



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERÍA DE MINAS
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA DE MINAS



DISEÑO ESTRUCTURAL Y CONSTRUCCIÓN DE TÚNEL CV-203
EN RELLENO DETRÍTICO NO CONSOLIDADO, EN EL
PROYECTO MEJORA TECNOLÓGICA CUAJONE – SOUTHERN-
PERÚ-2016

TESIS

PRESENTADA POR:

Bach. ALEXANDER FUENTES MONTESINOS

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO DE MINAS

PUNO – PERÚ

2020



DEDICATORIA

A mis padres Cesar Fuentes y Sabina Montesinos quienes con su amor, paciencia y esfuerzo me han permitido lograr uno de los objetivos, gracias por inculcar en mí el ejemplo de esfuerzo y valentía, de no temer las adversidades porque Dios está conmigo siempre.

A mi hija Valeska, que es el pilar de mi esfuerzo y valentía a seguir.

A Maritza por su entera confianza, su apoyo incondicional y amor, durante todo este proceso, por estar conmigo en todo momento gracias.

Alexander Fuentes.



AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios, por concederme vida y salud para continuar trabajando por el bienestar de mi familia.

A mi Alma Mater la Universidad Nacional del Altiplano - Puno. A la Escuela Profesional de Ingeniería de Minas, a mis docentes ingenieros por haberme transmitido los conocimientos, experiencias y orientación vocacional para mi formación profesional como Ingeniero de Minas.

Mi agradecimiento en especial a la Corporación Minera Cumbres S.A. En especial al Ing. Edwin Palacios de igual manera al Ing. Luis Villaroel por haberme brindado la oportunidad para la ejecución del presente trabajo y sus constantes consejos durante la ejecución del túnel cv-203 en Cuajone.



ÍNDICE GENERAL

DEDICATORIA

AGRADECIMIENTO

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ANEXOS

ÍNDICE DE FIGURAS

ÍNDICE DE TABLAS

ÍNDICE DE ACRÓNIMOS

RESUMEN 17

ABSTRACT..... 18

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1 Descripción de la realidad del problema..... 19

1.2 Formulación del Problema..... 20

1.2.1 Problema general. 20

1.2.2 Problemas específicos..... 20

1.3 Justificación 20

1.4 Objetivos de la investigación 22

1.4.1 Objetivo general..... 22

1.4.2 Objetivos específicos 22

1.5 Delimitación del área de investigación 22

1.6 Antecedentes del Proyecto..... 23

1.6.1 Ubicación 23

1.6.2 Accesibilidad 24



1.6.3 Clima..... 24

CAPÍTULO II

REVISIÓN DE LITERATURA

2.1 Antecedentes de la investigación..... 25

2.2 Bases teóricas..... 29

2.2.1 Consideraciones generales de túnel. 29

2.2.2 Referencia evolutiva de túneles 29

2.2.3 Túneles en el Perú según su uso 30

2.2.4 Teorías empíricas para la estabilidad del túnel 30

2.2.5 Teorías analíticas para la estabilidad del túnel. 43

2.2.5 Método de elementos finitos (finite element method FEM)..... 48

2.2.6 Recomendaciones de excavación y sostenimiento 49

2.3 Diseño de soporte del túnel..... 50

2.3.1 Shotcrete (gunita)..... 51

2.3.2 Pernos Autoperforantes..... 52

2.3.3 Cerchas Reticulares..... 54

2.3.4 Paraguas (SpillingBar)..... 55

2.3.5 Lechada o Jet-grouting..... 56

2.3.6 Criterio de rotura de probetas de concreto 57

2.3.7 Proceso constructivo de túneles en suelos y rocas..... 58

2.3.8 Sistemas de excavación subterránea 58

2.3.9 Fundamentos de perforación rotopercutiva 59

2.3.10 Depósitos coluviales - relleno..... 60

2.4 Definición de bases conceptuales 60

2.5 Formulación de hipótesis 62



2.4.1 Hipótesis general.....	62
2.4.2 Hipótesis específica	62

CAPÍTULO III

MATERIALES Y MÉTODOS

3.1 Diseño metodológico	64
3.2 Población y muestra.....	64
3.2.1 Población	64
3.2.2 Muestra	64
3.2.3 Instrumentos para recolección de datos	64
3.3 Variables	65
3.3.1 Variable independiente	65
3.3.2 Variable dependiente	65
3.3.3 Operacionalización de variables	65
3.4 Técnicas de recolección de datos.....	66
3.4.1 Técnicas	66
3.4.2 Instrumentos de recolección de datos	66
3.4.2.1 Investigaciones en el campo	66
3.4.2.2 Control de calidad.....	66
3.4.2.3 Modelamiento con software.....	67
3.5 Técnicas para el procesamiento de la información.....	67
3.6 Equipos empleados para en la construcción del túnel cv-203	67

CAPÍTULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1 Interpretación estructural	69
4.1.1 Aspectos geológicos post constructiva del túnel cv - 203	69



