeso, debido a que la reacción química al entrar en contacto la anhidrita con el agua ocasiona un aumento del volumen de cerca del 10 %.

Yusuf Erzin y Orhan Evol (2004) tras realizar pruebas con mezclas de arcilla con caolinita y bentonita desarrollaron un conjunto de ecuaciones para predecir de manera rápida las presiones ocasionadas por el swelling.

Con este estudio se relevó una fuerte dependencia de la densidad seca inicial y el índice de plasticidad al estimar la presión por swelling, y en una menor proporción la afectación por el contenido inicial de agua.

Las ecuaciones propuestas por Yusuf y Orhan son:

Ecuación 48 Presión de swelling

$$\text{Log. } P_s = -4.812 + 0.01405 * PI + 2.394 * \rho_{dry} - 0.0163 * W ; (R^2 = 94.1\%)$$

$$\text{Log. } P_s = -5.197 + 0.01457 * PI + 2.408 * \rho_{dry} - 0.819 * IL ; (R^2 = 93.8\%)$$

$$\text{Log. } P_s = -5.020 + 0.01383 * PI + 2.356 * \rho_{dry} ; (R^2 = 89.6\%)$$

En donde:

P_s = Presión de swelling en Kg/cm²

PI = Índice plástico.

IL = Índice líquido.

f_{dr} = Densidad seca del material en gr/cm³.

Wi = Humedad natural o inicial en %.

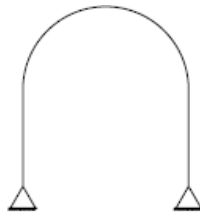
2.5.1 Apoyos³

En los túneles son muy importantes las consideraciones de apoyo del arco. Para esto se deben tener en cuenta dos consideraciones principales el grado de empotramiento de los arcos y el confinamiento al que está siendo sometido el mismo.

1. Empotramiento

Es muy importante asegurarse que el arco tenga restringido el movimiento para asegurar una buena distribución de los esfuerzos en el mismo y no permitir al arco generar deformaciones en sus pies que ocasionen que el arco deje de funcionar correctamente ante la acción de cargas. Un desplazamiento de apoyo produciría una amplificación en los momentos y esfuerzos cortantes.

Figura 26 Apoyo del arco



Fuente: Metodología de diseño de soportes con arcos para túneles aplicado a Colombia, Otero – Saavedra, 2006.

El apoyo que se tiene en cuenta para el análisis de los arcos es de tipo simple donde se restringe el movimiento lateral y vertical en los apoyos.

2. Confinamiento

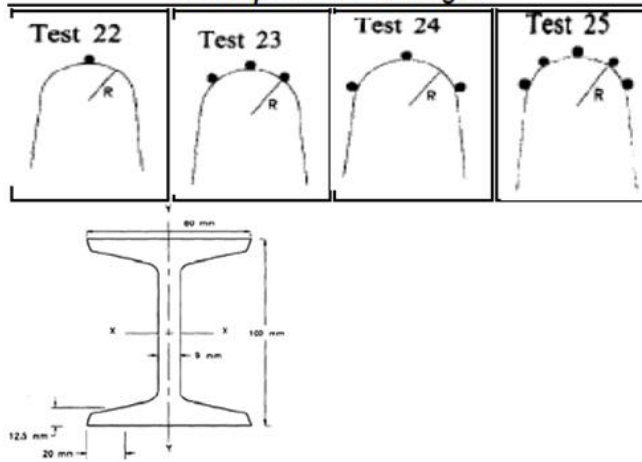
Muchos estudios se han hecho a través de los años para determinar el comportamiento de los arcos ante las diferentes cargas que se producen en los túneles. Entre estos estudios podemos encontrar el realizado por la Universidad de Nova Scotia Canadá donde se analizó la respuesta de los arcos metálicos ante diferentes condiciones de carga. Para este se montó un arco como el presentado en la Figura 27 y se utilizó el programa STARS (Steel Arch Supports) para comparar los resultados tanto experimentales como analíticos.

³ Tomado de: Otero, Saavedra, Metodología de diseño de soportes con arcos para túneles aplicado a Colombia, 2006.

Tabla 27 Comparación resultados experimentales y analíticos.

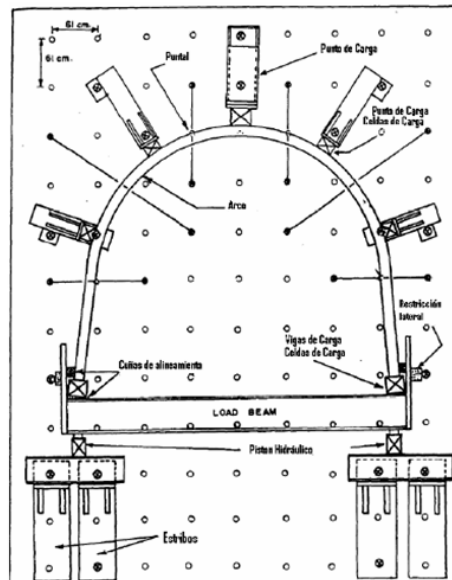
Model	Fuerza Última (KN)		
	Experimental	Numerico	Numerico/ Experimental
Test 22	204,00	180,46	0,88
Test 23	543,30	513,03	0,94
Test 24	833,60	833,74	1,00
Test 25	N/A	1800,00	N/A

Descripción de las cargas



Fuente: Metodología de diseño de soportes con arcos para túneles aplicado a Colombia, Otero – Saavedra, 2006.

Figura 27 Montaje de arco metálico elaborado por la universidad de Nova Scoti. Canadá.



Fuente: Metodología de diseño de soportes con arcos para túneles aplicado a Colombia, Otero – Saavedra, 2006.

De este estudio y otros realizados se han concluido que un mayor confinamiento implica una mejor distribución de los esfuerzos, debido a que estos se concentran axialmente por los arcos obteniendo menores deformaciones ante las cargas aplicadas. También se ha podido encontrar que el arco de soporte ofrece una mayor resistencia en los apoyos cuando los puntos de carga están distribuidos en el perímetro de la corona por lo que es muy importante asegurar un buen contacto entre el soporte y el techo del túnel, ya que la fuerza y la rigidez del soporte metálico depende del grado de confinamiento al que esté sometido.

El confinamiento del arco puede deberse a presiones activas o pasivas ejercidas por el macizo rocoso hacia el soporte. Si estas son pasivas es necesario el uso de resortes que simulen este comportamiento para así poder hacer un análisis seudo - dinámico. Se debe tener en cuenta la reacción entre la estructura misma y el macizo rocoso. Para esto se definen las cargas activas que van a ser aplicadas directamente en el soporte por el macizo rocoso.

Una primera aproximación a estos resortes viene dada por:

Ecuación 49 Constante del resorte

$$K = \frac{E_m}{(1 + \nu) * R}$$

K = Constante del resorte

R = Radio de la excavación

V = Relación de Poisson

E_m= Módulo de deformación del macizo

En caso de túneles no circulares, debe obtenerse un radio equivalente que es igual a:

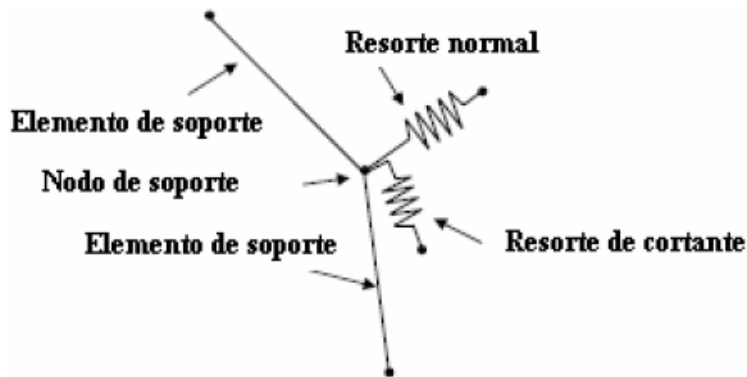
Ecuación 50 Radio equivalente

$$R = 2 * \sqrt{4 * \frac{A}{\pi}}$$

A = Área

Los resortes permiten modelar la interacción del macizo rocoso con la estructura. Igualmente permiten ver el efecto de esfuerzos cortantes y esfuerzos normales denotados con resortes con una rigidez de K_n y K_s respectivamente.

Figura 28 Esquema de resortes normales y cortantes



Fuente: Metodología de diseño de soportes con arcos para túneles aplicado a Colombia, Otero – Saavedra, 2006.

Para su evaluación se requiere analizar el volumen de influencia que van a tener alrededor del sitio de apoyo. Si se considera una hipótesis donde el efecto del esfuerzo producido por el soporte es absorbido totalmente a una distancia del perímetro del túnel, en donde los efectos de tensión causados por el soporte han dejado de existir. Esta distancia está dada por $(1.25 \div 1.35) \cdot D_{eq}$ (diámetro equivalente del túnel.). Con esta suposición se puede calcular la rigidez de estos resortes.

Ecuación 51 Rigidez normal

$$K_n = 1.5 * \frac{E_d * c * d}{D_{eq}}$$

K_n = Rigidez normal

D_{eq} = Diámetro equivalente del túnel

C = Distancia entre resortes

E_d = Módulo del macizo rocoso

d = Deformación a lo largo del eje del túnel. (Usualmente = 1)

Ecuación 52 Rigidez cortante

$$K_s = 1.5 * \frac{G * c * d}{D_{eq}}$$

K_s = Rigidez cortante

G = Modulo de cortante

Donde:

$$G = \frac{0.5 * E_d}{1 + \nu}$$

ν = Relación de Poisson

2.5.2 TIPOS DE SECCIONES Y MATERIALES⁴

El comportamiento del sistema de soporte del túnel depende en gran medida de características del material que se emplee como lo son su material y su inercia. Los arcos de los túneles están compuestos por secciones de acero o cerchas reticulares (Lattice Girders). Estos materiales pueden ser utilizados solos o con algún tipo de refuerzo. A continuación se plantean estos materiales y sus usos.

El acero para arcos metálicos

Las cualidades del acero, como reforzamiento, han hecho que su utilización sea más popular, tanto así que reemplazó a la madera en las galerías de excavación. Las características más importantes del acero se pueden resumir así:

- *Como es fabricada, y no de origen natural, está libre de defectos, por lo que permite la utilización de factores de seguridad más bajos.*
- *Se puede manufacturar en aleaciones con requerimientos específicos de diseño.*
- *Su alta resistencia le da una ventaja comparativa contra otros materiales, puesto que es más fuerte ante las deformaciones y pandeos.*
- *Por su naturaleza, se ve menos afectado por las condiciones de humedad y temperatura del ambiente.*
- *Es reutilizable, puesto que su proceso de fabricación permite su fundición y posterior forja nuevamente.*

Aunque el acero tiene varios componentes, su fórmula inicial es de hierro y carbono, los demás elementos son impurezas que se presentan en su etapa de fundición, por lo que sus concentraciones son muy bajas en comparación con los dos principales; estas impurezas son el fósforo o el azufre. Pero existen algunos elementos que le son incorporados a la aleación en bajas cantidades para mejorar o disminuir ciertos efectos específicos, dependiendo de su utilización; estos elementos son níquel, manganeso y cromo.

El acero puede fallar por dos diferentes motivos, la ductilidad y la fragilidad. Cuando se da por ductilidad, es después que su deformación ha sobrepasado un gran número de veces el punto de fluencia, por lo general este punto es unas 100 o 200 veces el punto de fluencia. Este tipo de falla, se da generalmente cuando el acero tiene un bajo contenido de carbono, por lo que la fluencia la da el hierro; y esta es una característica muy importante para el diseño.

En contraparte, la falla por fragilidad, se da en aceros de alto contenido de carbono, y por lo tanto se presenta una deformación pequeña, por lo que es difícil establecer cuál fue el punto de fluencia.

⁴ Tomado de: Otero, Saavedra, Metodología de diseño de soportes con arcos para túneles aplicado a Colombia, 2006.

Cuando se va a considerar el acero como elemento estructural, se deben tener en cuenta ciertos aspectos, como lo son el área de su sección transversal, los momentos de inercia y los esfuerzos que podrá soportar la sección. Para realizar la evaluación del esfuerzo se realizan una serie de suposiciones en la sección, esto con el fin de simplificar su análisis; una de estas suposiciones, es la de asumir que las uniones son muy rígidas, por lo que el elemento se puede tomar como continuo.

El sostenimiento con arcos metálicos ha tenido una gran aceptación en terrenos de muy bajo tiempo de auto-soporte del material

Secciones de acero

El acero como elemento de soporte nos proporciona

- Alta resistencia a esfuerzos de compresión y tracción*
- Sostenimiento para cargas de desprendimiento*
- Adaptación para asimilar empujes del terreno*

El tipo de arcos que son usados como soporte se pueden clasificar según su adaptación para asimilar cargas:

(a) Arcos Rígidos-Uniones a tope-I o H

Son los más usados, se conforman con secciones en forma de I o H de acero, que forman un arco que soportara las solicitaciones del terreno.

En el diseño de este tipo de secciones es muy importante la determinación de sus diferentes propiedades como lo son su inercia y su módulo de sección, por lo que a continuación se presentan las propiedades de estas secciones:

Tabla 28 Propiedades de secciones de acero H-I tipo IPN

		ESPECIFICACIONES TÉCNICAS - PERFILES EUROPEOS DEL TIPO IPN										
		DIMENSIONES					AREA	PESO	MOMENTO DE INERCIA		MÓDULO DE SECCION	
		h	b	s	t	r	cm ²	Kg/m	lx	ly	Wx	Wy
		mm							cm ⁴		cm ³	
PERFIL												
IPN	80	80	42	3.9	5.9	2.3	7.58	5.94	77.8	6.29	19.5	3
IPN	100	100	50	4.5	6.8	2.7	10.6	8.34	171	12.2	34.2	4.88
IPN	120	120	58	5.1	7.7	3.1	14.2	11.1	328	21.5	54.8	7.41
IPN	140	140	66	5.7	8.6	3.4	18.3	14.3	573	35.2	81.9	10.7
IPN	160	160	74	6.3	9.5	3.8	22.8	17.9	935	54.7	117	14.8
IPN	180	180	82	6.9	10.4	4.1	27.9	21.9	1450	81.3	161	19.8
IPN	200	200	90	7.5	11.3	4.5	33.5	26.2	2140	117	214	26
IPN	220	220	98	8.1	12.2	4.9	39.6	31.1	3060	162	278	33.1
IPN	240	240	106	8.7	13.1	5.2	46.1	36.2	4250	221	354	41.7
IPN	260	260	113	9.4	14.1	5.6	53.4	41.9	5740	288	442	51
IPN	300	300	125	10.8	16.2	6.5	69.1	54.2	9800	451	653	72.2
IPN	340	340	137	12.2	18.3	7.3	86.8	68	15700	674	923	98.4
IPN	360	360	143	13	19.5	7.8	97.1	76.1	19610	818	1090	114
IPN	400	400	155	14.4	21.6	8.6	118	92.4	29210	1160	1460	149
IPN	450	450	170	16.2	24.3	9.7	147	115	45850	1730	2040	203
IPN	500	500	185	18	27	10.8	180	141	68740	2480	2750	268
IPN	550	550	200	19	30	11.9	213	167	99180	3490	3610	349
IPN	600	600	215	21.6	32.4	13	254	199	139000	4670	4630	434

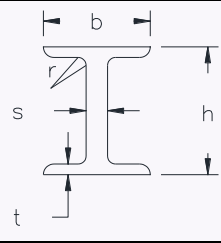
Fuente: Catálogos de Gerdau-Diaco

Tabla 29 Propiedades de secciones de acero H-I tipo IPE

		ESPECIFICACIONES TÉCNICAS - PERFILES EUROPEOS TIPO IPE										
		DIMENSIONES					AREA	PESO	MOMENTO DE INERCIA		MÓDULO DE SECCION	
		h	b	s	t	r	cm ²	Kg/m	lx	ly	Wx	Wy
		mm							cm ⁴		cm ³	
PERFIL												
IPE	80	80	46	3.8	5.2	5	7.64	6	80.1	8.49	20	3.69
IPE	100	100	55	4.1	5.7	5	10.3	8.1	171	15.9	34.2	5.79
IPE	120	120	64	4.4	6.3	7	13.2	10.4	318	27.7	53	8.65
IPE	140	140	73	4.7	6.9	7	16.4	12.9	541	44.9	77.3	12.3
IPE	160	160	82	5	7.4	9	20.1	15.8	869	68.3	109	16.7
IPE	180	180	91	5.3	8	9	23.9	18.8	1320	101	146	22.2
IPE	200	200	100	5.6	8.5	12	28.5	22.4	1940	142	194	28.5
IPE	220	220	110	5.9	9.2	12	33.4	26.2	2770	205	252	37.3
IPE	240	240	120	6.2	9.8	15	39.1	30.7	3890	284	324	47.3
IPE	260	270	135	6.6	10.2	15	45.9	36.1	5790	420	429	62.2
IPE	300	300	150	7.1	10.7	15	53.8	42.2	8360	604	557	80.5
IPE	340	330	160	7.5	11.5	18	62.6	49.1	11770	788	713	98.5
IPE	360	360	170	8	12.7	18	72.2	57.1	16270	1040	904	123
IPE	400	400	180	8.6	13.5	21	84.5	66.3	23120	1320	1160	146
IPE	450	450	190	9.4	14.6	21	98.8	77.6	33740	1680	1500	176
IPE	500	500	200	10.2	16	21	116	90.7	48200	2140	1930	214
IPE	550	550	210	11.1	17.2	24	134	106	67120	2670	2440	254
IPE	600	600	220	12	19	24	156	122	92080	3387	3069	308

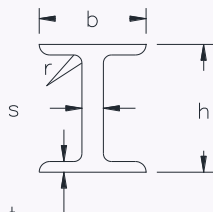
Fuente: Catálogos de Gerdau-Diaco

Tabla 30 Propiedades de secciones de acero H-I tipo WF

		ESPECIFICACIONES TÉCNICAS - PERFILES AMERICANOS TIPO WF										
		DIMENSIONES					AREA	PESO	MOMENTO DE INERCIA		MÓDULO DE SECCION	
		h	b	s	t	r	cm ²	Kg/m	lx	ly	Wx	Wy
		mm							cm ⁴		cm ³	
PERFIL												
WF	4"x13	102	100	6.5	9.4	6	24.5	19.3	438	158	86.2	31.5
WF	4"x16.3	107	100	7.9	12	6	30.9	24.2	583	200	109	40.1
WF	5"x16	127	127	6.1	9.1	8	30.4	23.8	891	313	140	49.2
WF	5"x19	131	128	6.9	10.9	8	35.9	28.2	1093	380	167	59.5
WF	6"x15	152	152	5.8	6.6	6	28.6	22.4	1212	388	159	51
WF	6"x20	157	153	6.6	9.3	6	37.9	29.7	1723	553	219	72.3
WF	6"x25	162	154	8.1	11.6	6	47.3	37.2	2223	710	274	92
WF	8"x18	207	133	5.8	8.4	8	34	26.7	2578	332	249	49.7
WF	8"x21	210	134	6.3	10.2	8	39.8	31.2	3133	407	298	60.8
WF	8"x24	201	165	6.2	10.2	10	45.7	35.9	3446	761	342	92.3
WF	8"x28	205	166	7.2	11.8	10	53.2	41.8	4080	901	399	109
WF	8"x31	203	203	7.2	11	10	58.9	46.2	4574	1543	450	152
WF	8"x35	206	204	7.9	12.6	10	66.4	52.1	5269	1772	511	174
WF	8"x40	210	205	9.1	14.2	10	75.8	59.5	6093	2043	582	199
WF	10"x22	258	146	6.1	9.1	8	41.8	32.8	4920	475	381	65.1
WF	10"x26	262	147	6.6	11.2	8	49.1	38.6	6002	587	458	80.1
WF	10"x30	266	148	7.6	13	8	57	44.8	7071	695	532	94.2
WF	10"x33	247	202	7.4	11	13	62.6	49.2	7097	1523	574	151
WF	10"x39	252	203	8	13.5	13	74	58.1	8701	1874	691	185
WF	10"x45	257	204	8.9	15.7	13	85.6	67.2	10320	2221	805	218
WF	10"x49	253	254	8.6	14.2	13	93.1	73.1	11340	3887	895	306
WF	10"x60	260	256	10.7	17.3	13	114	89.4	43	4835	1093	378
WF	10"x77	269	259	13.5	22.1	13	146	115	43	6392	1408	494
WF	10"x100	282	263	17.3	28.4	13	190	149	43	8601	1838	655
WF	12"x26	310	165	5.8	9.7	8	49.3	38.7	43	721	548	87.5
WF	12"x30	313	166	6.6	11.2	8	56.7	44.5	43	847	633	102
WF	12"x35	317	167	7.6	13.2	8	66.7	52.4	43	1020	747	122
WF	12"x40	303	203	7.5	13.1	8	76.1	59.8	43	1836	850	180
WF	12"x45	306	204	8.5	14.6	8	85.2	66.9	43	2081	952	203
WF	12"x50	310	205	9.4	16.3	8	94.8	74.4	43	2343	1060	228
WF	12"x58	310	254	9.1	16.3	15	110	86.3	43	4456	1278	351
WF	12"x65	308	305	9.9	15.4	15	123	96.7	43	7256	1441	476

Fuente: Catálogos de Gerdau-Diaco

Tabla 31 Propiedades de secciones de acero H-I tipo HEA y HEB

		ESPECIFICACIONES TÉCNICAS - PERFILES AMERICANOS TIPO HEA Y HEB										
		DIMENSIONES					AREA	PESO	MOMENTO DE INERCIA		MÓDULO DE SECCION	
		h	b	s	t	r	cm ²	Kg/m	I _x	I _y	W _x	W _y
		mm					cm ²	Kg/m	cm ⁴		cm ³	
PERFIL												
HEA	100	96	100	5	8	12	21.2	16.7	349	134	72.8	26.8
HEA	120	114	120	5	8	12	25.3	19.9	606	231	106	38.5
HEA	140	133	140	5.5	8.5	12	31.4	24.7	1030	389	155	55.6
HEA	160	153	160	6	9	15	38.8	30.4	1670	616	220	76.9
HEA	180	171	180	6	9.5	15	45.3	35.5	2510	925	294	103
HEA	200	190	200	6.5	10	18	53.8	42.3	3690	1340	389	134
HEA	220	210	220	7	11	18	64.3	50.5	5410	1950	515	178
HEA	240	230	240	7.5	12	21	76.8	60.3	7760	2770	675	231
HEA	260	250	260	7.5	12.5	24	86.8	68.2	10450	3670	836	282
HEA	280	270	280	8	13	24	97.3	76.4	13670	4760	1010	340
HEA	300	290	300	8.5	14	27	112	88.3	18260	6310	1260	421
HEA	320	310	300	9	15.5	27	124	97.6	22930	6990	1480	466
HEA	340	330	300	9.5	16.5	27	133	105	27690	7436	1678	496
HEA	360	350	300	10	17.5	27	143	112	33090	7887	1891	526
HEA	400	390	300	11	19	27	159	125	45070	8564	2311	571
HEB	100	100	100	6	10	12	26	20.4	450	167	89.9	33.5
HEB	120	120	120	6.5	11	12	34	26.7	864	318	144	52.9
HEB	140	140	140	7	12	12	43	33.7	1510	550	216	78.5
HEB	160	160	160	8	13	15	54.3	42.6	2490	889	311	111
HEB	180	180	180	8.5	14	15	65.3	51.2	3830	1360	426	151
HEB	200	200	200	9	15	18	78.1	61.3	5700	2000	570	200
HEB	220	220	220	9.5	16	18	91	71.5	8090	2840	736	258
HEB	240	240	240	10	17	21	106	83.2	11260	3920	938	327
HEB	260	260	260	10	17.5	24	118	93	14920	5130	1150	395
HEB	280	280	280	10.5	18	24	131	103	19270	6590	1380	471
HEB	300	300	300	11	19	27	149	117	25170	8560	1680	571
HEB	320	320	300	11.5	20.5	27	161	127	30820	9240	1930	616
HEB	340	340	300	12	21.5	27	171	134	36660	9690	2156	646
HEB	360	360	300	12.5	22.5	27	181	142	43190	10140	2400	676
HEB	400	400	300	13.5	24	27	198	155	57680	10820	2884	721

Fuente: Catálogos de Gerdau-Diaco

(a) Auto deslizantes, cedantes, tipo alpine-TH-uni3n flexible

Toussaint y Heinzmann dise±aron los primeros arcos de este tipo en 1932, por eso su denominaci3n TH; ellos los crearon con perfiles en forma de U; pero tambi3n se utilizan, actualmente los arcos cedentes del tipo Glocken y los Kunstler; los cuales utilizan secciones V.

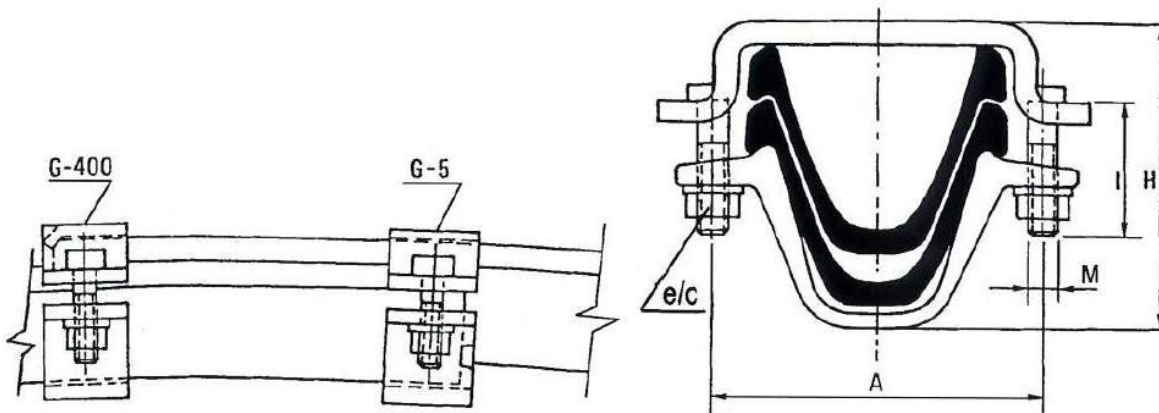
Los arcos cedentes se componen principalmente de tres secciones, aunque en algunos casos se utilizan m3s secciones. Una superior, que se desliza entre los elementos laterales. Este tipo de arcos se utilizan con el fin de poder tener

deformaciones controladas; pues al deslizarse y converger los elementos, permiten la deformación del terreno, pero hasta un punto establecido en el diseño. Al deslizarse los elementos hacen que los esfuerzos se aminoren en ellos y se asume que no ha existido deformación en el elemento de soporte.

El funcionamiento de estos elementos es de la siguiente forma; cuando la presión que ejerce el terreno supera un cierto valor, los elementos empiezan a deslizarse, debido a que fue vencida la fuerza de rozamiento entre las secciones, lo que hace que cambie la curvatura; esto sirve como un método de seguridad, puesto que actúa antes que la presión sea demasiado elevada, y evita el agotamiento de la estibación. Pero para que este tipo de solución funcione, se deben cumplir algunas condiciones:

- Una longitud suficiente para el deslizamiento, se recomienda por lo menos 40 cm.
- Una resistencia del conjunto buena, esta resistencia depende casi exclusivamente de las uniones.
- Una adecuada adaptación a las paredes de la excavación, para evitar la flexión de los elementos hacia el exterior, lo que tendría un efecto negativo al detener la cadencia del arco.

Figura 29 Arcos -TH

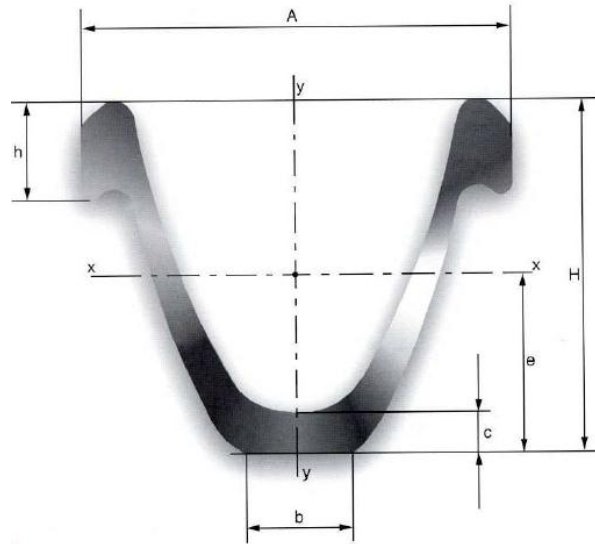


Fuente: Catálogos de TEDESA

La propiedad de estos arcos de ceder cuando la presión del terreno alcanza un valor determinado le permite evitar el agotamiento, mayor resistencia a los esfuerzos, menor resistencia al aire y facilidad de instalación.

A continuación se presentan las propiedades de algunas de estas secciones:

Figura 30 Dimensiones de arcos deslizantes



Fuente: Catálogos de TEDESA

Tabla 32 Propiedades arcos autodeslizantes

		$\Omega N-16,5$	$\Omega N-21$	$\Omega N-29$	$\Omega N-36$
Peso <i>Weight</i> Poids	P (Kg/m)	16,5	21	29	36
Sección <i>Area</i> Section	S (cm ²)	21	27	37	46
Dimensiones <i>Dimensions</i> Dimensions	A (mm)	106	127	150	171
	b (mm)	31	35	44	51
	H (mm)	90	108	124	138
	h (mm)	26	30	31	35,5
	e (mm)	44	54	58	67
	c (mm)	13	12	16	17
Características <i>Properties</i> Caractéristiques	I _{xx} (cm ⁴)	186	341	616	969
	W _{xx} (cm ³)	40	61	94	136
	I _{yy} (cm ⁴)	223	398	775	1265
	W _{yy} (cm ³)	42	64	103	148
Radio mínimo de curvado <i>Minimum blanding radius</i> Rayon minimum de la courbe	R (m)	0,9	1,1	1,2	1,6

Fuente: Catálogos de TEDESA

Con la utilización de secciones TH, se han podido realizar excavaciones en terrenos con mayores empujes y mayor sección. Al ser entibaciones con deformaciones controladas, se han podido utilizar en terrenos con algún buzamiento importante, puesto que se controla en las zonas críticas solamente. Las uniones de los perfiles se realizan por medio de grapas metálicas, aunque el tipo de unión depende del perfil seleccionado.

Si se realiza una comparación entre las secciones TH y las secciones H, se pueden establecer ciertos puntos críticos. Las secciones H tienen una menor resistencia en la dirección y-y, debido a su momento de inercia, mucho menor que en la dirección x-x, una relación cercana a 3/1; por lo que en general se presentan importantes deformaciones en esta dirección. Mientras que las secciones TH no presentan esta desventaja, debido a que su momento de inercia en ambas direcciones es casi el mismo o muy similar; pero sin perder resistencia en la otra dirección. Aunque se puede lograr un efecto similar con secciones H, con solo aumentar el peso del perfil, también se incrementan los costos, lo que es desfavorable. Además los perfiles H se dañan primero que los TH, por su incapacidad de cedencia, lo que hace que se carguen inmediatamente y los esfuerzos actuantes se incrementen rápidamente, mientras que en los cedentes la deformación hace que los esfuerzos se aminoren.

Secciones Lattice Girders, columna de Celosía o Cerchas Reticuladas.

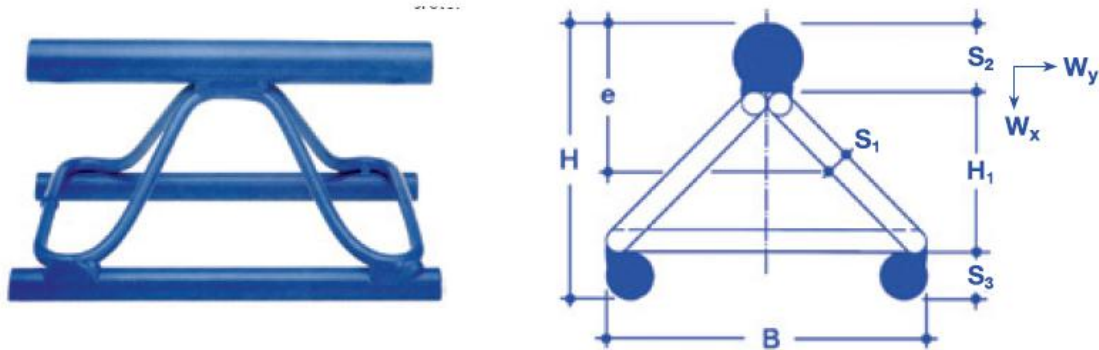
Son refuerzos de acero en formas de cerchas que en conjunto con el concreto crean un arco de concreto reforzado que responde muy bien ante diferentes sollicitaciones de esfuerzos.

Estas cerchas tienen las siguientes ventajas:

- Al aplicar el concreto lanzado quedan totalmente envueltas por el concreto.*
- Economía en el uso del concreto proyectado debido a la ausencia de rebotes contra los perfiles*
- Menor peso y gran facilidad de montaje*
- Amplio rango de secciones estándar.*

Este tipo de soporte se puede encontrar con tres o cuatro varillas como se muestra a continuación:

Figura 31 Lattice Girders



Fuente: Catálogos DSI

Tabla 33 Propiedades Lattice Girders

Tipo (H ₁)	S ₁ [mm]	S ₂ [mm]	S ₃ [mm]	Peso [kg/m]	H [mm]	B [mm]	e [cm]	A ¹⁾ [cm ²]	J _x [cm ⁴]	W _x [cm ³]	J _y [cm ⁴]	W _y [cm ³]
50	10	26	18	10	94	100	4,82	10,4	138	29	89	18
		30	20	12,3	100		5,03	13,35	193	38	106	21
70	10	26	18	10,2	114	140	5,79	10,4	223	39	192	27
		30	20	12,5	120		5,97	13,35	306	51	232	33
		32	22	14,3	124		6,31	15,64	375	60	272	39
		34	26	17,5	130		7,09	19,7	501	71	356	51
95	10	26	18	10,7	139	180	7,01	10,4	359	51	337	37
			26	20	11,7	141		7,69	11,59	405	53	406
		30	20	13,1	145		7,14	13,35	485	66	407	45
		32	22	14,9	149		7,53	15,64	589	78	482	54
115	12	26	18	11,7	159	220	8,44	19,7	774	92	641	71
			30	20	14,1	165		7,99	10,4	491	61	521
		32	22	15,9	169		8,09	13,35	658	78	634	58
		34	26	19,2	175		8,50	15,64	795	94	752	68
130	12	26	18	11,7	174	220	9,52	19,7	1040	109	1010	92
			30	20	14,1	180		8,72	10,4	603	69	521
		32	22	15,9	184		8,79	13,35	805	87	634	58
		34	26	19,2	190		9,23	15,64	971	105	752	68
							10,33	19,7	1264	122	1010	92

Fuente: Catálogos DSI

El acero para este tipo de materiales debe reunir las siguientes características

Mínima resistencia a la tensión

5600 kg/cm² (80 ksi)

Esfuerzo de cesión

4900 kg/cm² (70ksi)

Deformación unitaria Última mínima

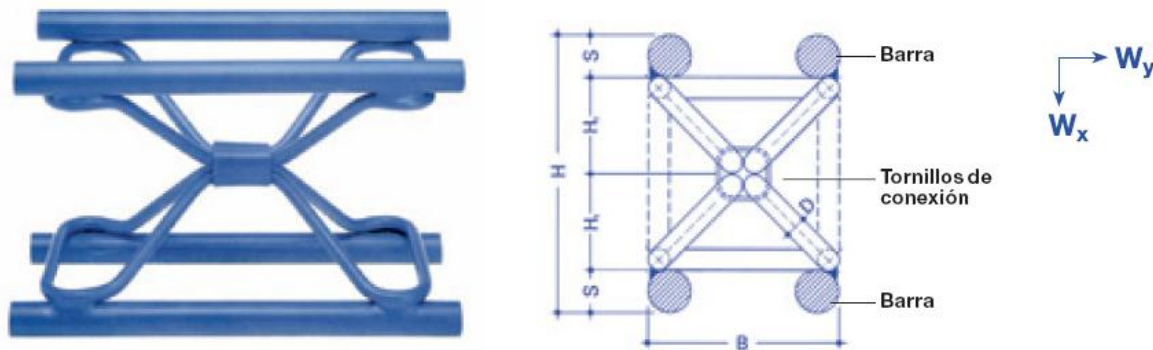
10%

Los elementos de conexión al final de las cerchas, ya sean ángulos o platinas deben cumplir la norma A36. Los pernos deben cumplir los requerimientos A325 a menos que se especifique lo contrario.

La soldadura debe cumplir los requerimientos de la AWS. Los soldadores deben cumplir o tener un certificado AWS D1.1 o uno equivalente⁵.

O con cuatro varillas:

Figura 32 Lattice Girders 4 varillas



Fuente: Catálogos DSI

Tabla 34 Propiedades Lattice Girders de 4 varillas

Tipo (H1)	D [mm]	S [mm]	Peso [kg/m]	H [mm]	B [mm]	A ¹⁾ [cm ²]	Jx [cm ⁴]	Wx [cm ³]	Jy [cm ⁴]	Wy [cm ³]
100	10	18	11,33	136	100	10,20	356	52	173	35
		20	13,21	140		12,56	456	65	204	41
		22	15,22	144		15,20	570	79	234	47
		26	19,98	152		21,24	851	112	299	59
		30	25,53	160		28,28	1210	151	302	72
140	10	18	11,72	176	140	10,20	637	72	381	54
		20	13,60	180		12,56	807	90	456	65
		22	15,64	184		15,20	1002	109	534	76
		26	20,40	192		21,24	1472	153	699	100
		30	25,92	200		28,28	2059	206	871	124
180	10	18	12,67	216	180	10,20	999	93	670	74
		20	14,55	220		12,56	1260	115	807	90
		22	16,59	224		15,20	1555	139	953	106
		26	21,35	232		21,24	2262	195	1268	141
		30	26,87	240		28,28	3133	261	1606	178

Fuente: Metodología de diseño de soportes con arcos para túneles aplicado a Colombia, Otero – Saavedra, 2006.

⁵ Tomado de: Otero, Saavedra, Metodología de diseño de soportes con arcos para túneles aplicado a Colombia, 2006.

3. CASOS PRÁCTICOS EXISTENTES

Los casos existentes fueron tomados de la tesis “Metodología de diseño de soportes con arcos para túneles aplicado a Colombia” desarrollada por Diego Fernando Otero y Luís Felipe Saavedra de la Pontificia Universidad Javeriana con la dirección del ingeniero Ramiro Gutiérrez. Los casos corresponden a algunos de los evaluados en el documento en referencia de los cuales sólo se seleccionaron los que contaban con arcos metálicos rígidos y presentaban squeezing.

Dichos casos seleccionados en la tesis referenciada fueron de proyectos en los que la empresa INGETEC participó como consultor e interventor.

Tabla 35 Casos prácticos guía

CASO	TIPO DE ARCO	PESO UNITARIO DE LA ROCA γ (kN/m ³)	SEPARACION DE ARCOS (m)	Módulo de Young Em KN/m ²	COBERTURA ROCA(m)	Nivel de Squeezing
PCHITU-1	4WF13	22.2	0.50	1410000.00	240.00	Bajo
PCHITU-2	4WF13	22.2	1.00	940000.00	240.00	Medio
PMGII-2	W6X20	24.5	1.00	3100000.00	300.00	Bajo
PSCD-1	W10X54	24.4	0.80	420000.00	160.00	Bajo
PSCP-1	W8X58	24.4	0.80	420000.00	380.00	Alto

Fuente: Elaboración propia.

4. PROCESO DE CREACIÓN DE LOS ÁBACOS

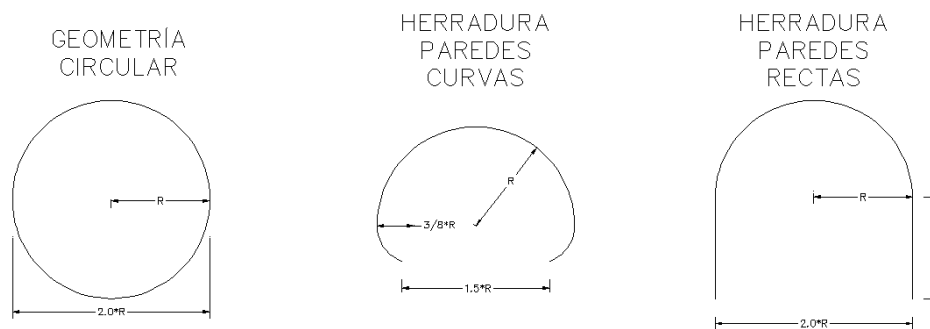
Se programaron 729 modelaciones, divididas en tres grupos de 243 para cada geometría, divididas en tres grupos de 81 modelaciones para la variación del coeficiente de presión de tierras, a su vez divididos en 3 grupos de modelaciones de 27 modelaciones cada una con variaciones de radios de 1.5, 3.0 y 6.0; dividido este grupo en 3 modelaciones con 9 modelaciones con grados de confinamiento diferentes de 0.00, 0.50 y 100% y finalmente estos divididos en 3 grupos de 3 modelaciones con diferentes perfiles de acero.

Específicamente para las modelaciones se consideraron las siguientes variables y limitaciones:

- a) No se tuvo en cuenta la influencia del nivel freático.
- b) El ábaco no incluye la admisibilidad por capacidad portante de la cimentación de los arcos; por lo tanto, esta debe ser chequeada por aparte.

- c) En cuanto al confinamiento; los ábacos presentan resultados al considerar un contacto uniforme de la roca en el arco.
- d) Los ábacos solo presentan un valor del módulo de elasticidad de la roca, con una magnitud conservadora de 0.1 Gpa o 100000KN/m². Debido a que los arcos se emplean solo en rocas de propiedades pobres.
- e) Los ábacos están efectuados con un FS de 1.5 con respecto al límite de fluencia del acero del tipo A36. Este factor de seguridad se recomienda en literatura europea referente al diseño de túneles.
- f) Los ábacos solo consideran el aporte al soporte del túnel ofrecido por los arcos metálicos; por lo tanto no tiene en cuenta las contribuciones de otros elementos de soporte como concreto lanzado, pernos, mallas, etc.
- g) La estimación de la carga que realmente llega a los arcos metálicos requiere el empleo de uno de los métodos planteados a lo largo de la historia de la geotecnia para este tipo de proyectos; y su adecuado cálculo juega un papel crucial en el funcionamiento adecuado de los ábacos. Para ello se deben determinar de forma precisa los parámetros geotécnicos de la roca presente.
- h) La elección de un grado de confinamiento o una presión lateral debe ser acorde a las particularidades de cada proyecto.
- i) Los ábacos consideran cargas completamente verticales y horizontales; con variaciones del coeficiente de presión lateral de tierras "K" de 0.0, 0.5 y 1.0.
- j) Los ábacos fueron creados a para 3 tipos de geometrías: circular, herradura paredes rectas y herradura paredes curvas con las configuraciones geométricas mostradas en la siguiente figura:

Figura 33 Geometrías tipo

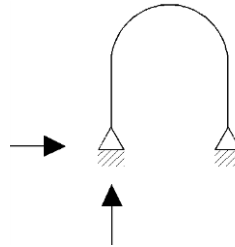


Fuente: Elaboración propia.