4.1.1.1 Sondajes de primera fase.	69
4.1.1.2 Sondajes de segunda fase.....	70
4.2 Ensayos geotécnicos en suelo	71
4.2.1 Ensayos de densidad en campo.....	71
4.2.2 Ensayo de granulometría integral	72
4.2.3 Resultados de ensayo de laboratorio.....	73
4.2.4 Resultados del suelo relleno no conolidado en cuajone	73
4.2.5 Caracterización geomecánica durante la excavación del Túnel cv-203 en suelo ..	74
4.3 Clasificación geomecánica suelo - roca.....	74
4.3.1 Clasificación del macizo rocoso según ISRM, 1978	75
4.3.2 Clasificación del macizo rocoso según Bieniawski.....	80
4.3.3 Clasificaión del macizo rocoso según Romana, 2000	82
4.3.4 Clasificación del macizo rocoso según Marinos & Hoek.....	83
4.4 Descripción del avance total del Túnel cv - 203.....	83
4.4.1 Shotcrete empleado en el tunelcv-203	85
4.4.2 Lechada de cemento empleado en tunel cv-203	87
4.5 Diseño y metodología adoptada para la excavación del túnel en suelo.....	87
4.5.1 Sección del túnel cv-203 en suelo.....	88
4.5.2 Pre-dimensionamiento del sostenimiento según Terzaghi.....	88
4.5.3 Diseño metodológico estructural según Cemal Biron et al.....	90
4.5.4 Dimensionamiento de Paraguas (SpillingBar).....	92
4.5.4.1 Calculo de longitud de SpillingBars para el túnel cv-203	93
4.5.5 Soporte con cerchas reticulares o lattice girders de 4 barras	97
4.5.5.1 Evaluación de carga sobre el soporte.....	100
4.5.5.2 Cálculo de diagramas de capacidad del soporte	102



4.5.6 Pernos de consolidación superficial parara el túnel cv-203.....	106
4.6 Diseño con MEF	106
4.7 Control de medición de convergencias para el túnel cv-203	116
4.8 Discusiones	119
V. CONCLUSIONES.....	121
VI. RECOMENDACIONES	123
VII. REFERENCIAS.....	124
ANEXOS.....	126

Área : Ingeniería de Minas

Tema : Diseño estructural y construcción de túnel cv-203 en relleno detrítico no consolidado, en el proyecto mejora tecnológica Cuajone – Southern Perú-2016

FECHA DE SUSTENTACIÓN 09 DE ENERO DEL 2020



ÍNDICE DE ANEXOS

ANEXO A. Ubicación de los sondajes de primera etapa y segunda etapa.....	127
ANEXO B. Sección A-A' con vista al Sur-Oeste.	128
ANEXO C. Sección A – A' con Vista hacia el Oeste	129
ANEXO D.2 Clasificación Geomecánica según Bieniawski, 1989. Para el túnel cv-203	130
ANEXO E: Diseño de dosificación de lechada	132
ANEXO F: Panel fotográfico en la etapa de construcción del túnel cv-203	134



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Ubicación del proyecto “Mejora Tecnológica Cuajone”	23
Figura 2 Mecanismo de carga propuesta por Terzaghi (1946)	32
Figura 3. Clasificación modificada por Deere et al (1970).....	32
Figura 4. Clasificación según Lauffer de los diferentes tipos de terrenos	33
Figura 5. Abertura máxima a excavar según Lauffer	34
Figura 6. Procedimiento de medición y cálculo de RQD.	34
Figura 7. Relación RQD-Luz túnel-Tipo de sostenimiento (Merrit, 1972).....	35
Figura 8. Clasificación Geomecánica del Macizo Rocoso, RMR (1989).....	37
Figura 9. Índice de Resistencia Geológica, GSI.	41
Figura 10. Clasificación de sostenimiento según Rabcewicz	42
Figura 11. Excavación y soporte según las categorías NATM.....	43
Figura 12. Modelo estático de un arco rígido idealizado de acero	44
Figura 13. Factor de carga del suelo “ α “	44
Figura 14. Metodología estructural de soporte con cerchas reticulares.....	47
Figura 15. Discretización de los Elementos Finitos para la excavación.....	48
Figura 16. Barra autoperforante sistema DywiDrill, para suelos	53
Figura 17. Esquema de cercha reticular de 04 barras	54
Figura 18. Esquema tridimensional de paraguas de micropilotes o SpillingBars.	55
Figura 19. Clasificación de los paraguas a partir de (Romana, 2000)	56
Figura 20. Sección de una columna de consolidación con lechada	57
Figura 21 Resultado a compresión simple de la Traquita.....	71
Figura 22. Galerías del Sondaje –JJKK:-69, chancadora primario.....	75
Figura 23. Relleno detrítico, no consolidado, progresivas: 7+443.00 a 7+444.50.	76