Su implementación con una geometría diferente debe ser de manera conservadora.

- k) Se considera para las modelaciones un apoyo simple debido a que restringe el movimiento lateral y vertical en los apoyos.

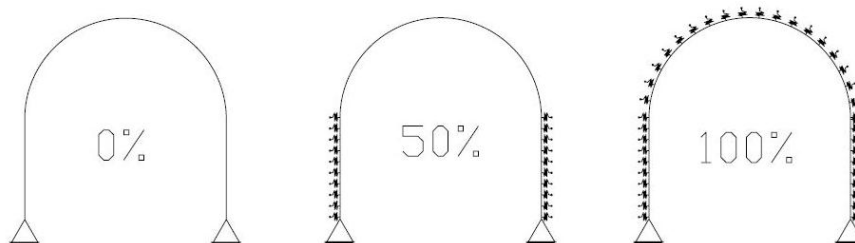
Figura 34 Apoyo simple



Fuente: Elaboración propia.

- l) Los ábacos comprenden la variación en el grado de confinamiento ocasionado por la roca de 0.0, 50.0 y 100.0% distribuidos gráficamente de la siguiente manera:

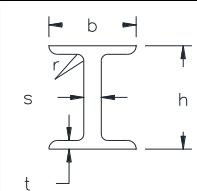
Figura 35 Grados de confinamiento



Fuente: Elaboración propia.

- m) Los ábacos comprenden un rango de radios de 1.5 a 6.0 m.
- n) Las modelaciones efectuadas con SAP 2000, consideraron un acero para los arcos metálicos del tipo A36 (ASTM); el cual es el más frecuente para este tipo de estructuras. El límite elástico para este acero es de 254930 KN/m²; y con un FS de 1.5 es de 169950 KN/m².
- o) Se consideraron solo 3 secciones tipo, de proveniencia americana presentadas a continuación:

Tabla 36 Secciones tipo

		ESPECIFICACIONES TECNICAS - PERFILES AMERICANOS TIPO WF										
		DIMENSIONES					AREA	PESO	MOMENTO DE INERCIA		MODULO DE SECCION	
		h	b	s	t	r			Ix	Iy	Wx	Wy
		mm					cm ²	Kg/m	cm ⁴		cm ³	
PERFIL												
WF	4"x13	102	100	6.5	9.4	6	24.5	19.3	438	158	86.2	31.5
WF	6"x20	157	153	6.6	9.3	6	37.9	29.7	1723	553	219	72.3
WF	10"x60	260	256	10.7	17.3	13	114	89.4	43	4835	1093	378

Fuente: Elaboración propia.

- p) Los ábacos presentan una limitante con respecto al radio mínimo de curvatura de cada uno de los perfiles propuestos, definido por la siguiente ecuación:

$$\text{Radio mínimo de curvatura} = 11.5 * \text{Altura del perfil}$$

Por lo tanto, para los arcos circulares, de herradura de paredes rectas (HPR) y herradura de paredes curvas (HPC), los ábacos son aplicables a partir de los radios mostrados en la Tabla 37.

Tabla 37 Radios mínimos de curvatura para los arcos circulares, HPR y HPC.

GEOMETRÍA	PERFIL	ALTURA DEL PERFIL	RADIO MÍNIMO DE CURVATURA	RADIO MÍNIMO DE CURVATURA	OBSERVACIONES
		(mm)	(mm)	(m)	
CIRCULAR y HPR	4 WF 13	102,00	1173,00	1,17	Los ábacos son útiles con radios superiores o iguales a los presentados en la columna anterior
	6 WF 20	157,00	1805,50	1,81	
	10 WF 60	280,00	3220,00	3,22	
HPC	4 WF 13	102,00	3128,00	3,13	Los ábacos son útiles con radios superiores o iguales a los presentados en la columna anterior, teniendo en cuenta que el radio crítico de esta geometría corresponde a 3/8 del radio principal.
	6 WF 20	157,00	4813,00	4,81	
	10 WF 60	280,00	8586,00	8,59	

Fuente: Elaboración propia.

- q) Los ábacos, acorde a las cargas máximas aplicables según las variables definidas, presentan convergencias inferiores al 5%, lo que los enmarca en un rango admisible según los criterios de aceptación definidos en el libro "Manual de túneles y obras subterráneas" de Carlos López Jimeno, en el

cual la convergencia admisible para túneles mineros es del 20% y para galerías en general del 5%.

Al programar las diferentes configuraciones con estas seis variables, se determinó que es necesario efectuar 729 modelaciones.

Para efecto de limitar la cantidad de configuraciones se establecerá solo estas variables.

Demás variaciones posibles como la influencia del NF, el módulo de elasticidad y otros factores mencionados con anterioridad se consideran constantes.

Para cada una de las modelaciones, se estimó mediante el empleo del programa SAP-200 las fuerzas axiales y momentos máximos; y a partir de ellos se calculó el esfuerzo al cual estaría sometido el arco, con el empleo de la siguiente ecuación:

$$\sigma = \frac{Nm_{\max}}{A} + \frac{Mm_{\max}}{S_x}$$

Donde:

Nm_{máx}: Fuerza axial máxima (KN)

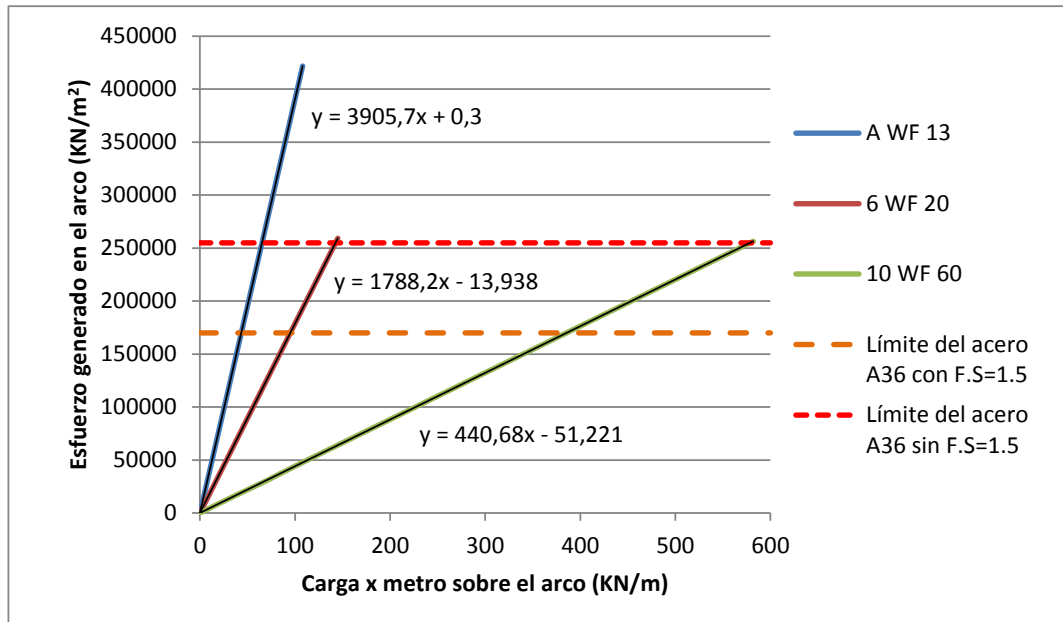
Mm_{máx}: Momento máximo (KN*m)

A: Área transversal de la sección de acero empleada (m²)

S_x=W_x: Módulo de la sección (m³)

Con los esfuerzos calculados al ejecutar las modelaciones se llevaron a cabo graficas como la siguiente:

Figura 36 ESFUERZO EN EL ARCO vs CARGA POR METRO SOBRE EL ARCO



Fuente: Elaboración propia.

Con las 3 cargas dadas con las variaciones establecidas con la separación de los arcos metálicos, se identificó que para cada una de las configuraciones posibles; la relación entre la carga x m lineal sobre el arco y el esfuerzo generado en él; es lineal; con la cual gráficamente o aritméticamente se puede ejecutar para cada configuración la carga límite con la cual el arco se lleva al esfuerzo límite del acero A36; igualmente al límite del acero castigado con un FS de 1.5.

4.1 EMPLEO DE LOS RESULTADOS PARA LA CREACIÓN DE LOS ÁBACOS

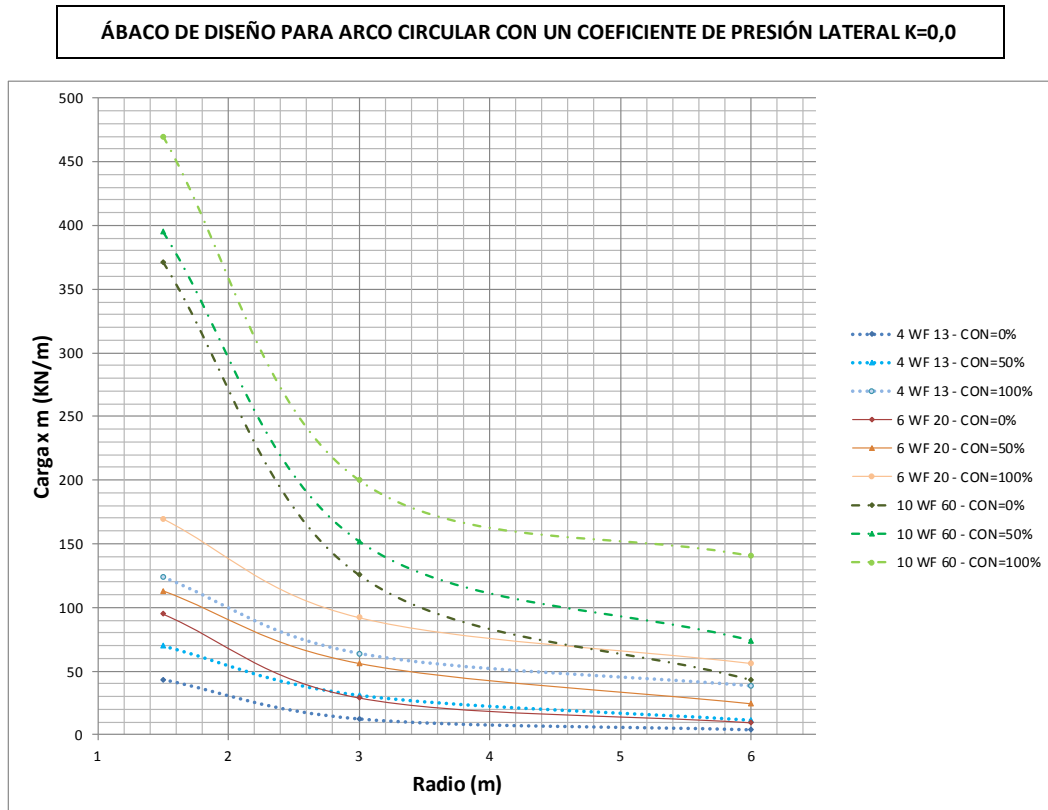
Aritméticamente, con base a la relación encontrada, se determinó para configuración establecida, la carga crítica necesaria para llegar al esfuerzo límite del acero A36 con un FS de 1.5.

El factor de seguridad de 1.5 se recomienda en el libro de E. Hoek, P.K. Kaiser, And W.F. Bawden. "Support of underground Excavations in hard rock" y en las notas de Carranza-Torres and Prof. J. Labuz, "Rock and Soil Mechanics and Tunneling Notes".⁶

⁶ E. HOEK, P.K. KAISER, AND W.F. BAWDEN. Support of underground Excavations in hard rock, (2000). Página 19.

Conociendo la magnitud de la carga crítica se diseñó a partir de la información disponible 9 ábacos como se presentan a continuación:

Figura 37 ÁBACO DE DISEÑO PARA ARCO CIRCULAR CON UN COEFICIENTE DE PRESIÓN LATERAL K=0.0



Fuente: Elaboración propia.

Aunque en los ábacos no se presenta directamente la influencia de la separación de los arcos, esta juega un papel importante al momento de estimar la carga a la cual estará sometido el arco; es decir, si un arco está expuesto a una carga de 81 KN*m con una separación de 1.5, esta carga podría disminuirse a 27 KN*m con una separación de 0.5 m.

4.2 MÉTODO DE REVISIÓN DE LAS MODELACIONES

Para el proceso de revisión de las modelaciones se emplearon como materia prima los casos prácticos existentes referenciados en el capítulo 3 con los cuales se estimó si el arco metálico usado en cada uno de los casos reales seleccionado es seguro conforme a cada una de las siguientes metodologías de: Biron et. Al,

Otero – Saavedra, SAP-2000 y los ábacos de diseño de arcos metálicos en túneles.

Posteriormente se compararon los resultados con los arcos metálicos usados en los casos prácticos existentes y se evaluó la aplicabilidad de los ábacos en la tarea de facilitar el diseño de arcos metálicos de manera precisa y eficiente, como se observa en la Tabla 38.

Tabla 38 Comparación entre métodos de diseño de arcos metálicos en túneles y observaciones.

CASO	SECCIÓN	BIRON	OTERO SAAVEDRA	SAP-2000	ÁBACOS	FACTOR DE SEGURIDAD SEGÚN TESIS DE OTERO SAAVEDRA	OBSERVACIONES
PCHITU-1	4 WF 13	INSEGURO	SEGURO	SEGURO	CUMPLE	4.09	El radio pequeño ocasiona que la carga sea pequeña. El módulo de elasticidad de la roca en el caso práctico es 14 veces mayor al implementado en los ábacos. En el caso real se implementó adicionalmente una capa de 8.8 cm de concreto lanzado de una resistencia de 260 Kg/cm ² . La sección con arcos metálicos en este túnel comprende las abscisas entre el K 1+270 y K 1+272.
PCHITU-2	4 WF 13	INSEGURO	SEGURO	SEGURO	INSEGURO	1.86	Los valores estimados con los ábacos digitales están cerca de cumplir satisfactoriamente. Vale la pena considerar que estos no tienen en cuenta la influencia de los pernos de 2.0 m de longitud implementados en este túnel ni el concreto lanzado de 15.4 cm de espesor y de 260 Kg/cm ² de resistencia. El módulo de elasticidad de la roca en el caso práctico es 9 veces mayor al implementado en los ábacos. La sección con arcos metálicos en este túnel comprende las abscisas entre el K 1+900 y K 1+910.
PMGII-2	6 WF 20	INSEGURO	SEGURO	SEGURO	INSEGURO	3.59	Aunque con el uso del programa de elementos finitos cumple satisfactoriamente al tener en cuenta todas las variables disponibles con los ábacos de diseño, no cumple en los ábacos debido a dos factores principalmente, el módulo de elasticidad que resulta es 31 veces mayor en el caso práctico al empleado en los ábacos y a la presencia adicional de concreto lanzado de 10.0 cm de espesor y de 300 Kg/cm ² de resistencia. La sección con arcos metálicos en este túnel comprende las abscisas entre el K 2+168 y K 2+208.
PSCD-1	10 WF 54	INSEGURO	SEGURO	SEGURO	INSEGURO	0.85	Cumple con la modelación efectuada en SAP debido al módulo de elasticidad que es 4 veces mayor al implementado en los ábacos. Con el método de Otero-Saavedra cumple con un ábaco más esbelto. Aunque con los ábacos de diseño no cumple el arco debido a que los ábacos están diseñados un módulo de elasticidad (E) cuatro veces inferior al de la roca, dan resultados consistentes con las variables usadas. La sección con arcos metálicos en este túnel comprende las abscisas entre el K 5+915 y K 5+921.
PSCP-1	8 WF 58	INSEGURO	SEGURO	SEGURO	INSEGURO	1.41	Cumple con la modelación efectuada en SAP debido al módulo de elasticidad que es 4 veces mayor al implementado en los ábacos. En el caso real se implementó adicionalmente una capa de 15.0 cm de concreto lanzado de una resistencia de 300 Kg/cm ² , malla tipo Q-4 y pernos tensionados de 3.0 m de longitud. Aunque con los ábacos de diseño no cumple el arco, debido a que los ábacos diseñados no tienen en cuenta los soportes adicionales y están diseñados a partir de un módulo de elasticidad constante, dan resultados consistentes con las variables usadas. La sección con arcos metálicos en este túnel comprende las abscisas entre el K 4+039 y K 4+041.

Fuente: Elaboración propia.

A partir del análisis de los cálculos efectuados se llegó a las siguientes afirmaciones:

- Con la ejecución de la modelación de los casos prácticos considerando las condiciones particulares de estos, se muestra que el método con las modelaciones de SAP 2000 es aplicable y funciona satisfactoriamente; ofreciendo resultados menos conservadores a los estimados con métodos empíricos, más eficientes; pues permite encontrar el arco óptimo a emplear en un túnel; para lo cual los ábacos creados a partir de su implementación presentan resultados coherentes.
- Ninguno de los arcos actualmente en funcionamiento resultan seguros según la metodología de Biron et. Al.
- Se debe tener presente que algunos de los prácticos cuentan con reforzamientos como: concreto lanzado, mallas o fibras y pernos que contribuyen a la estabilidad del macizo.
- Los ábacos permiten estimar el arco metálico que funcione adecuadamente de manera rápida y de menores especificaciones a las sugeridas por métodos semi - empíricos como el de Biron et. al con la limitante de estar concebidos sin tener en cuenta factores como la influencia del nivel freático y demás mencionados en el numeral 4.

4.3 ÁBACOS Y GUÍA DE EMPLO

A continuación se presentan dos variaciones de los ábacos de diseño de arcos metálicos en túneles. En la primera se exponen los ábacos de manera gráfica y en la segunda se presenta la alternativa de los ábacos en medio digital por medio de un práctico programa creado en Excel.

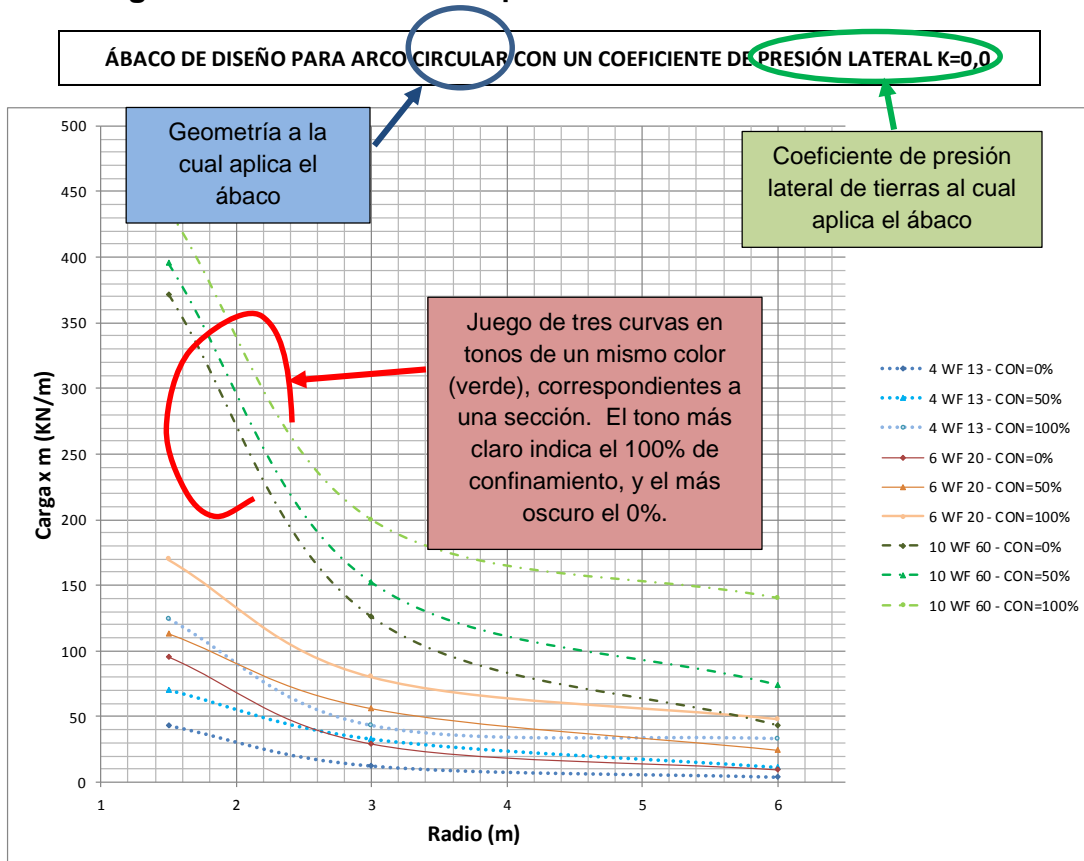
4.3.1 ÁBACOS EN FIGURAS

La cartilla presenta nueve (9) juegos de ábacos, cada uno con un título que identifica el tipo de geometría para el cual es útil, y el coeficiente de presión lateral de tierras para el cual fue formulado. Para cada geometría se disponen tres (3) ábacos de diseño; cada uno con un coeficiente de presión lateral de tierras diferente. Adicionalmente cada ábaco tiene en el eje vertical la variación de las cargas por metro lineal que puede soportar cada arco dependiendo de su geometría y sección de acero, y en el eje horizontal un rango de radios de 1.5 a 6.0 m.

Además en cada ábaco muestran nueve (9) curvas, tres (3) en tonos azules que corresponden al perfil 4WF13, tres (3) en tonos rojizos que conciernen al perfil 6WF20 y tres (3) en tonos verdes que pertenecen al perfil 10WF60. El tono más oscuro de cada uno de los juegos de 3 curvas corresponde a un confinamiento del arco del 0%, el tono intermedio al 50% y el tono más claro al 100% de confinamiento.

A continuación en la se muestran las características de los ábacos descritas.

Figura 38 Convenciones empleadas en cada uno de los ábacos



Fuente: Elaboración propia.

DATOS DE ENTRADA NECESARIOS PARA EL USO DE LOS ÁBACOS

Se requiere contar con la siguiente información de entrada para hacer uso de los ábacos:

- Radio en metros del arco.
- Geometría del túnel.

- Coeficiente de presión lateral de tierras al que estará sometido el arco; $K=0.0, 0.5$ o 1.0 .
- Grado de confinamiento esperado.
- Carga por metro lineal al que estará sometido el arco en KN/m.

CÁLCULO DE LA CARGA VERTICAL SOBRE EL ARCO

Se proponen tres metodologías para el cálculo de la carga a la cual estará sometido el arco; la metodología de Terzaghi, Biron et al y de convergencia confinamiento.

Metodología de Terzaghi

Terzaghi estimó experiencias de túneles excavados por voladuras y las cargas soportadas por arcos metálicos. El estimó esta carga mediante la altura de la roca H_p que representaba la carga de roca que el soporte debe resistir. La carga que el soporte tiene que resistir, está dada por:

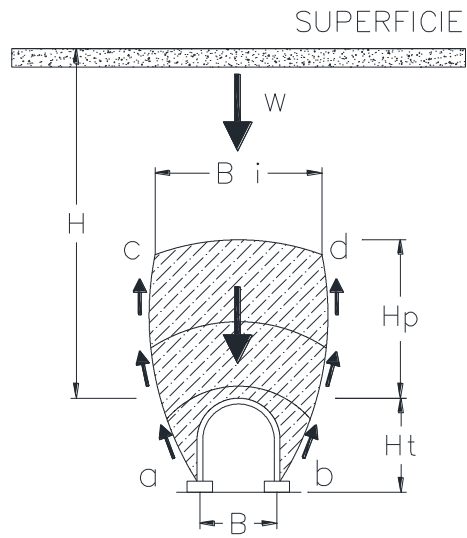
$$P_{roof} = \gamma_r * H_p$$

P_{roof} Presión en el techo que recibe el soporte

γ_r Peso unitario del material encima del soporte

H_p Altura de soporte

Figura 39 Altura de soporte de Terzaghi



Fuente: Practical rock engineering (Evert Hoek, 2006)

La altura H_p depende de las condiciones y el tipo de terreno que se encuentre arriba del soporte y se puede obtener de la siguiente forma:

Tabla 39 Carga de roca de Terzaghi

Espaciamiento de fracturas (cm)	RQD (%)	CONDICIÓN DE LA ROCA	CARGA Hp		COMENTARIOS
			Inicial	Final	
50	98	1. Dura e Intacta.	0	0	Generalmente no hay presión lateral, la carga es estática y cambia de punto a punto.
		2. Dura estratificada o esquistosa.	0	0.25 B	
	90		3. Masiva moderadamente agrietada.	0	
		20	4. Presencia moderada de bloques, y agrietamiento.	0	
10	5. Presencia de muchos bloques, agrietamiento y fracturamiento.		0.0 a 0.6 C	0.35 B 1.10 C	Presiones laterales bajas o nulas.
		5	6. Completamente triturado.		1.10 C
2	7. Grava y arena			0.54 C a 1.20 C	0.62 C a 1.38 C
		a 1.20 C	a 1.38 C		
		0.94 C a 1.20 C	1.08 C a 1.38 C		
Débil y cohesiva		10. Swelling		arriba de (250 ft)	Uso de soporte circular

Notas

- 1 Para tipos de roca 4.5.6.7. cuando esten encima del nivel freático, reduzca las cargas un 50%
- 2 B es el ancho del túnel, $C = B + Ht$ = ancho- altura del túnel.
- 3 Para Y densidad del medio.

Fuente: Practical rock engineering (Evert Hoek, 2006)

Como se puede apreciar la carga que resulta es una carga vertical aplicada en el techo y sobre la estructura de soporte que se quiere diseñar. Para dejar esta carga en términos de carga / metro lineal, es necesario multiplicar el valor hallado por el espaciamiento de los arcos.

Metodología de Biron et al.

La carga de roca sobre el arco se calcula como una función del tamaño de la obra subterránea y de acuerdo con el tipo de material. Para ello se puede emplear la siguiente fórmula propuesta por Biron:

$$q_t = \alpha * L * \gamma * S$$

q_t = Carga de roca en (KN/m).

α = Factor de carga (dependiendo del tipo de material).

S = Espaciamiento entre arcos (m).

L = Ancho o diámetro del túnel (m).

γ = Peso unitario del material (KN/m³)

Los valores de los factores de carga dependiendo del material se presentan en la Tabla 40.

Tabla 40 Factores de carga⁷

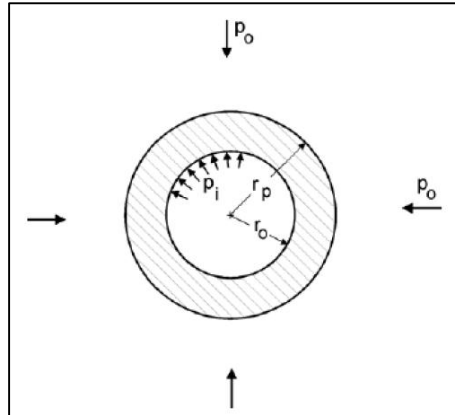
<i>("Design of supports in mines"; Biron Cemal y Arioglu Ergin)</i>			
Condiciones inmediatas del techo	Litología	Modo de perforación	α
Fácil de excavar	Pizarra de láminas gruesas	Excavado	0.75
	Pizarra de láminas finas	Neumático	0.40
De excavabilidad media	Limolita fina	Excavado	0.50
	Arenisca de grano medio	Neumático	0.35
Techo duro, difícil de excavar.	Pizarra de láminas gruesas	Excavado	0.40
	Arenisca gruesa y conglomerado	Neumático	0.35

Metodología de convergencia-confinamiento (Con base en la metodología de Hoek y Brown).

Hoek desarrollo una metodología basada en un túnel circular, la presión hidrostática y el radio del túnel. Como es una sección circular se emplea frecuentemente en los pozos.

⁷ CEMAL Biron y ERGIN Arioglu. Design of supports in mines. Istanbul: Jhon wiley and Sons, 1983.p. 36

Figura 40 Fuerzas en un túnel según Hoek



Fuente: Extraída de Hoek & Brown et al., 2002

Para implementar esta metodología en los ábacos de diseño; primero se deben traer de los ábacos el tipo de perfil, la carga máxima que soporta y el radio. Adicionalmente se requiere disponer de los siguientes datos de entrada:

- γ_r = Peso unitario de la roca (KN/m³)
- h = cobertura (m)
- r_o = Radio de la excavación (m)
- μ = Relación de poisson
- E_r = Módulo del macizo (KN/m²)
- C = Cohesión del macizo(KN/m²)
- ϕ = Ángulo de fricción (grados)
- x = Distancia de avance de excavación (m)
- q_t = Carga por metro lineal (KN/m)
- e = Espaciamiento entre arcos metálicos (m)
- Tipo de sección de acero (peso, área transversal, momento de inercia y módulo de la sección).
- P_{equi} = Presión de equilibrio (Mpa)

Con estos datos de entrada se llevan a cabo los siguientes cálculos y pasos:

- a) Esfuerzo vertical (P_o , en Mpa).

$$P_o = \gamma * h$$

- b) Constante K_p (Coeficiente de presión de tierras pasivo)

$$K_p = \frac{1 + \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi}$$

- c) Resistencia de la masa rocosa (σ_{cm} , en Mpa)

$$\sigma_{cm} = \frac{2 * C * \text{cos}\phi}{1 - \text{sen}\phi}$$

d) Presión crítica (Pcr, en Mpa)

$$P_{cr} = \frac{2 * P_o - \sigma_{cm}}{1 + K}$$

e) Relación Pcr/Po en %

f) Carga máxima por metro lineal que soporta el arco:

Debido a que los valores de los ábacos están formulados con un factor de seguridad de 1.5; para estimar la carga máxima que soporta un arco con determinadas características se debe multiplicar la carga tomada de los ábacos por 1.5.

$$q_{t \text{ máx}} = q_t * 1.5$$

g) Presión máxima que se aplica sobre el arco (Psa, en Mpa).

$$P_{sa} = q_{t \text{ máx}} / e$$

h) Rigidez de los arcos metálicos (Ks, en Mpa)

$$\frac{1}{K_s} = \frac{e}{E_s} * \frac{r_o^1}{A_s} + \frac{S * r_o^3}{E_s * I_s} * \left[\theta * \left(\frac{\theta + \text{sen}\theta * \text{cos}\theta - 1}{2\text{sen}^2\theta} \right) + \frac{2 * S * \theta * tb}{E_B * B^2} \right]$$

- K_s = Rigidez del sistema de arcos (Ton/m²)
- I_s = Módulo de inercia del arco (cm⁴)
- r_o = Radio de la excavación del túnel (m)
- A_s = área del perfil del arco metálico (m²)
- B = Ancho del alma y/o longitud lateral de los bloques ubicados entre el arco metálico y la roca (m)
- E_s = Módulo de Young del acero (Mpa)
- θ = Mitad del ángulo entre los bloques de madera (para concreto lanzado se asume un valor bajo de 0.05). Este valor de θ da en radianes.
- tb = Espesor del bloque de apoyo de madera o del espesor de la capa primaria de concreto lanzado (m).
- E_b = Módulo de Young del material de bloques (Mpa).

Debido a que para el desarrollo de la cartilla no se ha tenido en cuenta en ningún momento la influencia de los bloques entre el acero y la roca, o el concreto lanzado; los datos que atañen a estos para el cálculo de la rigidez de los arcos no deberían tenerse en cuenta.

i) Deformación del arco (ϵ , en metros).

$$\epsilon = (r_o * P_{sa}) / K_{sa}$$

j) Deformación del túnel (μ , en metros).

Para el cálculo del factor de seguridad se debe hacer una tabla en la que se tabulen las variaciones de la carga vertical de 0 a 100% ($P_i = \%Po * P_o$) y la deformación de la roca bajo un comportamiento plástico o elástico según corresponda.

Cuando el porcentaje de la carga vertical ($P_o\%$) sea inferior o igual al valor dado por la relación P_{cr}/P_o (Presión crítica de soporte/Esfuerzo vertical); indica que la roca presenta un comportamiento plástico, y por lo tanto su deformación está dada por la siguiente ecuación.

$$u_{ip} = \frac{r_o * (1 + \nu)}{E} * \left[2 * (1 - \nu) * (P_o - P_{cr}) * \left(\frac{r_p}{r_o}\right)^2 - (1 - 2 * \nu) * (P_o - P_i) \right]$$

Cuando el valor de la relación P_{cr}/P_o sea menor al valor de $\%Po$, es porque el túnel tiene un comportamiento elástico dado por la ecuación:

$$u_{ie} = \frac{r_o + (1 + \nu)}{E_m} * (P_o - P_i)$$

Una vez se tabulen estos datos se deben graficar, tomando en el eje vertical los esfuerzos, y en el horizontal las deformaciones.

k) En caso de que se presente un comportamiento elástico, el radio del túnel permanece constante; mientras que de presentarse uno plástico, el radio del túnel varía en relación a la siguiente ecuación:

$$r_p = r_o * \left[\frac{2 * (P_o * (K - 1) + \sigma_{cm})}{(1 + K) * ((k - 1) * P_i + \sigma_{cm})} \right]^{\frac{1}{(k-1)}}$$

l) Deformación máxima (U_{rm}), es la deformación que se presenta cuando la carga vertical se ha disipado por completo; es decir cuando $\%Po=0\%$.

m) Relación entre la deformación máxima y la deformación inicial (U_r/U_{rm})

$$\frac{U_r}{U_{rm}} = 0.25 + 0.75 * \left(1 - \left(\frac{0.75}{0.75 + \frac{x}{r_o}} \right)^2 \right)$$

n) Deformación inicial (U_r)

$$U_r = U_{rm} * \left(0.25 + 0.75 * \left(1 - \left(\frac{0.75}{0.75 + \frac{x}{r_o}} \right)^2 \right) \right)$$

o) Trazo de la curva del soporte, con las siguientes coordenadas.

X	Y
Ur	0.0
(Ur+ε)	Psa

p) Presión de equilibrio (Pequi).

Se estima gráficamente al leer el valor de la intersección en el eje vertical de la curva de soporte, con la curva reo lógica (esfuerzo vs deformación).

q) Factor de seguridad (F.S).

$$F.S = Psa / Pequi \geq 1.5$$

De no obtener un F.S ≥ 1.5 debe hacerse una revisión para cumplir con el F.S. Tras efectuar la revisión puede optarse por disminuir la separación entre arcos o emplear un perfil de acero de mayor resistencia, hasta lograr encontrar la configuración óptima.

DATOS DE ENTRADA PARA EL USO DE LOS ÁBACOS

- Carga por metro lineal, qt (KN/m).
- Radio del túnel, r (m).
- Tipo de sección de acero (4 WF 13, 6 WF 20 o 10 WF 60).
- Geometría del arco metálico (Circular, herraduras paredes rectas o herraduras paredes curvas).
- Grado de confinamiento de 0.0%, 50.0% o 100.0%.
- Coeficiente de presión lateral de tierras, K (0.0, 0.5 o 1.0).

ÁBACOS DE DISEÑO DE ARCOS METÁLICOS EN TÚNELES

Figura 41 Ábaco de diseño para un túnel circular con un $K=0.0$.

ÁBACO DE DISEÑO PARA ARCO CIRCULAR CON UN COEFICIENTE DE PRESIÓN LATERAL $K=0,0$

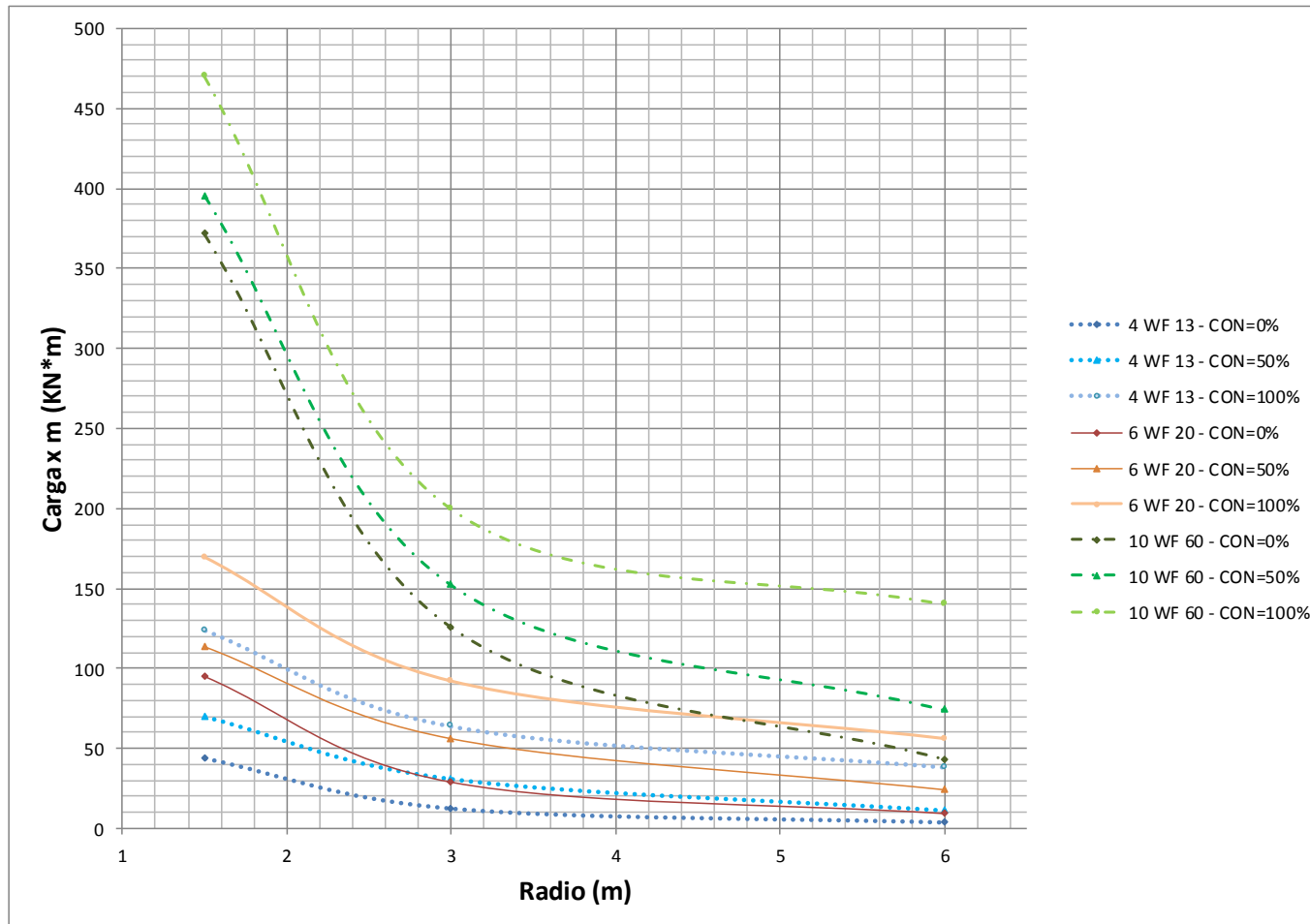


Figura 42 Ábaco de diseño para un túnel circular con un $K=0.5$.