Figura 24 Excavación de Relleno detrítico y macizo rocoso, progresivas: 7+488.30 a 7+490.10.....	76
Figura 25 Afloramiento de roca volcánica traquita en frente del túnel CV-203 progresiva: 7+502.30 a 7+504.70.....	77
Figura 26 Excavación en relleno detrítico, progresivas: 7+529.70 a 7+531.00.	77
Figura 27. Resumen del avance mensual – Túnel CV-203.....	84
Figura 28. Resumen del avance mensual acumulado– Túnel CV-203.	85
Figura 29. Diferencia entre resistencias máximas y mínimas	86
Figura 30. Resultado a compresión simple de la lechada	87
Figura 31. Sección típica de perfil de acabado del túnel.	88
Figura 32. Perfil típico de instalación de pernos R38, túnel cv-203.....	93
Figura 33. Perfil de la excavación del túnel (Hjálmarsson, 2011).....	98
Figura 34. Shotcrete preventivo en la sección (Hjálmarsson, 2011)	99
Figura 35. Instalación de la cercha, (Hjálmarsson, 2011)	99
Figura 36. Gunitado de Shotcrete, (Hjálmarsson, 2011).....	100
Figura 37. Revestimiento final, (Hjálmarsson, 2011).....	100
Figura 38 Distribución de momentos “M”, fuerza axial “N” y fuerza de corte “Q”, (1) Cercha, (2) shotcrete y espesor (eq).....	102
Figura 39 Discretización del túnel cv-203 sin ningún tipo de sostenimiento.....	107
Figura 40 Inyección y consolidación del relleno por encima del túnel cv-203	108
Figura 41. Esquema de soporte sección km 7+441.00.	109
Figura 42. Sistemas de soporte en suelo para km 7+441.00 a 7+475.00.....	110
Figura 43. Visualización del factor de seguridad.	111
Figura 44 Diagrama de interacción para la zona con relleno, (a) fuerza cortante, (b) momento flector de la cercha H-1	111



Figura 45 Diagrama de interacción para la zona con relleno (a) fuerza cortante “Q”, (b) momento de flexión del shotcrete, “eq”=0.45m.....	112
Figura 46 Sección del túnel con roca traquita km 7+495.00	112
Figura 47. Factor de seguridad del túnel con roca traquita km 7+495.00	113
Figura 48. Diagrama de interacción para traquita y relleno, (a) fuerza cortante, (b) momento flector de la cercha H-1	113
Figura 49 Diagrama de interacción para la zona traquita y relleno (a) fuerza cortante “Q”, (b) momento de flexión del shotcrete, “eq”=0.45m.....	114
Figura 50. Desplazamiento total del terreno, para el túnel cv-203	114
Figura 51. Fuerza axial del túnel cv-203 km 7+495.00.....	115
Figura 52. Momento de flexión para túnel cv-203 km 7+495.00.....	115
Figura 53. Fuerza cortante “Q”, para túnel cv-203 km 7+495.00	116
Figura 54. Ubicación de los puntos de convergencia Túnel CV-203.	117
Figura 55. Convergencia vs frente de excavación, túnel cv-203	118
Figura 56 Convergencia vs tiempo de excavación, túnel cv-203	118



ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Coordenadas UTM WGS 84 del Proyecto	22
Tabla 2. Accesibilidad a Mina Cuajone.....	24
Tabla 3. Información climática en Cuajone.....	24
Tabla 4 Túneles en el Perú, según su uso.	30
Tabla 5 Valores de RQD y su calidad correspondiente.....	35
Tabla 6. Clasificación geomecánica – grado de alteración (ISRM-1978).....	39
Tabla 7. Clasificación geomecánica – grado de fracturamiento (ISRM-1978).....	39
Tabla 8. Clasificación geomecánica – grado de resistencia (DEERE y MILLER-1966).	40
Tabla 9. Recomendaciones para la excavación y sostenimiento de túneles (Bieniawski, 1989).....	49
Tabla 10. Clasificación modificada de Bieniawski en subclases y comparación con la original (Romana, 2001).	50
Tabla 11. Operacionalización de las variables.....	65
Tabla 12. Coordenadas UTM - WGS 84, puntos de perforación con Beretta T-22.	70
Tabla 13. Coordenadas UTM -WGS 84, puntos de perforación con Beretta T-22.	71
Tabla 14 Resultado de densidad in situ túnel cv-203	71
Tabla 15 Coordenadas de Calicatas	72
Tabla 16 Porcentaje de Partículas de Relleno.....	72
Tabla 17 Resultados de clasificación de suelos	73
Tabla 18 Resultado de los parámetros geotécnicos del suelo en Cuajone.....	73
Tabla 19 Resumen de la distribución litológica del Túnel CV-203.	78
Tabla 20 Grado de alteración (ISRM-1978) – Túnel CV-203.....	79
Tabla 21. Grado de fracturamiento (ISRM-1978) – Túnel CV-203.....	80



Tabla 22. Grado de resistencia (Deerey Miller - 1966). Túnel CV-203.....	80
Tabla 23 Clasificación de tipo de roca, del túnel cv-203 según Bieniawski, 1989	81
Tabla 24 Resumen del tipo de roca a lo largo del Túnel CV-203.	82
Tabla 25 Recomendaciones geomecánicas según Romana, 2000	82
Tabla 26 Parámetros del relleno no consolidado en el túnel cv-203	83
Tabla 27 Resumen del avance excavado por meses del Túnel CV-203.	84
Tabla 28 Capacidad de carga a Soportar de las cerchas	92
Tabla 29 Características del micropilote en forma de paraguas (SpillingBar)	94
Tabla 30 Características Básicos de la Cercha reticular tipo H1	97
Tabla 31 Capacidad de soporte para km 7 + 441 a 7 + 494.60.....	104
Tabla 32 capacidad de soporte para el túnel cv-203	104
Tabla 33 Parámetros de resistencia de la roca	105
Tabla 34 Capacidad de soporte para km 7+494.60 a 7+510.10.....	105
Tabla 35 Datos de entrada para el relleno no consolidado	109
Tabla 36 Resumen de las medidas de Convergencia por Estación –Túnel cv-203	117



ÍNDICE DE ACRÓNIMOS

P_v	Presión en el techo que recibe el soporte
H_p	Altura de la sobrecarga de túnel
q_t	Carga uniforme en el techo del túnel (Ton/m)
ϕ	Angulo de fricción interna
α	Factor de carga (dependiendo de tipo de material)
L	Ancho o diámetro de túnel (m)
S	Espaciamiento entre Arcos
γ_{ap}	Peso específico de material (t/m ³)
A_y, B_y	Reacción de apoyos (Ton)
H'	Altura del arco metálico (m)
r	Radio de la excavación (m)
M	Momento (Ton/m)
N	Fuerza axial en el perfil (Ton)
Q	Momento de corte
MN	Mega newton
MPa	Mega pascal
Med	Momento flector
Ved	Esfuerzo cortante
q_d	Carga mayorada
M_{ed}	Momento flector
V_{ed}	Esfuerzo cortante
Bar	Presión de aire
RQD	Calidad de designación de la roca



RMR	Clasificación de la masa rocosa
ISRM	Sociedad internacional de mecánica de rocas
F'c	Fuerza de compresión, kg/cm ²
ASTM	Asociación americana de ensayo de materiales
ACI	Instituto americano del concreto
Tr	Traquita fluidal
FS	Factor de seguridad
Km	Progresiva
SUCS	Sistema unificado de clasificación de suelos
W _x	Módulo de sección del perfil de la cercha
σ _{sf}	Esfuerzo permisible del acero
QA	Aseguramiento de calidad
QC	Control de calidad
Ld	Longitud de cada perno auto perforante
La	Longitud de avance de excavación
Lf	Longitud de frente de excavación
Le	longitud elástica del perno autoperforante
Cv-203	Túnel en relleno detrítico no consolidado
CMC	Corporación minera Cumbres
SPCC	Southern Perú Cooper Corporations
R-32,38	Pernos Autoperforantes



RESUMEN

El presente trabajo de investigación “Diseño estructural y construcción de túnel cv-203 en relleno detrítico no consolidado, en el proyecto mejora tecnológica Cuajone – Southern Perú” es realizado en el área 200, chancadora primaria en la unidad de producción Cuajone en jurisdicción del distrito de Torata, provincia de Mariscal Nieto del departamento de Moquegua. El problema de la investigación plantea como objetivos las condiciones geomecánicas en un relleno detrítico y el comportamiento del diseño estructural para la construcción del túnel-cv203 en relleno detrítico, siguiendo un diseño metodológico descriptivo aplicativo, se tiene como muestra el sector crítico km 7+441.00 a 7+542.02 portal de ingreso y salida con longitud de 101.02 metros con pendiente de 17.63% , bajo un relleno detrítico no consolidado, inmersos con bloques de roca volcánica traquita , para ello se ejecutan trabajos en campo como es la caracterización geomecánica las cuales definieron en cuatro clases de roca como: Roca tipo V, IVB, IVA, IIIB de media a muy mala como así: los trabajos en laboratorio y gabinete garantizan el diseño estructural para la estabilidad del túnel con modelamientos de software Phase 02 al igual el aseguramiento y control de calidad “QA, QC” hacen que sea factible el empleo de cerchas reticulares de cuatro barras, mallas electrosoldadas, pernos de consolidación R-32, pernos paraguas (SpillingBars) R-38, inyección de lechada A/C, 0.485 y revestimiento con Shotcrete F’c 300 kg/cm². Los resultados obtenidos en la construcción del túnel cv-203 garantizan el factor de seguridad superior a 2.53 y 4.11. Estos resultados se obtienen mediante un análisis numérico con Phase 02 y desplazamiento con medición de convergencias son menores a tres milímetros, en los 5 puntos tomados desde portal de ingreso. Por lo tanto el diseño estructural empleado fue suficiente para estabilizar el túnel cv-203.

Palabras Clave: Excavación, perforación, lechada, shotcrete, pernos autoperforantes y Cerchas reticulares.