ÁBACO DE DISEÑO PARA ARCO CIRCULAR CON UN COEFICIENTE DE PRESIÓN LATERAL $K=0,5$

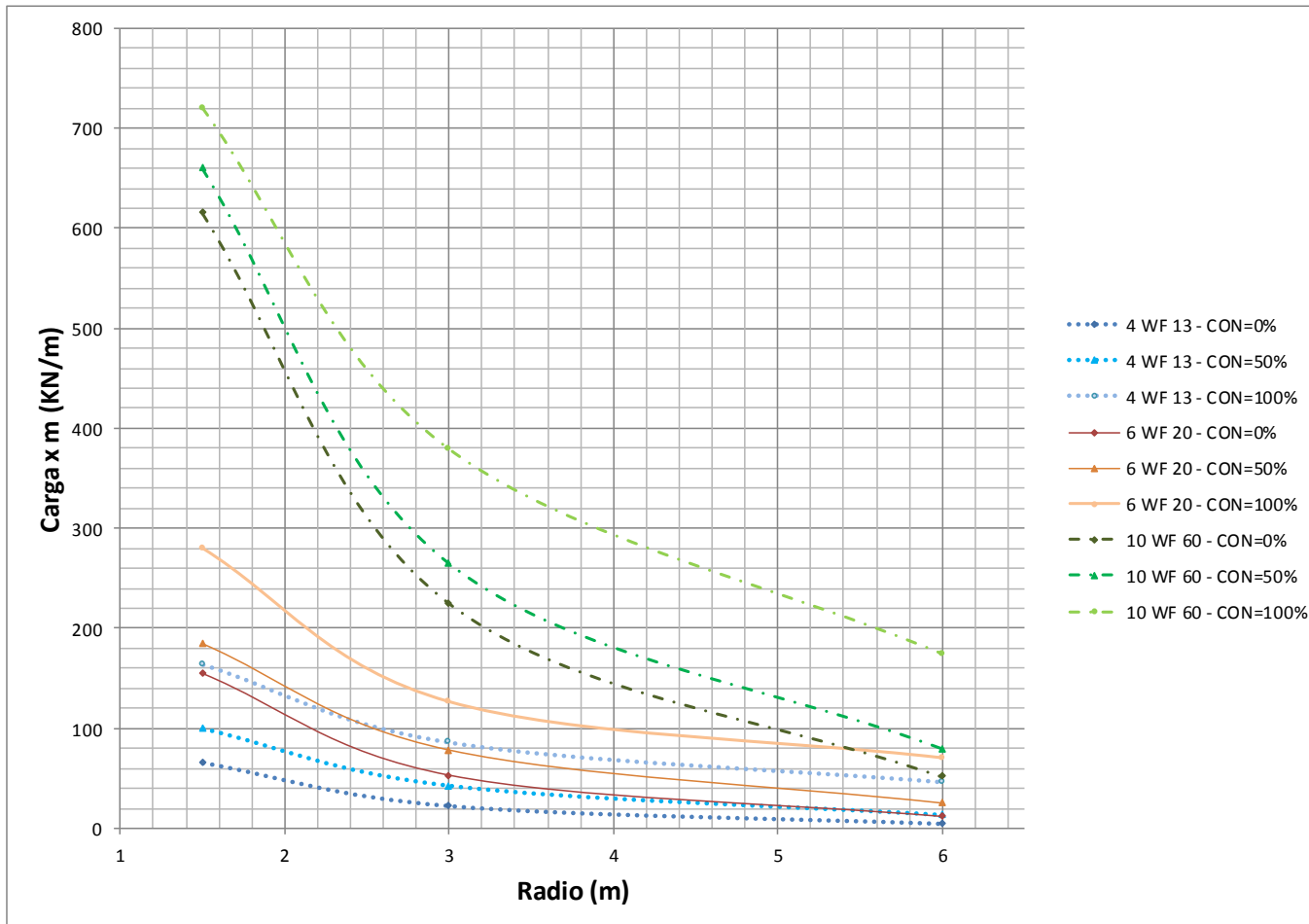


Figura 43 *Ábaco de diseño para un túnel circular con un $K=1.0$.*

ÁBACO DE DISEÑO PARA ARCO CIRCULAR CON UN COEFICIENTE DE PRESIÓN LATERAL $K=1,0$

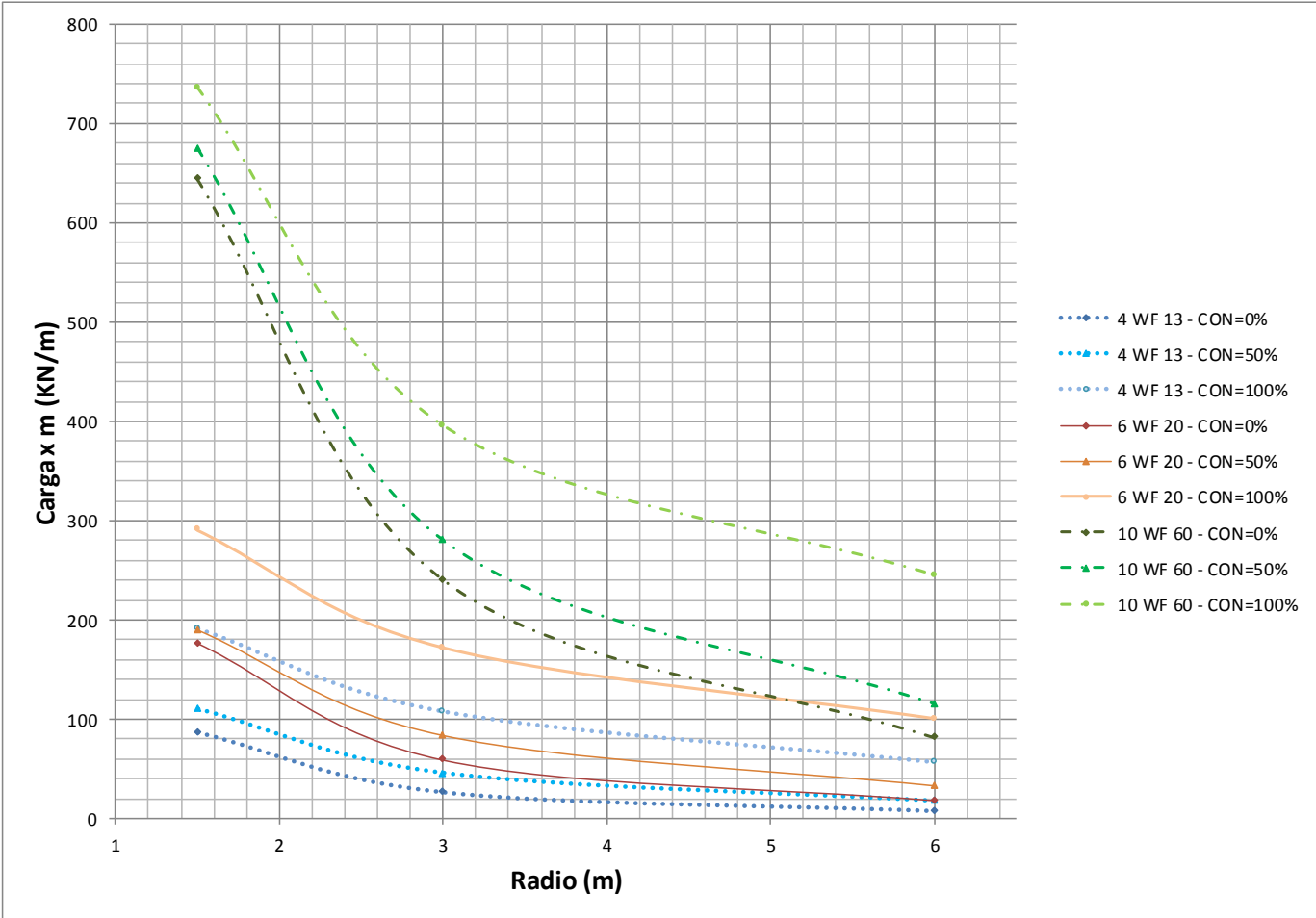


Figura 44 *Ábaco de diseño para un túnel de HPC con un $K=0.0$.*

ÁBACO DE DISEÑO PARA ARCO EN HERRADURA CON PAREDES CURVAS Y UN COEFICIENTE DE PRESIÓN LATERAL $K=0$

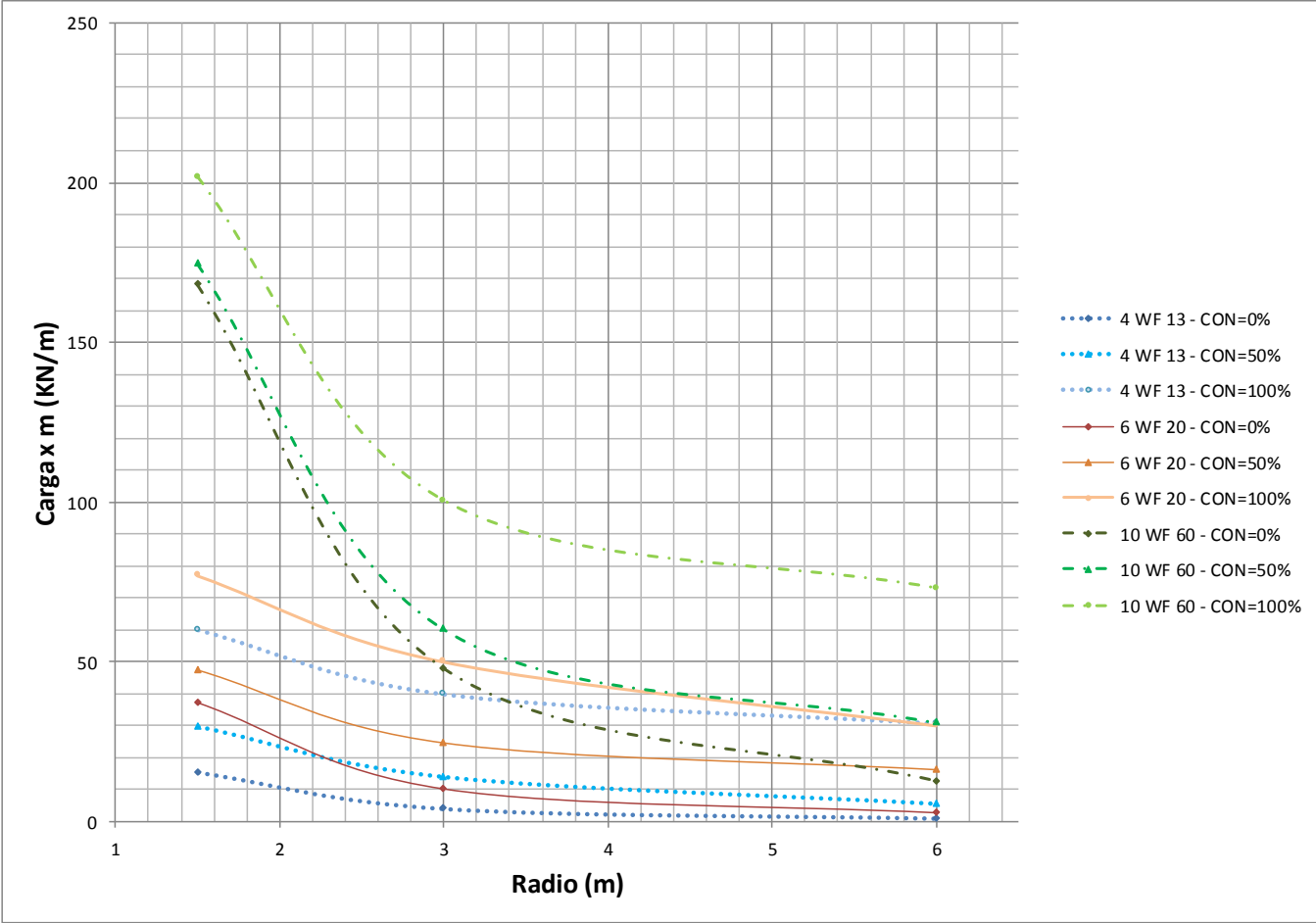


Figura 45 Ábaco de diseño para un túnel de HPC con un $K=0.5$.

ÁBACO DE DISEÑO PARA ARCO EN HERRADURA CON PAREDES CURVAS Y UN COEFICIENTE DE PRESIÓN LATERAL $K=0,5$

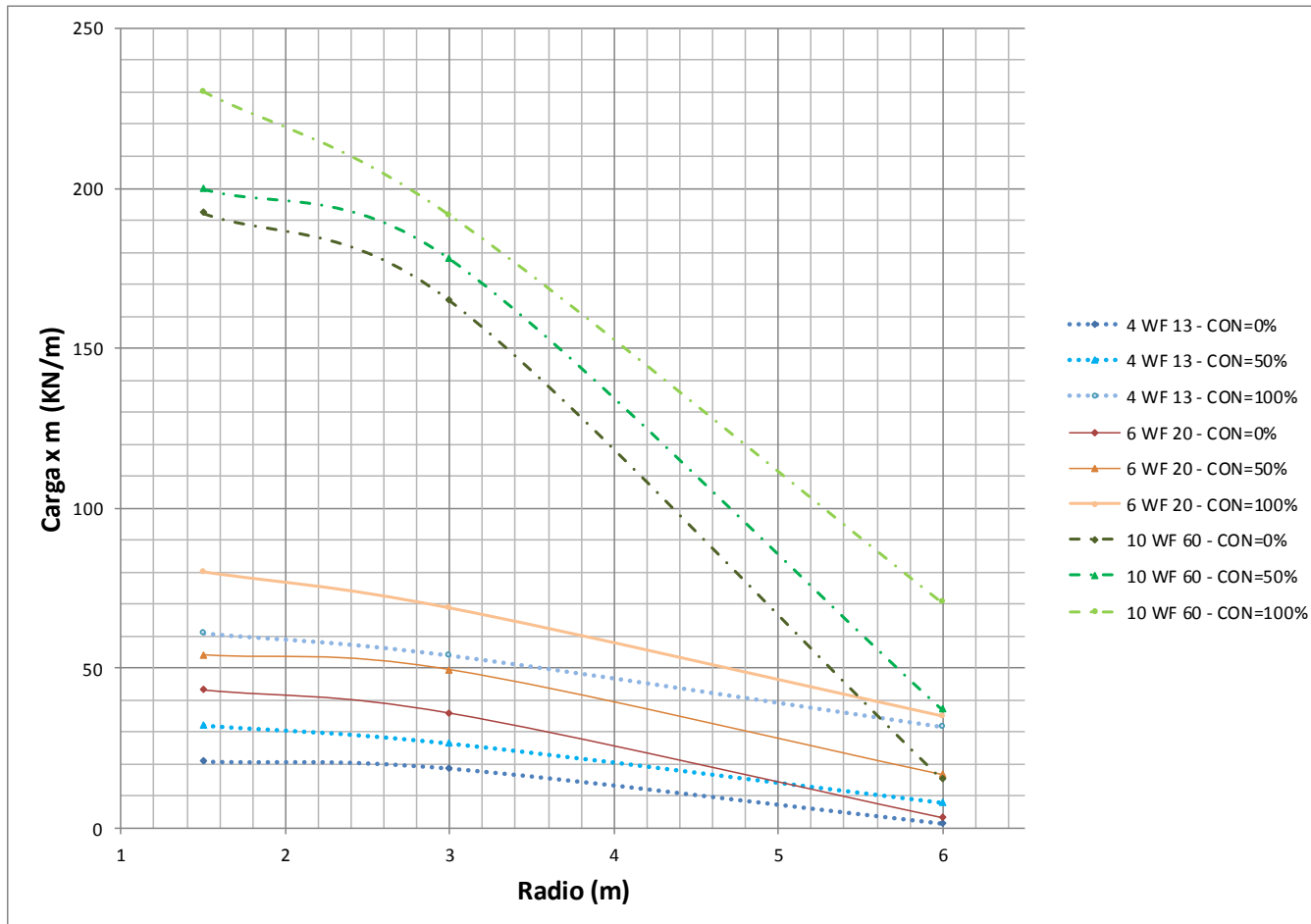


Figura 46 Ábaco de diseño para un túnel de HPC con un $K=1.0$.

ÁBACO DE DISEÑO PARA ARCO EN HERRADURA CON PAREDES CURVAS Y UN COEFICIENTE DE PRESIÓN LATERAL $K=1,0$

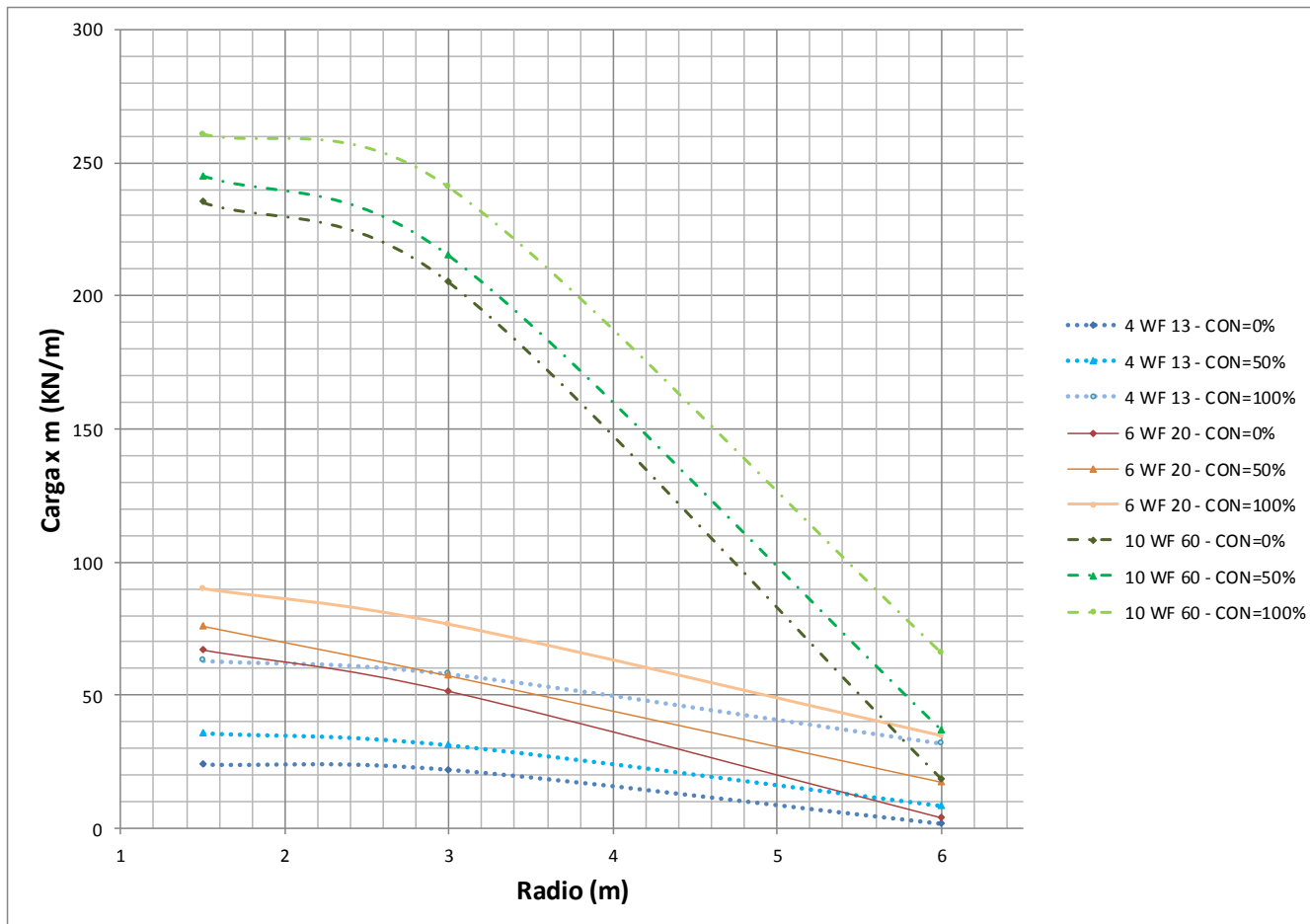


Figura 47 *Ábaco de diseño para un túnel de HPR con un $K=0.0$.*

ÁBACO DE DISEÑO PARA ARCO EN HERRADURA CON PAREDES RECTAS Y UN COEFICIENTE DE PRESIÓN LATERAL $K=0$

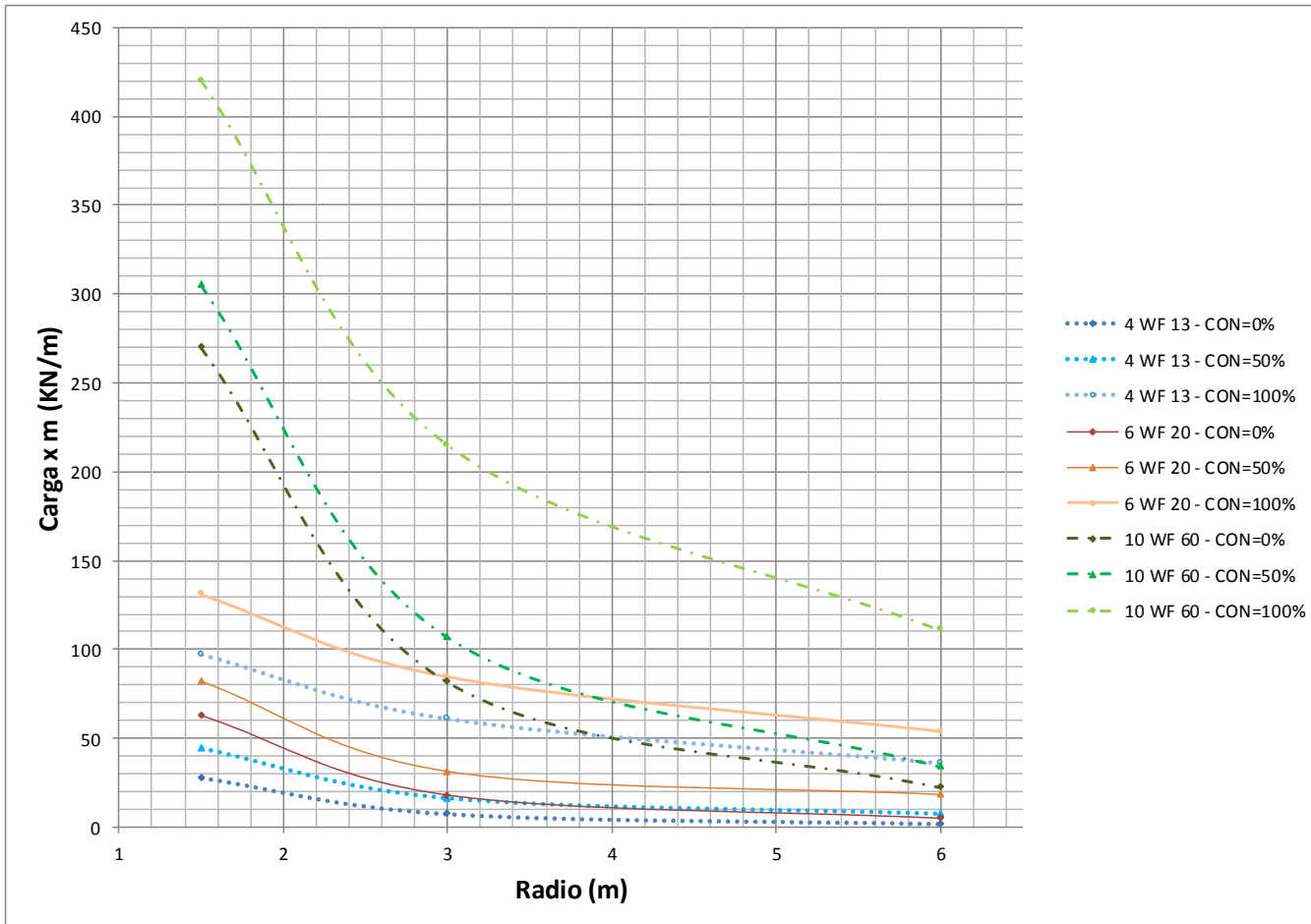


Figura 48 Ábaco de diseño para un túnel de HPR con un $K=0.5$.