ABSTRACT

The present research work "Structural design and construction of tunnel cv-203 in unconsolidated debris fill, in the Cuajone - Southern Peru technological improvement project" is carried out in area 200, primary crusher in the Cuajone production unit in district jurisdiction from Torata, Mariscal Nieto province of the department of Moquegua. The research problem sets as objectives the geomechanical conditions in a debris fill and the behavior of the structural design for the construction of the tunnel-cv203 in debris fill, following a descriptive methodological application design, the critical sector km 7 + 441.00 is taken as a sample. a 7 + 542.02 entrance and exit portal with a length of 101.02 meters with a slope of 17.63%, under an unconsolidated detrital fill, immersed with blocks of trachyte volcanic rock, for this, field works are carried out, such as the geomechanical characterization which defined in four rock classes such as: Rock type V, IVB, IVA, IIIB, medium to very bad, as well as: the laboratory and cabinet works guarantee the structural design for the stability of the tunnel with Phase 02 software modeling as well as the assurance and quality control "QA, QC" make the use of four-bar lattice trusses, electrowelded meshes, R-32 consolidation, R-38 umbrella bolts (SpillingBars), A / C grouting, 0.485 and coating with Shotcrete F'c 300 kg / cm². The results obtained in the construction of the cv-203 tunnel guarantee a safety factor greater than 2.53 and 4.11. These results are obtained by means of a numerical analysis with Phase 02 and displacement with measurement of convergences are less than three millimeters, in the 5 points taken from the entrance portal. Therefore, the structural design used was sufficient to stabilize the cv-203 tunnel.

Keywords: Excavation, drilling, grout, shotcrete, self-drilling bolts and lattice girders.



CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1 Descripción de la realidad del problema

El desarrollo del presente trabajo de investigación de tesis está enfocado en la Unidad Operativa Cuajone, de propiedad Southern Perú Copper Corporation. Una mina superficial de tajo abierto, que explota Cobre y Molibdeno.

Ante la demanda de producción de Cobre y Molibdeno en el mercado, la compañía minera Southern Perú, desea incrementar la producción de Cu y Mo, a 120,000 TMPD, de una producción actual de 96,000 TMPD; de tal manera plantea la instalación de fajas transportadoras con una longitud de 7.0 Km, de mina a planta concentradora modificando el actual método de transporte de mineral mediante rieles.

Parte de ello, la faja será instalado por el túnel cv-203. Donde nos enfocaremos en esta investigación desde portal de ingreso del túnel cv-203, progresiva 7+441.00 a 7+542.02 en un relleno detrítico no consolidado en condiciones geomecánicas muy desfavorables con un alto grado de dificultad en su proceso de excavación del material suelto sin cohesión con bloques de rocas volcánicas angulosos de regular dimensión y a su vez daremos a dar una evaluación en el diseño estructural y estabilidad de túnel cv-203 en su etapa constructivo.

Una característica especial relevancia del suelo con relleno no consolidado, es que son muy relativamente inestables según su contenido al momento de la excavación, ya que presenta una tendencia muy importante a modificar su comportamiento durante la excavación que genera sobre-excavaciones o subsidencias.

Para el proceso de construcción del túnel se empleará el Nuevo Método Austriaco de construcción de túneles "NATM" con el uso de cerchas reticulares, bulones de anclaje, micropilotes en forma de paraguas o spillingBar, gunitado de shotcrete y consolidación

con pernos inyectados con lechada desde superficie en dirección de línea de excavación del túnel cv203.

Para el análisis de las estructuras de soporte emplearemos metodologías de excavación de túneles en terrenos difíciles y modelamientos con software Phase 02, para una verificación aproximada del estado de sostenimiento del túnel cv-203, para su estabilidad total.

1.2 Formulación del Problema

1.2.1 Problema general.

¿Será factible el diseño estructural y construcción del túnel cv-203 en relleno detrítico no consolidado con la caracterización geomecánica, en el proyecto Mejora Tecnológica Cujone?

1.2.2 Problemas específicos

- ¿Cómo será el comportamiento del relleno detrítico no consolidado en su proceso constructivo del túnel cv-203?
- ¿Cuáles son las tecnologías de reforzamiento estructural a emplear para su estabilidad del túnel cv-203?

1.3 Justificación

El presente trabajo de investigación tendrá una orientación en construcción de un túnel en relleno detrítico no consolidado y el grado de dificultad y la inestabilidad del suelo tipo IV-B, durante la excavación en las progresivas (km) de avance, para lo cual se empleará la adecuada y designación del tipo de estructura y sostenimientos para controlar las subsidencias y colapso del túnel durante su proceso de excavación.

Recomendaciones indicativas para la excavación y el sostenimiento de túneles y boquillas” basadas en teorías de Bieniawski (1989), indica en tipo de roca IV-B la excavación de avances de 0.5 a 1m es indispensable un sostenimiento simultaneo con



hormigón proyectado de inmediato, anclado de bulones en los hastiales de 1 a 1.5m de espaciamiento con una longitud de 5 a 6 metros, hormigón proyectado con 50mm a 200mm de espesor en hastiales, bóveda y frente, instalación de cerchas metálicas espaciadas a 0.75 cm de eje a eje. Romana, 2000.

El Nuevo Método Austriaco de túneles, (NATM), que define inicialmente la ejecución de excavación en avance y a continuación se procede al sostenimiento del terreno con la primera capa de hormigón proyectado, colocación de cerchas metálicas e instalación de bulones que refuerza el terreno circundante, sujetado de cercha a cercha, instalación de mallas electrosoldadas y colocación de drenaje de geotextil. Actualmente se tiene las características similares en condiciones geomecánica del terreno para diseño y construcción del túnel cv-203, por ello a través de este proyecto se pretende dar a conocer sobre la construcción de túneles en terrenos difíciles con relleno detrítico no consolidado, con un alto grado de inestabilidad que modifica su estado al momento de la excavación generando deslizamientos de material fino en bóveda del túnel y hastiales, las cuales nos permitirán en primer instancia el sostenimiento preventivo con shotcrete para su posterior asignación de estructuras de soporte para su estabilidad del túnel cv-203, en el proyecto mejora tecnológica Cuajone.

Las características geomecánicas definirán el tipo de estructuras a emplear en el túnel cv-203 en cada estación de monitoreo geomecánico dependiendo la calidad del relleno detrítico y afloramientos de macizo rocoso, para ello las recomendaciones geomecánicas son indispensables para la estabilidad del túnel cv-203 para el correcto empleo de estructuras de soporte para su estabilidad durante el proceso constructivo en Cuajone.

1.4 Objetivos de la investigación

1.4.1 Objetivo general

Determinar la factibilidad del diseño estructural y construcción de túnel cv-203 en relleno detrítico no consolidado, en el proyecto Mejora Tecnológica Cuajone Southern Perú.

1.4.2 Objetivos específicos

- Analizar las condiciones geomecánicas en un relleno detrítico de no consolidado para el túnel cv-203.
- Analizar el comportamiento del diseño estructural para la construcción del túnel cv-203 en relleno detrítico no consolidado.

1.5 Delimitación del área de investigación

La zona de investigación del proyecto está ubicado en las coordenadas UTM WGS 84. Ver tabla 01, con una pendiente de 17.63% (10°) en dirección de la excavación que comprende la construcción de túnel cv-203 en: “Proyecto Mejora Tecnológica Cuajone”. En profundidad el portal del túnel tiene un final y está ubicado en la progresiva 7+542.02, a una cota de 3382.94 msnm de la cámara vertical (Pique). El proyecto de investigación se llevara principalmente para dar solución al tipo de sostenimiento estructural y diseño a emplearse en relleno detrítico no consolidado en el proceso constructivo durante la excavación, empleando el método de excavación NATM.

Por otro lado el alcance de los objetivos se limita estrictamente a dar solución al grado de inestabilidad y la problemática de construir un túnel en suelos inestables.

Tabla 1. *Coordenadas UTM WGS 84 del Proyecto*

Inicio – Final	Norte	Este	Cota
Portal de entrada	8112281	311966	3401.92
Cámara Vertical CV-203	8112175	311964	3385.94

Fuente: Elaboración del Autor

1.6 Antecedentes del Proyecto

1.6.1 Ubicación

La Mina de cobre a tajo abierto está ubicada geográficamente en la cordillera Occidental del Sur del Perú, en el cual, el proyecto se encuentra a al noreste del departamento de Moquegua, provincia de Mariscal Nieto, distrito de Torata, a 41 km. De ello el área 200 de la planta - chancadora primaria. Ver figura 1, Ubicación del proyecto.