ÁBACO DE DISEÑO PARA ARCO EN HERRADURA CON PAREDES RECTAS Y UN COEFICIENTE DE PRESIÓN LATERAL $K=0,5$

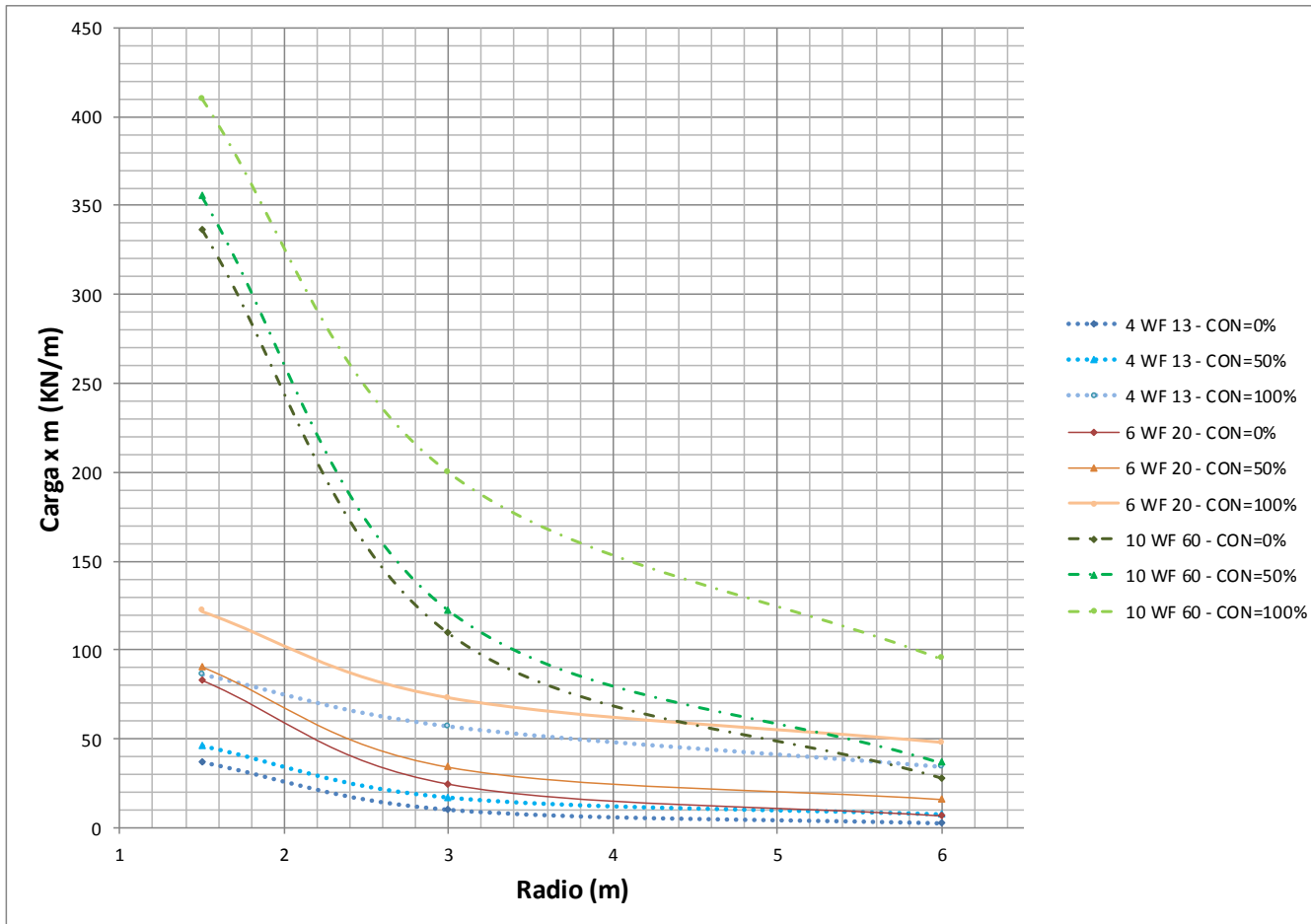
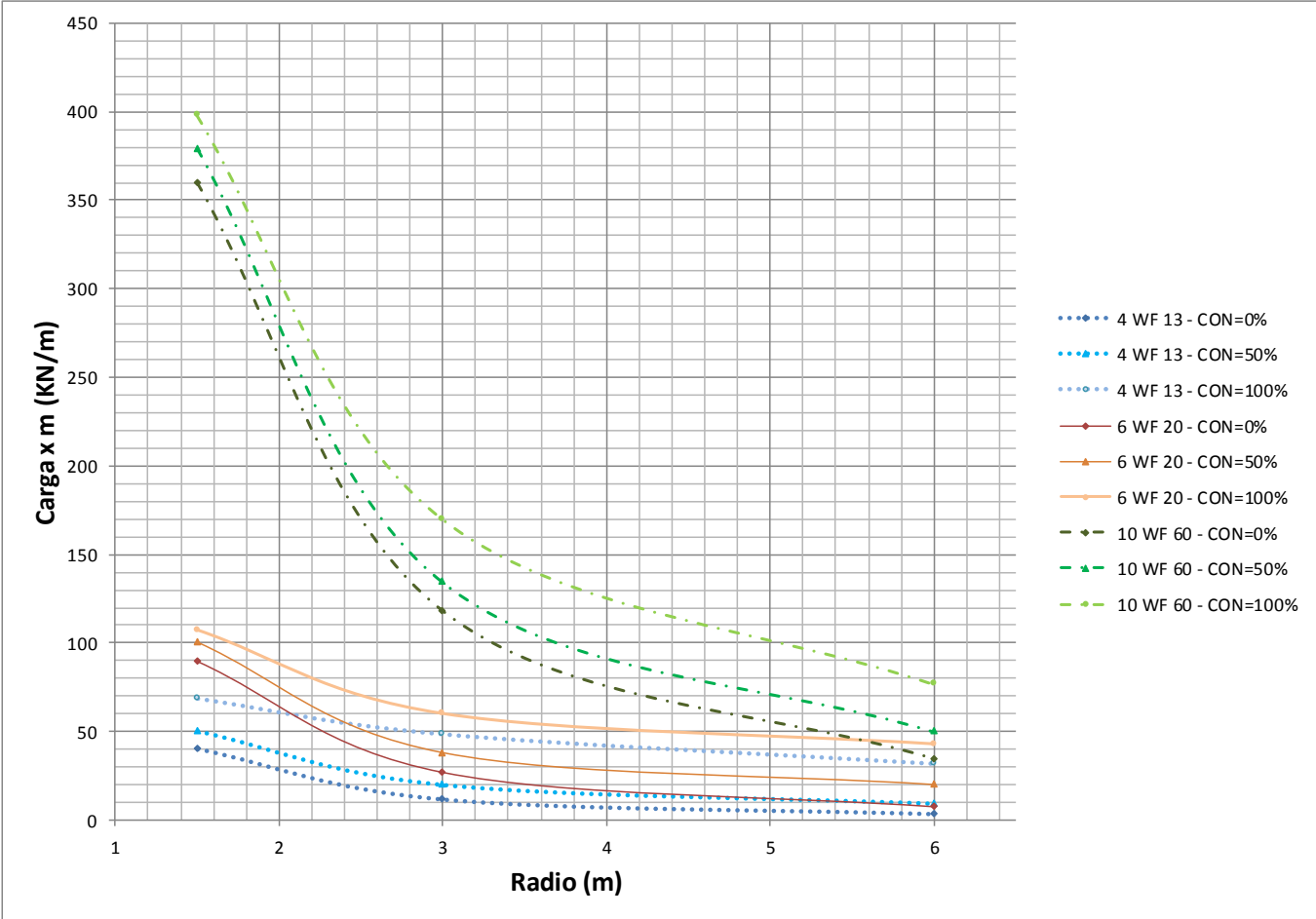


Figura 49 *Ábaco de diseño para un túnel de HPR con un K=1.0.*

ÁBACO DE DISEÑO PARA ARCO EN HERRADURA CON PAREDES RECTAS Y UN COEFICIENTE DE PRESIÓN LATERAL K=1,0



5.3.1.1 EJEMPLO DE USO DE LOS ÁBACOS

Para mostrar el modo de empleo de los ábacos, se ha propuesto el diseño de un arco que va a ser excavado en las siguientes condiciones:

Tabla 41 Datos de entrada del ejemplo

Carga por metro lineal	qt	250.00	KN/m
Radio del túnel	r	4.00	m
Tipo de sección de acero	10 WF 60		
Geometría del arco metálico	CIRCULAR		
Coefficiente de presión lateral de tierras	K	1.00	
Grado de confinamiento	100.00%		

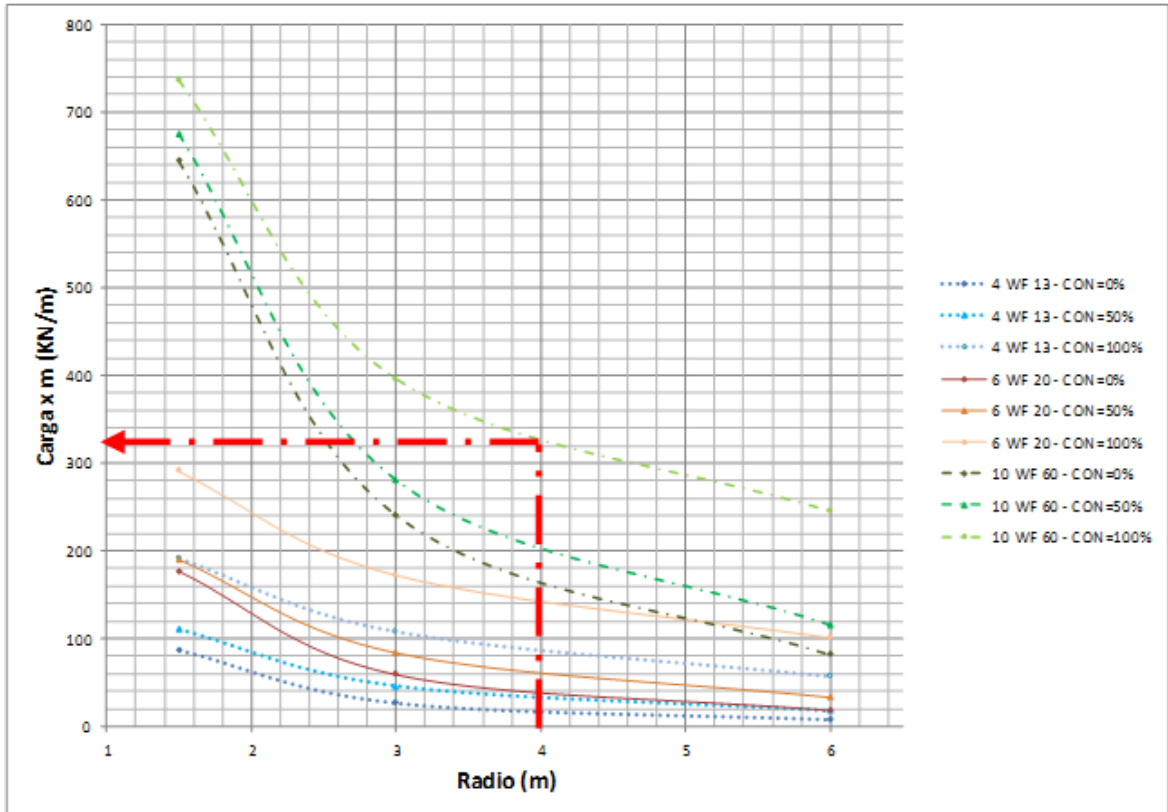
Fuente: Elaboración propia.

Teniendo disponibles todos los datos de entrada necesarios, se selecciona el ábaco de diseño que contenga la geometría y coeficiente de presión lateral de tierras que se desee analizar.

Seguidamente, en el ábaco escogido, se traza una línea desde el valor del radio del túnel en el eje horizontal, hasta cortar la curva correspondiente a la sección que se desea emplear y el grado de confinamiento esperado; para leer en el eje vertical la carga máxima por metro lineal que puede soportar el arco. Si el valor sacado de la gráfica es inferior a la carga estimada por metro lineal; indica que el arco soporta las cargas ejercidas por el terreno, y puede emplearse sin ningún inconveniente. De lo contrario, quiere decir que se requiere un perfil más robusto o, en el cálculo de la carga se debe considerar un espaciamiento menor entre los perfiles.

Figura 50 Ejemplo de empleo de los ábacos

ÁBACO DE DISEÑO PARA ARCO CIRCULAR CON UN COEFICIENTE DE PRESIÓN LATERAL $K=1,0$



Fuente: Elaboración propia.

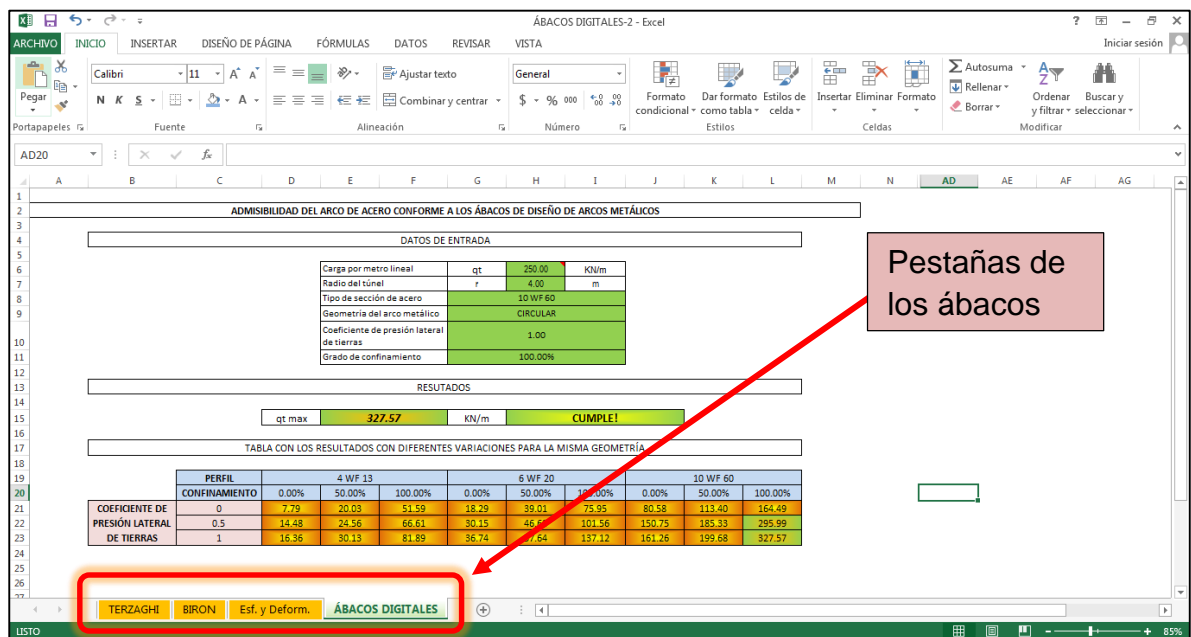
Es decir, que para el ejemplo planteado, el ábaco muestra que el arco soporta una carga máxima de 320 KN/m con un FS de 1.5. Por lo tanto, es menor a la carga de 250 KN/m a la cual estaría sometido el perfil; por tal motivo podría ampliarse la separación entre arcos para que la carga vertical sea mayor, y el sistema sea más eficiente.

4.3.2 ÁBACOS DIGITALES

La cartilla en su modo digital presenta 4 pestañas en un archivo en Excel.

Las tres primeras pestañas (de color amarillo) corresponden a tres métodos diferentes para estimar la carga por metro lineal al que estará sometido el arco, y la cuarta pestaña a la hoja de cálculo que estima el valor máximo que soporta un arco de acuerdo a los datos de entrada que se utilicen, es decir, contiene la información de los ábacos de diseño. En la Figura 51 se muestra la distribución de estas pestañas.

Figura 51 Distribución de las pestañas del ábaco digital.



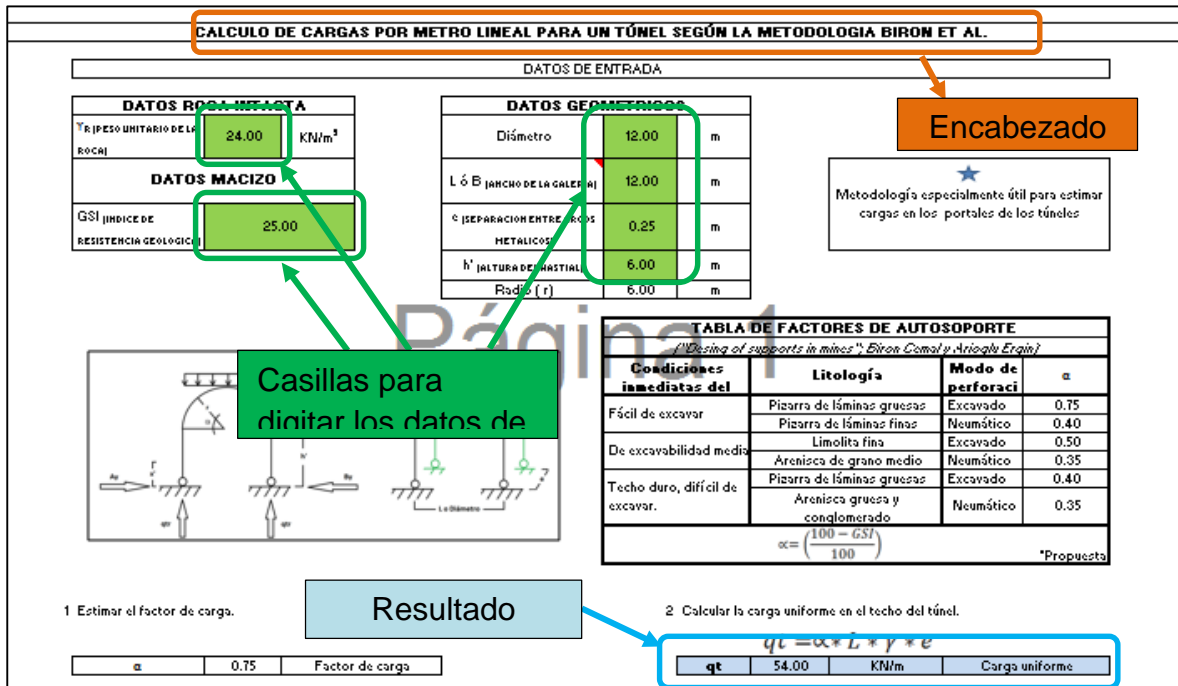
Fuente: Elaboración propia.

Cada una de las pestañas comprende:

- Un encabezado, que menciona la función de la pestaña de la hoja de cálculo.
- Casillas en color verde (de una sola tonalidad), en las cuales se debe digitar la información de entrada.
- Casillas en color azul, para las pestañas de color amarillo, en donde se puede observar el resultado de los cálculos que están programados. Ver Figura 52.

- iv. Para la pestaña final se tienen un primer sector destinado para el ingreso de los datos de entrada, un segundo sector que muestra el valor máximo que resiste un arco dependiendo de los datos de entrada que se hallan empleado e indica en tonalidades verdes si el arco resiste la carga aplicada o en tonalidades naranjas de lo contrario. En un tercer sector se encuentra una tabla con variaciones en el coeficiente lateral de presión de tierras, tipo de sección del arco y grado de confinamiento; en la cual se torna de colores en tonalidades verdes las configuraciones que cumplen y en tonalidades naranjas las que no. Esto para tener una idea si un perfil más esbelto o más robusto es la mejor alternativa. Ver Figura 53.

Figura 52 Características del ábaco digital en las pestañas de cálculo de cargas por metro lineal.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 53 Características del ábaco digital en la pestaña de cálculo de admisibilidad de un arco metálico.

ADMISIBILIDAD DEL ARCO DE ACERO CONFORME A LOS ÁBACOS DE DISEÑO DE ARCOS METÁLICOS

DATOS DE ENTRADA

Carga por metro lineal	qt	250.00	KN/m
Radio del túnel	r	4.00	m
Tipo de sección de acero	10 WF 60		
Geometría del arco metálico	CIRCULAR		
Coefficiente de presión lateral de tierras	1.00		
Grado de confinamiento	100.00%		

RESULTADOS

Resistencia máxima: **327.57** KN/m **CUMPLE!**

CON LOS RESULTADOS CON DIFERENTES VARIACIONES PARA LA MISMA GEOMETRÍA

PERFIL	4 WF 13			6 WF 20			10 WF 60			
	0.00%	50.00%	100.00%	0.00%	50.00%	100.00%	0.00%	50.00%	100.00%	
COEFICIENTE DE PRESIÓN LATERAL DE TIERRAS	0	7.79	20.03	51.59	18.29	39.01	75.95	80.58	113.40	164.49
	0.5	14.48	24.56	66.61	30.15	46.60	101.56	150.75	185.33	295.99
	1	16.36	30.13	81.89	36.74	57.64	137.12	161.26	199.68	327.57

ÁBACOS DIGITALES

Fuente: Elaboración propia.

DATOS DE ENTRADA NECESARIOS PARA EL USO DE LOS ÁBACOS

Se requiere contar con la siguiente información de entrada para hacer uso de los ábacos:

- Radio en metros del arco.
- Geometría del túnel.
- Coeficiente de presión lateral de tierras al que estará sometido el arco; $K=0.0, 0.5$ o 1.0 .
- Grado de confinamiento esperado.
- Carga por metro lineal al que estará sometido el arco en KN/m.

CÁLCULO DE LA CARGA VERTICAL SOBRE EL ARCO

Se proponen tres metodologías para el cálculo de la carga a la cual estará sometido el arco; la metodología de Terzaghi, Biron et al y de convergencia confinamiento.

Metodología de Terzaghi

Terzaghi estimó experiencias de túneles excavados por voladuras las cargas soportadas por arcos metálicos. El estimó está carga mediante la altura de la roca H_p que representaba la carga de roca que el soporte debe resistir. La carga que el soporte tiene que resistir, está dada por:

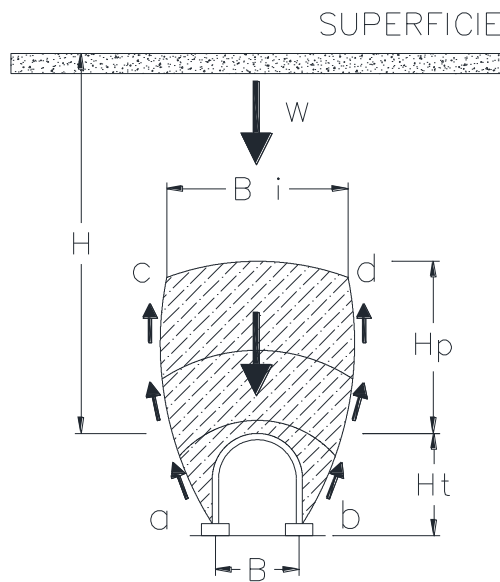
$$P_{roof} = \gamma_r * H_p$$

P_{roof} Presión en el techo que recibe el soporte

γ_r Peso unitario del material encima del soporte

H_p Altura de soporte

Figura 54 Altura de soporte de Terzaghi



Fuente: *Practical rock engineering* (Evert Hoek, 2006)

La altura H_p depende de las condiciones y el tipo de terreno que se encuentre arriba del soporte y se puede obtener de la siguiente forma: (Ver Tabla 42)

Tabla 42 Carga de roca de Terzaghi

Espaciamiento de fracturas (cm)	RQD (%)	CONDICIÓN DE LA ROCA	CARGA Hp		COMENTARIOS	
			Inicial	Final		
50	98	1. Dura e Intacta.	0	0	Generalmente no hay presión lateral, la carga es estática y cambia de punto a punto.	
		2. Dura estratificada o esquistosa.	0	0.25 B		
	90	3. Masiva moderadamente agrietada.	0	0.50 B		
		4. Presencia moderada de bloques, y agrietamiento.	0	0.25 B 0.35 C		
20	75	5. Presencia de muchos bloques, agrietamiento y fracturamiento.	0.0 a 0.6 C	0.35 B 1.10 C	Presiones laterales bajas o nulas.	
		5	6. Completamente triturado.		1.10 C	Presiones laterales considerables. Si hay filtración. Soporte continuo.
2	7. Grava y arena			0.54 C a 1.20 C	0.62 C a 1.38 C	Denso Presión lateral $Ph=0.3*Y*(0.5*Ht+Hp)$ Suelto
				0.94 C a 1.20 C	1.08 C a 1.38 C	
Débil y cohesiva		10. Swelling		arriba de (250 ft)	Uso de soporte circular	

Notas

- 1 Para tipos de roca 4.5.6.7. cuando esten encima del nivel freático, reduzca las cargas un 50%
- 2 B es el ancho del túnel, $C = B + Ht$ = ancho- altura del túnel.
- 3 Para Y densidad del medio.