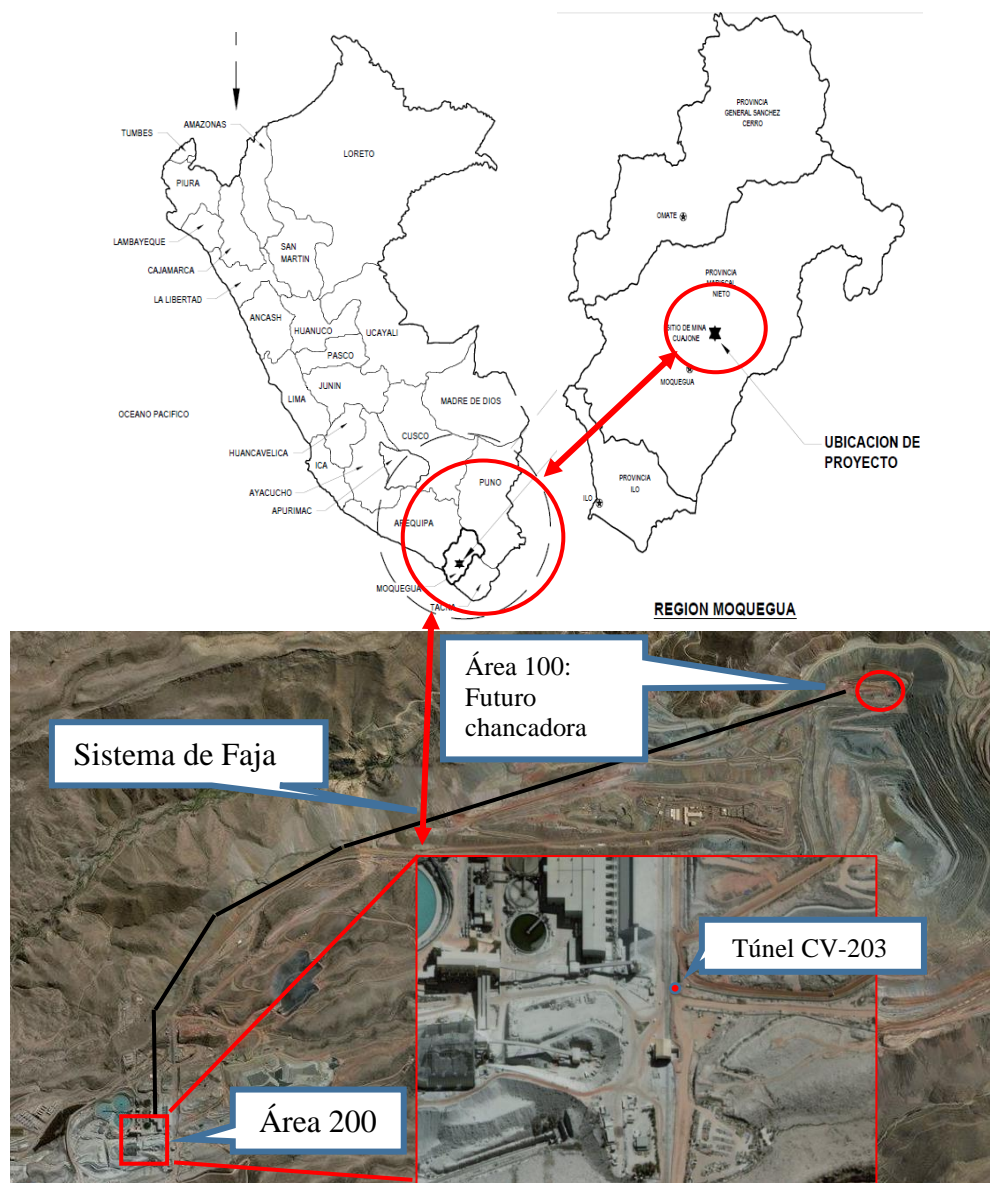


Figura 1. Ubicación del proyecto “Mejora Tecnológica Cuajone”
Fuente: Elaboración del autor.

1.6.2 Accesibilidad

El acceso a la mina Cuajone se puede hacer por 02 vías, la primera vía es, Lima – Arequipa-Tacna, vía aérea y Lima, Arequipa, Moquegua vía terrestre con distancia de 1107 km con un aproximado de 17 Hrs de viaje. Moquegua – Cuajone con una distancia de 41km de distancia con un tiempo de 1hr y 10 min hasta el Área 200 o planta concentradora. Ver Tabla 2, medios de accesibilidad para Cuajone.

Tabla 2. *Accesibilidad a Mina Cuajone.*

Aéreo		Terrestre		
Lima	Arequipa Tacna	Lima	Arequipa Moquegua	Cuajone

Fuente: Elaboración del Autor

1.6.3 Clima

Las condiciones climáticas varían con la altitud, desde moderadamente templadas; hasta el frío intenso. En la zona de Moquegua el clima es cálido durante todo el año. En las partes media y alta, la temperatura desciende, las mañanas y tardes son muy frías y en las noches, desciende por debajo de los -5° C. El clima oscila entre 10° a 26° entre el invierno y el verano. Ver tabla 3.

Tabla 3. *Información climática en Cuajone.*

Mes	Temperatura Mínima ($^{\circ}$ C)	Temperatura Máxima ($^{\circ}$ C)	Temperatura Promedio ($^{\circ}$ C)
Enero	-1.7	22.5	10.2
Febrero	-1.1	24.5	10.4
Marzo	-1.1	24.5	10.6
Abril	-1.1	23.9	10.9
Mayo	-2.4	22.2	10.3
Junio	-2.5	25.5	9.9
Julio	-6.7	27.7	9.4
Agosto	-5.7	21.5	9.3
Septiembre	-1.1	21	9.8
Octubre	-1.7	24	10.1
Noviembre	-6.5	24	10.1
Diciembre	-9.4	27.8	10.1

Fuente: Southern Perú Copper Corporation, 2016.



CAPÍTULO II

REVISIÓN DE LITERATURA

2.1 Antecedentes de la investigación

Arias & Díaz. (2016). Tesis de Maestría “*Diseño y construcción de túneles de ladera: Colombia*” Universidad Santo Tomás, Bogotá, Colombia. Dónde indica que; la mayoría de los túneles son cortos y superficiales en terrenos con condiciones geotécnicas adversas para la estabilidad de la estructura vial como rocas débiles, rocas meteorizadas, depósitos de coluvión o suelo, en un estado de esfuerzos anisotrópico.