Fuente: Practical rock engineering (Evert Hoek, 2006)

Como se puede apreciar la carga que resulta es una carga vertical aplicada en el techo y sobre la estructura de soporte que se quiere diseñar. Para dejar esta carga en términos de carga / metro lineal, es necesario multiplicar el valor hallado por el espaciamiento de los arcos.

Esta metodología puede aplicarse mediante el uso de la primera pestaña de los ábacos digitales teniendo en cuenta los siguientes pasos:

1. Ingresar los datos de entrada en las casillas verde (Ver Figura 55).

Figura 55 Paso 1 para el cálculo de la carga por metro lineal por la metodología de Terzaghi.

CALCULO DE CARGAS POR METRO LINEAL PARA UN TÚNEL SEGÚN LA METODOLOGIA TERZAGHI

DATOS DE ENTRADA

DATOS ROCA INTACTA		DATOS GEOMETRICOS	
Y _r (PESO UNITARIO DE LA ROCA)	24.00	KN/m ³	
FACTOR SEGÚN LA TABLA 1,0	0.25		
B (ANCHO DEL TÚNEL)	12.00	m	
e (SEPARACION ENTRE ARCOS METALICOS)	0.25	m	
Ht (ALTURA DEL TÚNEL)	12.00	m	

★ Metodología especialmente útil para estimar cargas en los portales de los túneles

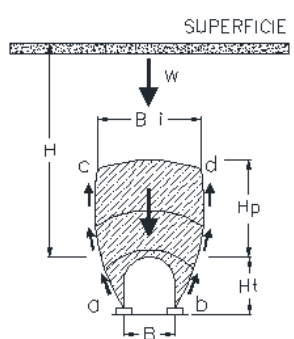


TABLA 1,0

Espaciamiento de fracturas (cm)	RCP (%)	CONDICIÓN	CARGA Ho	COMENTARIOS
50	98	1. Dura e intacta	0	Revestimiento solo si hay desprendimientos de roca de las paredes
95	95	2. Dura estratificada o esquistosa.	0	Desprendimiento de rocas de las paredes en común.
90	90		0.25 B	Presión lateral y estratos

Casillas para digitar los datos de entrada

*Solo considerando "B" (Ancho del túnel)

Fuente: Elaboración propia.

2. Leer el resultado que se requiera dependiendo del factor empleado, C o B, a partir de la Tabla 42 (Ver Figura 56).

Figura 56 Paso 2. Lectura de los resultados dados por la metodología de Terzaghi.

The screenshot shows the TERZAGHI software interface. On the left, there is a table with columns for rock conditions, factors B and C, and lateral pressure descriptions. The right side of the interface displays input and output values for two different tunnel sections. A callout box with a blue background and black text points to the 'qt' results, stating: "Leer el resultado según corresponda; el primer dato es el calculado con el factor B y el segundo con el factor C." The first section shows a uniform roof load (qt) of 18.00 KN/m, and the second section shows a uniform roof load (qt) of 36.00 KN/m. Support pressure (Pproof) values are also shown for each section.

Condición	B	C	Presión lateral
4. Presencia moderada de bloques, y agrietamiento.	0	0.35 B 0.35 C	Presiones laterales bajas o nulas.
5. Presencia de muchos bloques, agrietamiento y fracturamiento.	0.0 a 0.6 C	0.35 B 1.10 C	Presiones laterales considerables. Si hay filtración. Soporte continuo.
6. Completamente triturado.		1.10 C	

Fuente: Elaboración propia.

Metodología de Biron et al.

La carga de roca sobre el arco se calcula como una función del tamaño de la obra subterránea y de acuerdo con el tipo de material. Para ello se puede emplear la siguiente fórmula propuesta por Biron:

$$q_t = \alpha * L * \gamma * S$$

q_t = Carga de roca en (KN/m).

α = Factor de carga (dependiendo del tipo de material).

S = Espaciamiento entre arcos (m).

L = Ancho o diámetro del túnel (m).

γ = Peso unitario del material (KN/m³)

Los valores de los factores de carga dependiendo del material se presentan en la Tabla 40.

Tabla 43 Factores de carga⁸

<i>("Design of supports in mines"; Biron Cemal y Arioglu Ergin)</i>			
Condiciones inmediatas del techo	Litología	Modo de perforación	α
Fácil de excavar	Pizarra de láminas gruesas	Excavado	0.75
	Pizarra de láminas finas	Neumático	0.40
De excavabilidad media	Limolita fina	Excavado	0.50
	Arenisca de grano medio	Neumático	0.35
Techo duro, difícil de excavar.	Pizarra de láminas gruesas	Excavado	0.40
	Arenisca gruesa y conglomerado	Neumático	0.35

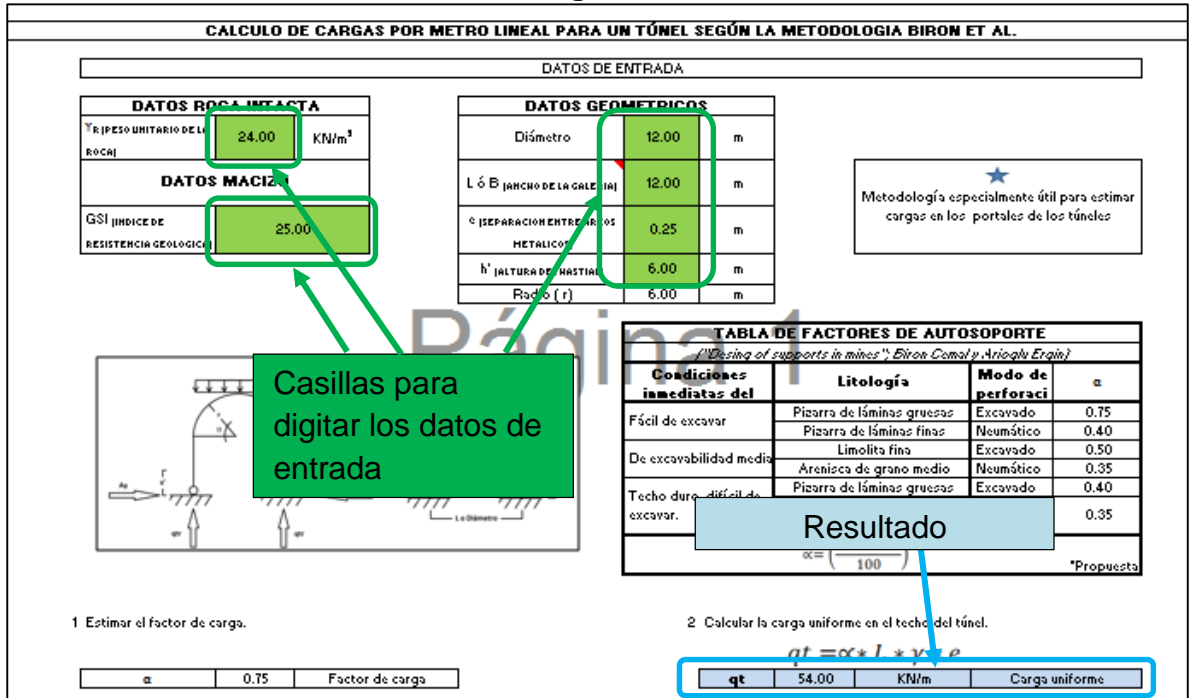
Fuente: Design of Support in mines (Cemal Biron, Ergin Arioglu, 1983)

Esta metodología puede aplicarse mediante el uso de la segunda pestaña de los ábacos digitales teniendo en cuenta los siguientes pasos:

1. Ingresar los datos de entrada en las casillas verde (Ver Figura 57).
2. Leer el resultado que se requiera dependiendo del factor empleado, C o B, a partir de la Tabla 42 (Ver Figura 57).

⁸ CEMAL Biron y ERGIN Arioglu. Design of supports in mines. Istanbul: Jhon wiley and Sons, 1983.p. 36

Figura 57 Paso 1 para el cálculo de la carga por metro lineal por la metodología de Biron.

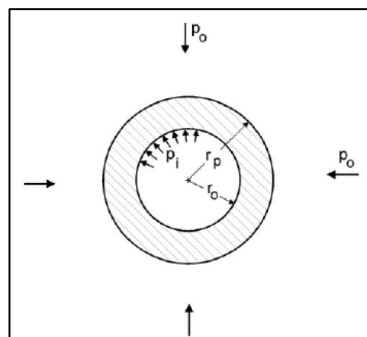


Fuente: Elaboración propia.

Metodología de convergencia-confinamiento (Con base en la metodología de Hoek y Brown).

Hoek desarrollo una metodología basada en un túnel circular, la presión hidrostática y el radio del túnel. Como es una sección circular se emplea frecuentemente en los pozos.

Figura 58 Fuerzas en un túnel según Hoek



Fuente: Extraída de Hoek & Brown et al., 2002

Para implementar esta metodología en los ábacos de diseño; primero se deben traer de la cuarta pestaña el tipo de perfil, la carga máxima que soporta (qt máx.) y el radio (r o ro) (Ver Figura 59).

Figura 59 Información que se importa de la pestaña 4 a la pestaña 3 de los ábacos digitales

ADMISIBILIDAD DEL ARCO DE ACERO CONFORME A LOS ÁBACOS DE DISEÑO DE ARCOS METÁLICOS										
DATOS DE ENTRADA										
Casillas de los datos a importados de la pestaña No.4	Carga por metro lineal	qt	250.00	KN/m						
	Radio del túnel	r	4.00	m						
	Tipo de sección de acero		10 WF 60							
	Geometría del arco metálico		CIRCULAR							
	Coefficiente de presión lateral de tierras		1.00							
	Grado de confinamiento		100.00%							
RESULTADOS										
qt max		327.57	KN/m					CUMPLE!		
TABLA CON LOS RESULTADOS CON DIFERENTES VARIACIONES PARA LA MISMA GEOMETRÍA										
	PERFIL	4 WF 13			6 WF 20			10 WF 60		
	CONFINAMIENTO	0.00%	50.00%	100.00%	0.00%	50.00%	100.00%	0.00%	50.00%	100.00%
COEFICIENTE DE PRESIÓN LATERAL DE TIERRAS	0	7.79	20.03	51.59	18.29	39.01	75.95	80.58	113.40	164.49
	0.5	14.48	24.56	66.61	30.15	46.60	101.56	150.75	185.33	295.99
	1	16.36	30.13	81.89	36.74	57.64	137.12	161.26	199.68	327.57

Fuente: Elaboración propia.

Adicionalmente se requiere disponer de los siguientes datos de entrada:

- γ_r = Peso unitario de la roca (KN/m³)
- h = cobertura (m)
- μ = Relación de poisson
- E_r = Módulo del macizo (KN/m²)
- C = Cohesión del macizo(KN/m²)
- ϕ = Ángulo de fricción (grados)
- x = Distancia de avance de excavación (m)
- e = Espaciamiento entre arcos metálicos (m)
- Tipo de sección de acero (peso, área transversal, momento de inercia y módulo de la sección).

Datos que deben ser ingresados en las casillas verdes mostradas en la Figura 60.

Figura 60 Casillas a ingresar los datos de entrada por la metodología de convergencia-confinamiento.

CALCULO DE CARGAS POR METRO LINEAL PARA UN TÚNEL SEGÚN LA METODOLOGÍA DE CONVERGENCIA-CONFINAMIENTO

Metodología especialmente útil para estimar cargas en el sector medio del túnel

Datos De Entrada

Peso unitario de la roca	γ_r	24.00	KN/m ³
Cobertura	h	45.00	m
Radio de excavación	r_0	4.00	m
Relación de Poisson	ν	0.30	
Módulo del macizo	E _r	100.00	MPa
Cohesión del macizo	C	0.55	MPa
Ángulo de fricción	ϕ	24.00	°
Distancia de avance excavación	x	0.20	m
Cargos por metro lineal	q _l	327.60	KN/m
Espesamiento	c	0.50	
Tipo de excavación de acera		10 UMF 60	
Presión de equilibrio	P _{equi}	0.65	Mpa

Análisis Comportamiento - Curva resaca terreno

Esfuerzo vertical	P ₀	1.05	MPa
Constante	K	2.37	
Resistencia de la masa rocosa	σ_{cm}	1.69	MPa
Fricción crítica	P _{cr}	0.14	MPa
Relación P _{cr} /P ₀	P _{cr} /P ₀	12.20%	%
Módulo de la roca	E _r	1,093.00	cm ¹
Momento de inercia del arco	I _p	4,035.00	cm ⁴
Área de la roca	A _r	114.00	cm ²
Peso del arco	P _{arco}	89.40	Kg/m
Deformación	$\epsilon_{tún$	0.0023	
Rigidez del arco	K _{ra} (arco)	1,197,000.00	KN/m ²
Factor de seguridad		1.51	> 1.5 SE CUMPLE

CURVA CARACTERÍSTICA

$P_0 = \gamma * h$

$\sigma_{cm} = \frac{2 * C * \cos\phi}{1 - \sin\phi}$

$K_p = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi}$

$P_{cr} = \frac{2 * P_0 - \sigma_{cm}}{1 + K}$

$u_{cr} = \frac{r_0 * (1 + \nu)}{E_m} * (P_0 - P_{cr})$

$r_p = r_0 * \left[\frac{2 * (P_0 + (K - 1) * \sigma_{cm})}{(1 + K) * ((K - 1) * P_{cr} + \sigma_{cm})} \right]^{\frac{1}{(K-1)}}$

$u_{op} = \frac{r_0 * (1 + \nu)}{E} * \left[2 * (1 - \nu) * (P_0 - P_{cr}) * \left(\frac{r_0}{r_p} \right)^2 - (1 - 2 * \nu) * (P_0 - P_{cr}) \right]$

COMPORTAMIENTO DEL MACIZO EN LA EXCAVACION

α	Pi	rp	Comportamiento	P _{1x}	P _{2x}	P _{3x}
%	MPa	m		m	m	m
0.0%	0.00	4.32	Plástica	0.0562	0.058	0.0576

Casillas para digitar los datos de entrada

Fuente: Elaboración propia.

Con estos datos de entrada se llevan a cabo los siguientes cálculos y pasos:

a) Esfuerzo vertical (P_0 , en Mpa).

$$P_0 = \gamma * h$$

b) Constante K_p (Coeficiente de presión de tierras pasivo)

$$K_p = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi}$$

c) Resistencia de la masa rocosa (σ_{cm} , en Mpa)

$$\sigma_{cm} = \frac{2 * C * \cos\phi}{1 - \sin\phi}$$

d) Presión crítica (P_{cr} , en Mpa)

$$P_{cr} = \frac{2 * P_0 - \sigma_{cm}}{1 + K}$$

e) Relación P_{cr}/P_o en %

f) Carga máxima por metro lineal que soporta el arco:

Debido a que los valores de los ábacos están formulados con un factor de seguridad de 1.5; para estimar la carga máxima que soporta un arco con determinadas características se debe multiplicar la carga tomada de los ábacos por 1.5.

$$q_{t \text{ máx}} = q_t * 1.5$$

g) Presión máxima que se aplica sobre el arco (P_{sa} , en Mpa).

$$P_{sa} = q_{t \text{ máx}}/e$$

h) Rigidez de los arcos metálicos (K_s , en Mpa)

$$\frac{1}{K_s} = \frac{e}{E_s} * \frac{r_o^1}{A_s} + \frac{S * r_o^3}{E_s * I_s} * \left[\theta * \left(\frac{\theta + \text{sen}\theta * \text{cos}\theta - 1}{2\text{sen}^2\theta} \right) + \frac{2 * S * \theta * tb}{E_B * B^2} \right]$$

- K_s = Rigidez del sistema de arcos (Ton/m²)
- I_s = Módulo de inercia del arco (cm⁴)
- r_o = Radio de la excavación del túnel (m)
- A_s = área del perfil del arco metálico (m²)
- B = Ancho del alma y/o longitud lateral de los bloques ubicados entre el arco metálico y la roca (m)
- E_s = Módulo de Young del acero (Mpa)
- θ = Mitad del ángulo entre los bloques de madera (para concreto lanzado se asume un valor bajo de 0.05). Este valor de θ da en radianes.
- tb = Espesor del bloque de apoyo de madera o del espesor de la capa primaria de concreto lanzado (m).
- E_b = Módulo de Young del material de bloques (Mpa).

Debido a que para el desarrollo de la cartilla no se ha tenido en cuenta en ningún momento la influencia de los bloques entre el acero y la roca, o el concreto lanzado; los datos que atañen a estos para el cálculo de la rigidez de los arcos no deberían tenerse en cuenta.

i) Deformación del arco (ϵ , en metros).

$$\epsilon = (r_o * P_{sa})/K_{sa}$$

j) Deformación del túnel (μ , en metros).

Para el cálculo del factor de seguridad se debe hacer una tabla en la que se tabulen las variaciones de la carga vertical de 0 a 100% ($P_i = \%P_o * P_o$) y la deformación de la roca bajo un comportamiento plástico o elástico según corresponda.

Cuando el porcentaje de la carga vertical ($P_o\%$) sea inferior o igual al valor dado por la relación P_{cr}/P_o (Presión crítica de soporte/Esfuerzo vertical); indica que la roca presenta un comportamiento plástico, y por lo tanto su deformación está dada por la siguiente ecuación.

$$u_{ip} = \frac{r_o * (1 + \nu)}{E} * \left[2 * (1 - \nu) * (P_o - P_{cr}) * \left(\frac{r_p}{r_o}\right)^2 - (1 - 2 * \nu) * (P_o - P_i) \right]$$

Cuando el valor de la relación P_{cr}/P_o sea menor al valor de $\%P_o$, es porque el túnel tiene un comportamiento elástico dado por la ecuación:

$$u_{ie} = \frac{r_o + (1 + \nu)}{E_m} * (P_o - P_i)$$

Una vez se tabulen estos datos se deben graficar, tomando en el eje vertical los esfuerzos, y en el horizontal las deformaciones.

k) En caso de que se presente un comportamiento elástico, el radio del túnel permanece constante; mientras que de presentarse uno plástico, el radio del túnel varía en relación a la siguiente ecuación:

$$r_p = r_o * \left[\frac{2 * (P_o * (K - 1) + \sigma_{cm})}{(1 + K) * ((k - 1) * P_i + \sigma_{cm})} \right]^{\frac{1}{(k-1)}}$$

l) Deformación máxima (U_{rm}), es la deformación que se presenta cuando la carga vertical se ha disipado por completo; es decir cuando $\%P_o=0\%$.

m) Relación entre la deformación máxima y la deformación inicial (U_r/U_{rm})

$$\frac{U_r}{U_{rm}} = 0.25 + 0.75 * \left(1 - \left(\frac{0.75}{0.75 + \frac{x}{r_o}} \right)^2 \right)$$

n) Deformación inicial (U_r)

$$U_r = U_{rm} * \left(0.25 + 0.75 * \left(1 - \left(\frac{0.75}{0.75 + \frac{x}{r_o}} \right)^2 \right) \right)$$

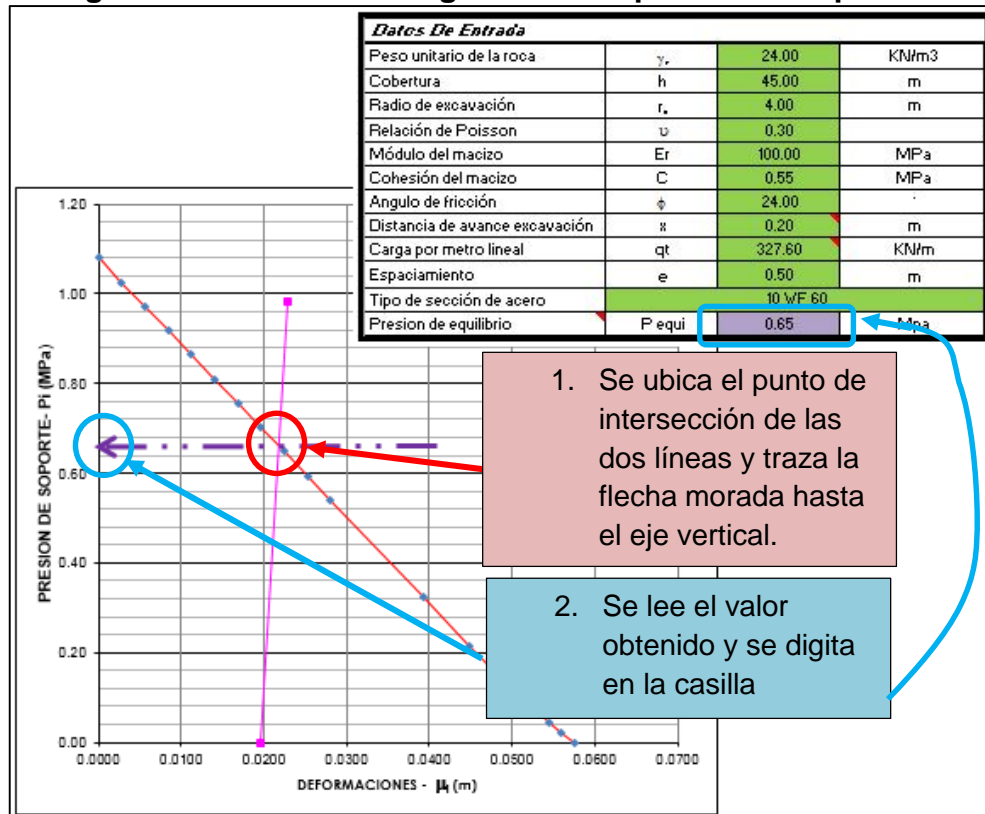
o) Trazo de la curva del soporte, con las siguientes coordenadas.

X	Y
U_r	0.0
$(U_r + \epsilon)$	P_{sa}

p) Presión de equilibrio (P_{equi}).

Se estima gráficamente al leer el valor de la intersección en el eje vertical de la curva de soporte, con la curva reo lógica (esfuerzo vs deformación) empleando la flecha morada; y se digita el valor obtenido en la casilla del mismo color (Ver Figura 61).

Figura 61 Determinación gráfica de la presión de equilibrio



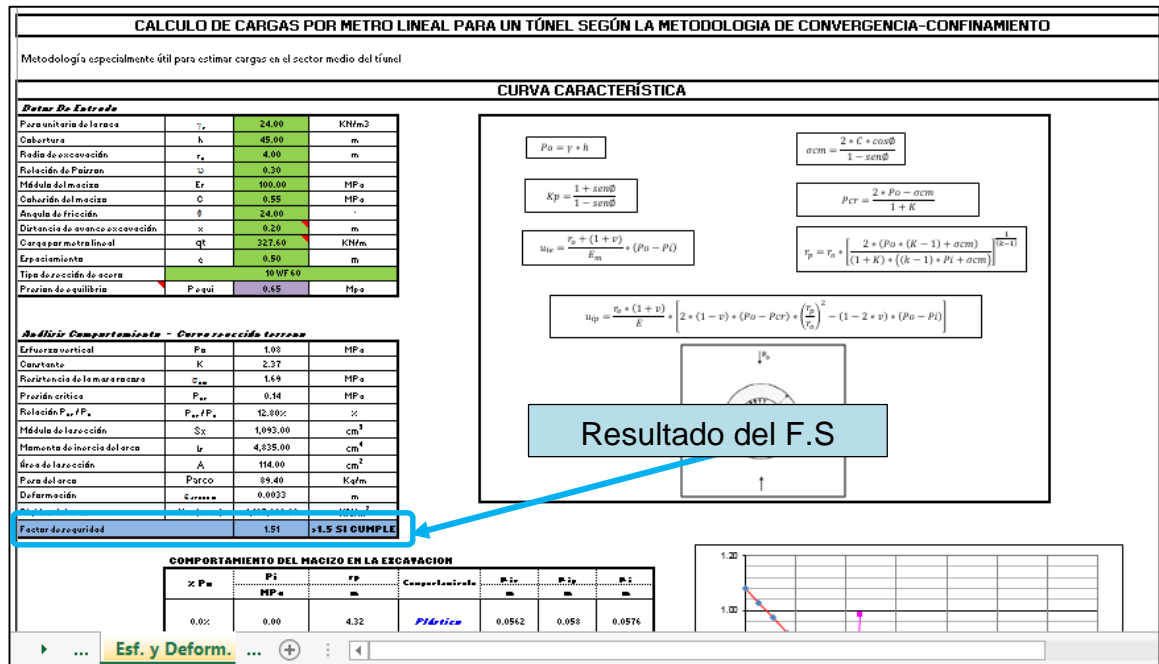
Fuente: Elaboración propia.

q) Factor de seguridad (F.S).

$$F.S = P_{sa} / P_{equi} \geq 1.5$$

De no obtener un F.S ≥ 1.5 debe hacerse una revisión para cumplir con el F.S. Tras efectuar la revisión puede optarse por disminuir la separación entre arcos o emplear un perfil de acero de mayor resistencia, hasta lograr encontrar la configuración óptima. (El factor de seguridad se puede observar en la casilla azul; ver Figura 62).

Figura 62 Ubicación del valor de factor de seguridad por la metodología de convergencia-confinamiento.



Fuente: Elaboración propia.

DATOS DE ENTRADA PARA EL USO DE LOS ÁBACOS

A continuación se presentan los datos de entrada para el uso de los ábacos de diseño digitales: (Ver Figura 63).

- Carga por metro lineal, qt (KN/m).
- Radio del túnel, r (m).
- Tipo de sección de acero (4 WF 13, 6 WF 20 o 10 WF 60).
- Geometría del arco metálico (Circular, herraduras paredes rectas o herraduras paredes curvas).
- Grado de confinamiento de 0.0%, 50.0% o 100.0%.

- Coeficiente de presión lateral de tierras, K (0.0, 0.5 o 1.0).

EJEMPLO DE USO DE LOS ÁBACOS DIGITALES

Para mostrar el modo de empleo de los ábacos, se ha propuesto el diseño de un arco que va a ser excavado en las siguientes condiciones:

Tabla 44 Datos de entrada del ejemplo

Carga por metro lineal	qt	250.00	KN/m
Radio del túnel	r	4.00	m
Tipo de sección de acero	10 WF 60		
Geometría del arco metálico	CIRCULAR		
Coeficiente de presión lateral de tierras	K	1.00	
Grado de confinamiento	100.00%		

Fuente: Elaboración propia.

Teniendo disponibles todos los datos de entrada necesarios, se digitan los valores en la pestaña 4 de los ábacos de diseño digitales.

Figura 63 Casillas en las cuales se deben digitar los datos de entrada para el empleo de los ábacos de diseño digitales.

ADMISSIBILIDAD DEL ARCO DE ACERO CONFORME A LOS ÁBACOS DE DISEÑO DE ARCOS METÁLICOS

DATOS DE ENTRADA

Carga por metro lineal	qt	250.00	KN/m
Radio del túnel	r	4.00	m
Tipo de sección de acero	10 WF 60		
Geometría del arco metálico	CIRCULAR		
Coeficiente de presión lateral de tierras	1.00		
Grado de confinamiento	100.00%		

Resistencia máxima del arco, e identificación de admisibilidad

RESULTADOS

qt max	327.57	KN/m	CUMPLE!
--------	--------	------	---------

TABLA CON LOS RESULTADOS CON DIFERENTES VARIACIONES PARA LA MISMA GEOMETRÍA

PERFIL	CONFINAMIENTO	4 WF 13			6 WF 20			10 WF 60		
		0.00%	50.00%	100.00%	0.00%	50.00%	100.00%	0.00%	50.00%	100.00%
COEFICIENTE DE PRESIÓN LATERAL DE TIERRAS	0	7.79	20.03	51.59	18.29	39.01	75.95	80.58	113.40	164.49
	0.5	14.48	24.56	66.61	30.15	46.60	101.56	150.75	185.33	295.99
	1	16.36	30.13	81.89	36.74	57.64	137.12	161.26	199.68	327.57

Tabla con los resultados de diferentes variables para la misma geometría.

ÁBACOS DIGITALES

Fuente: Elaboración propia.

Una vez digitada esta información, en el sector destinado a los resultados, aparecerá el valor de la carga máxima que puede soportar el arco, y junto a ella un recuadro con la palabra “CUMPLE!” o “NO CUMPLE!”.

En caso de que aparezca la palabra “CUMPLE!”, indica que el arco resiste la carga a la cual se somete con un F.S de 1.5 o mayor, y la casilla se tornara en tonalidades verdes. De lo contrario si aparece la palabra “NO CUMPLE” en tonalidades naranjas, quiere decir que el arco no soporta la carga a la cual está siendo sometido, y debe disminuirse el espaciamiento entre arcos, usar un arco más robusto o complementar el soporte con otros sistemas, como concreto lanzado y pernos.

En caso de que el perfil seleccionado sea muy robusto; la tabla inferior permite conocer si hay un perfil de mayor esbeltez que soporte satisfactoriamente las cargas y pueda disminuir las especificaciones de diseño.

4.4 EJEMPLO COMPARATIVO ENTRE LA METODOLOGÍA DE BIRON ET. AL Y LOS ÁBACOS DE DISEÑO DE ARCOS METÁLICOS EN TÚNELES.

Establecer el arco óptimo con la metodología de Biron et.al y los ábacos para diseño de arcos metálicos en túneles a partir de los siguientes datos de entrada:

Tabla 45 Datos de entrada del ejemplo

DATOS DE ENTRADA			
FS	1.5	DATOS DEL MACIZO	
DATOS ROCA INTACTA		GSI	20
ROCA	Arenisca	D_{GSI}	0
m_i	17	σ_{cmi} (Kg/cm ²)	400
COBERTURA (m)	150	ROCA	Arenisca
γ_r (KN/m ³)	25	m_i	17
GRADO DE CONFINAMIENTO		100%	
Ángulo de fricción interna (Φ')		35 °	
DATOS GEOMÉTRICOS			
D	Diámetro del túnel		6
B	Ancho del túnel		6
e	Espacio entre arcos		1
Geometría del arco			HPR

Fuente: Elaboración propia.

Método de Biron et. Al

- Factor de carga = $\alpha = 0.80$.
- Carga uniforme sobre el techo del túnel.

$$qt = \alpha * L * \gamma * e = 0.80 * 6.0 * 2.5 * 1.0 = 12.0 \text{ Ton/m}$$

- Reacciones en los apoyos A_y y B_y .

$$A_y = B_y = \frac{(0.785 * h' + 0.666 * r) * qt * r}{0.666 * h'^3 + \pi * r * h'^2 + 4 * h' * r^2 + 1.57 * r^3}$$

$$A_y = B_y = 2.9 \text{ Ton}$$

- Cálculo del momento máximo, la fuerza axial máxima, y el ángulo en el que se presentan.

$$M. \text{m}áx = 0.5 * qt * r^2 - A_y * (h' + r)$$

$$M. \text{m}áx = 27.6 \text{ Ton * m}$$

$$N. \text{m}áx = -A_y = -2.93 \text{ Ton}$$

$$\alpha = \sin^{-1} \frac{A_y}{qt * r} = 4.7^\circ$$

- Esfuerzo admisible del acero (A36).

Tabla 46 Esfuerzo admisible del acero A36.

DESIGNACIÓN DEL ACERO	NORMA	Fy	Fu	F.S	σ_{SF}
		(Ton/m ²)	(Ton/m ²)		(Ton/m ²)
A 36	ASTM	25493	40789	1.5	16995

Fuente: Elaboración propia.

- Esfuerzo aplicado al perfil.

$$\sigma = \frac{N. \text{m}áx}{A} + \frac{M. \text{m}áx}{S_x}$$

Arco: 12 WF 65

$$S_x = 1441 \text{ cm}^3 = 0.001441 \text{ m}^3$$

$$A = 0.123 \text{ m}^2$$

$$\sigma = \frac{2.93}{0.123} + \frac{27.6}{0.001441} = 15378.9 \text{ Ton/m}^2$$

$$\sigma = 15378.9 \text{ Ton}/\text{m}^2 < \sigma_{SF} \text{ OK!}$$

Mediante la metodología de Biron et. al la sección del arco a emplear es el perfil Americano 12 WF 65.

Método de los ábacos de diseño de arcos metálicos en túneles

- Al implementar la misma carga por metro lineal estimada con el método de Biron tenemos que:

$$qt = 120.0 \text{ KN}/\text{m}$$

$$r = \text{radio del túnel} = 3.0 \text{ m}$$

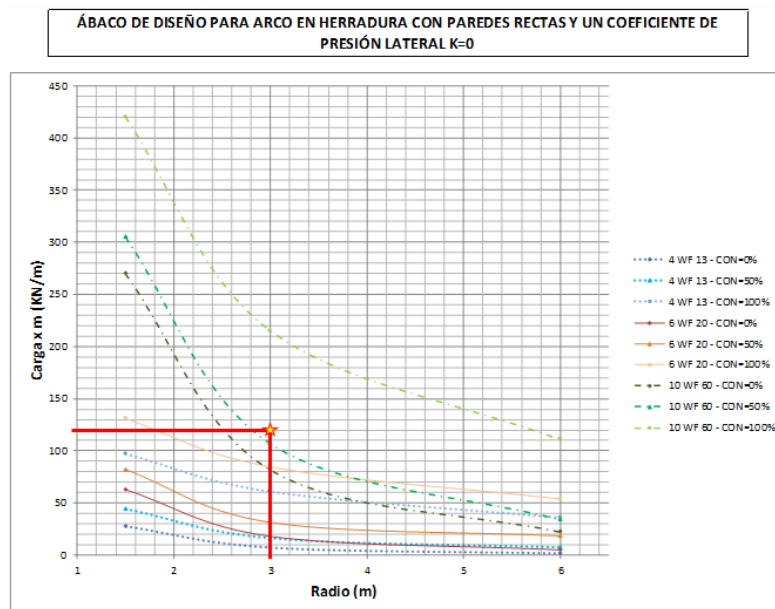
- Coeficiente de presión lateral de tierras:

$$k = 0,25 + 7 * 0.1 * (0,001 + \frac{1}{150}) = 0.26$$

*En este caso se usó de manera conservadora un valor de 0.0 para el coeficiente de presión lateral de tierras; el valor de Eh empleado en la ecuación corresponde a 0.1 Gpa, pues con este valor se han creado los ábacos.

- Considerando que todo el arco va a quedar en completo contacto con la roca circundante; se infiere que el grado de confinamiento es del 100%.
- Al considerar las variables anteriores e implementar el ábaco tenemos que:

Figura 64 Cálculo gráfico con los ábacos de diseño del arco óptimo a implementar.



Fuente: Elaboración propia.

El arco que cumple con los requerimientos planteados es el 10 WF 60.

5. CONCLUSIONES

1. Entre mayor sea el radio del arco, menores cargas puede soportar.
2. Entre mayor confinamiento tenga un arco, mayores cargas puede soportar debido a la disminución de esfuerzos, producido por la absorción de parte de estos por el terreno.
3. Entre más robusto sea la sección del arco metálico, mayores cargas puede soportar.
4. Se presenta en general el siguiente orden en las geometrías propuestas de acuerdo a las cargas que pueden soportar; de mayor a menor se encuentran:
 - i. Circular.
 - ii. Herradura de paredes curvas (HPC).
 - iii. Herradura de paredes rectas (HPR).
5. En general con variaciones de la presión lateral de 0.0 a 1.0 aumenta la capacidad de carga de los arcos, y con valores mayores a 1.0 la capacidad de carga comienza a disminuir.
6. Un punto crucial para la asignación de un perfil y su separación, es la adecuada interpretación del macizo para asignar una carga coherente con la realidad.
7. La pérdida de resistencia de un arco metálico con el aumento de radio; no es lineal.
8. Bajo condiciones iguales de confinamiento, presión lateral de tierras, sección del perfil y geometría del túnel; el resultado de los momentos máximos y fuerzas axiales que se presentan en un arco aumentan o disminuyen de forma lineal con el cambio de magnitud de la carga.
9. El momento generado ocasiona cambios más abruptos sobre el esfuerzo producido en el arco que la fuerza axial, debido a que la magnitud de SX (Módulo de la sección) es mucho menor a la de A (Área de la sección transversal).

$$\sigma = \frac{Nm_{\max}}{A} + \frac{Mm_{\max}}{S_x}$$

Donde:

N_{máx}: Fuerza axial máxima (KN)

M_{máx}: Momento máximo (KN*m)

A: Área transversal de la sección de acero empleada (m²)

S_x=W_x: Módulo de la sección (m³)

10. Con la ejecución de la modelación de los casos prácticos considerando las condiciones particulares de estos, se muestra que el método con las modelaciones de SAP 2000 es aplicable y funciona satisfactoriamente; ofreciendo resultados menos conservadores a los estimados con métodos empíricos y más eficientes (pues permite encontrar el arco óptimo a emplear en un túnel; para lo cual los ábacos creados a partir de la implementación del programa de elementos finitos presentan resultados coherentes).
11. Ninguno de los arcos actualmente en funcionamiento resultan seguros según la metodología de Biron et. Al. Se debe tener presente que algunos de los prácticos cuentan con reforzamientos como: concreto lanzado, mallas o fibras y pernos que contribuyen a la estabilidad del macizo.
12. Los ábacos permiten estimar el arco metálico que funcione adecuadamente de manera rápida y de menores especificaciones a las sugeridas por métodos semi - empíricos como el de Biron et. al, con la limitante de estar concebidos sin tener en cuenta factores como la influencia del nivel freático y demás mencionados en el numeral 4.
13. Se deben tener presentes las limitaciones de los ábacos al momento de usarlos para el diseño de arcos metálicos, de forma tal que esto permita una adecuada elección de las variables y en consecuencia se elija el arco indicado.
14. Los métodos como el de Biron y similares empleados para el diseño de arcos metálicos no tienen en cuenta factores como el confinamiento y los esfuerzos laterales por lo cual generan arcos robustos y por ende costosos.
15. Se efectuaron 729 modelaciones con diferentes variaciones con lo que se ha propuesto un juego de ábacos de diseño de arcos metálicos, como primera aproximación en el proceso de diseño.
16. El desarrollo de este proyecto de grado tuvo como cimiento el diseño de una propuesta metodológica racional, al implementar un programa de elementos finitos para analizar diferentes geometrías, grados de confinamiento, perfiles, dimensiones del túnel y esfuerzos laterales.
17. La implementación de nuevas variables que modifiquen las limitaciones establecidas para la creación de los ábacos en este proyecto de grado, puede implementarse con el propósito de afinar el método y otorgarle mayor precisión.

6. BIBLIOGRAFIA

HOEK, E y BROWN, T. (1980), "Underground Excavations in Rock", Institution of Mining and Metallurgy, England.

E. HOEK, P.K. KAISER, AND W.F. BAWDEN. Support of underground Excavations in hard rock, (2000).

CEMAL BIRÓN, ERGIN ARIOGLU, "Diseño de ademes en minas", LIMUSA SA de CV.

PROCTOR, R. V. And WHITE, T. L. "Rock Tunneling With Steel Supports". The Commercial Shearing & Stamping Company, Youngstown, Ohio. 1957.

Department of the Army. U.S. Army Corps of Engineers. "Tunnels and Shafts in Rock", Washington. May 1997. 236 Páginas.

LÓPEZ JIMENO CARLOS. "Ingeotúneles". Tomos 1 al 5. 1999.

LÓPEZ JIMENO CARLOS "Túneles y obras subterráneas". Tomos 1 al 5. 1999.

PIERPAOLO ORESTE, A probabilistic design approach for tunnel supports Journal of Computers and Geotechnics, Volumen 32, 2005.

PROFE, DR. TECHN. L. V. RABCEWICZ. The New Austrian Tunnelling Method. Geoconsult. Diciembre de 1964-Enero de 1965.

BARTON, N. AND E. GRIMSTAD. 1994. The Q system following twenty years of application in NMT support selection. Österreichische Gesellschaft für Geomechanik - Felsbau. 12 (6): 428-436

OTERO, Diego Fernando y SAAVEDRA, Luis Felipe. "Metodología de diseño de soportes con arcos para túneles aplicado a Colombia", Bogotá, 2006. 155 p. Tesis de grado. Pontificia Universidad Javeriana. Facultad de ingeniería civil. Programa de geotécnica.

GUTIÉRREZ RAMIRO, Ing. Civil- Egresado de la Univ. Javeriana. Esp. Gerencia de Construcciones, Esp. Geotecnia vial y pavimentos "Presentaciones de mecánica de rocas de la Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito".

C. CARRANZA-TORRES AND PROF. J. Labuz, Rock and Soil Mechanics and Tunneling Notes. University of Minnesota. Department of Civil Engineering. June 2006.

HOEK, E. (2006), "Practical Rock Engineering", Institution of Mining and Metallurgy, England.

ERZIN YUSUF and EROL ORHAN (2004), "Correlations for Quick Prediction of Swell Pressures", www.ejge.com.

TRUJILLO JOHANNA, "Evaluación de recomendaciones de diseño para túneles excavados en materiales volcánicos y suelos residuales" Bogotá, 2011. 76 p. Tesis de grado. Pontificia Universidad Javeriana. Facultad de ingeniería civil. Programa de geotécnica.

POTVIN YVES and HADJIGEORGIOU JOHN, "Ground support strategies to control large Deformations in mining excavations", 6th International Symposium on Ground Support in Mining and Civil Engineering Construction, Cape Town, 2008.

BARLA GIOVANNI, "Tunnelling under squeezing rock conditions", Department of structural and Geotechnical Engineering, Politecnico di Torino.

BIENIAWSKI A, T. "Tunnel design by rock mass classifications", Pennsylvania State University, department of mineral engineering, 1990.

Universidad Politécnica de Madrid, "Ingeniería Geológica. Excavaciones Subterráneas".

GONZALEZ DE VALLEJO LUIS, FERRER MERCEDES, ORTUNO LUIS, OTEO CARLOS. "Ingeniería geológica", Pearson educación, Madrid, 2002

ILLIDGE EDGAR, "Aplicación de un modelo viscoplastico para analizar el comportamiento mecánico de las rocas en un pozo utilizando el software de simulación Ansys" Bucaramanga, 2008. 253p. Tesis de grado. Universidad Industrial de Santander. Escuela de ingeniería civil.

HOEK, E., "Big tunnels in bad rock 2000 Terzaghi lecture", ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Vol. 127, No. 9. September 2001, pages 726-740.

ROBLES NEIRO, "Excavación y sostenimiento de túneles en roca", CONCYTEC, Lima, 1994.

TEDESA. Técnicas en entibación S.A. Arcos del tipo TH. www.dfdurofelguera.com

DSI, Dywidag-Systems International, Arcos de acero para túneles,
www.dsiunderground.com.