En su décimo primer párrafo concluye que; para el diseño de un túnel de ladera, es necesaria la implementación de métodos empíricos, analíticos, numéricos y observacional, en conjunto estos métodos se complementan, en sus falencias y limitaciones, y permiten una apreciación más próxima a la realidad del comportamiento de la excavación, los métodos empíricos permiten un pre-dimensionamiento general del soporte a emplear, los métodos analíticos realizan una evaluación general de la interacción suelo soporte a presentarse de acuerdo al pre-dimensionamiento llevado a cabo en la etapa anterior lo que permite un ajuste preliminar del soporte, los modelos numéricos, permiten evaluar con mayor detalle los factores que influyen en el comportamiento de la excavación de túneles de ladera, lo cual incluye la superficie de terreno, y la interacción entre las características mecánicas, estructurales, e hidrogeológicas sobre el desarrollo de los esfuerzos en el soporte de la excavación, finalmente, el método observacional, permite el ajuste definitivo del diseño, basado en la verificación de las hipótesis asumidas en etapas anteriores.

Castaño (2015). Tesis de Maestría “*Cartilla de análisis de arcos metálicos en túneles y ábacos de diseño*”. Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito, Bogotá, Colombia; concluye en su segundo ítem que: 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.

En el décimo primer ítem concluye que: 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.

En el décimo cuarto ítem concluye que: 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.

Marino (2014). Tesis de grado, “*Evaluación del sistema estructural de la construcción del Túnel 4 del corredor vial interoceánico sur, Perú – Brasil*” Universidad Nacional del Altiplano, Escuela Profesional de Ingeniería Civil. *Donde propone:* Evaluar las respuestas estructurales y geomecánicas del túnel 4 en la etapa de construcción aplicando Bulones, Cimbras, Shotcrete como sostenimiento con el método Austriaco (NATM) para la estabilidad del túnel durante su construcción.

En el primer ítem concluye, “El método de excavación a emplearse es NATM, aplicado en avance y destroza, empleando Cimbras, Pernos de anclaje y shotcrete para el sostenimiento óptimo.

Soto (2016). Tesis de Grado “Diseño de sostenimiento en el Túnel Wayrasencca – Ollachea”. Facultad de Ingeniería de Minas. Universidad Nacional del Altiplano, Puno, Perú; en el primer ítem concluye, que las características estructurales y geológicas de la zona de estudio, determinaron las clasificaciones de roca RMR y Q, además determinaron la clasificación de los suelos presentes en portal de entrada y salida del túnel, además



dichas clasificaciones determinaron el tipo de sostenimiento a utilizar según recomendaciones de Bieniawski y Barton.

En el tercer ítem concluye, que las características más relevantes de la zona de estudio es el material fluvio-glacial presentes en los portales de entrada y salida del túnel que están compuestos por gravas arcillosas y limosas con arena.

Quispe (2012). Tesis de Maestría, “*Comportamiento de la roca en un túnel de exploración diseñado con el sistema Q*”. Universidad Nacional de ingeniería, Facultad de ingeniería Civil. Donde indica:

El comportamiento de la roca blanda (pórfido dacítico) durante la etapa de construcción del túnel de exploración mediante la aplicación y evaluación del sistema Q en el diseño de sostenimiento de un túnel en roca blanda. En el proyecto minero La Granja localidad Paja Blanca es sumamente compleja ya que presenta en el proceso de la excavación desequilibrios de la masa circundante en el medio rocoso en un corto periodo de tiempo, las que hay que tener presente para asegurar la estabilidad del túnel mediante la aplicación de sostenimiento oportuno y suficiente.

En su segundo ítem concluye que: El diseño proyectado no tiene mucha semejanza con la información in-situ. En tal sentido hay que tener en cuenta que en un estudio de anteproyecto los valores que se adoptan son conservadores.

En su quinto ítem concluye que: Se ha realizado el análisis esfuerzo- deformación para hacer una comparación de deformación con las mediciones de convergencia lecturados durante la excavación del túnel usando el programa phase2, según el modelo Hoek Brown Generalizado. Los resultados de las deformaciones de este análisis no fue mayor de 7.8 mm.

Encinas (2015). Tesis de grado “Excavación y sostenimiento con micropilotes, inyección de lechada y cimbras del túnel huaranguillo del sistema colector de aguas residuales de Arequipa” Facultad de geología, geofísica y minas. Universidad Nacional de San Agustín, Arequipa, Perú; en su primer ítem concluye que, Se realizó un pre-



sostenimiento del terreno con la perforación e instalación de los micropilotes donde se estabilizaron con lechada de cemento por los tubos obturados con presión nominal de inyección de la lechada de 12 Bares.

En el tercer ítem concluye que, Se aplicó el shotcrete preventivo por vía húmeda, con un espesor de 5 cm. Con un volumen de 3 a 4 m³, según la longitud excavada. Se le agregó aditivos tales como superplastificante Sikament 306 y acelerante de fragua Sigunit L-60. La resistencia a la compresión fue de 280 kg/cm² donde en la preparación de la mezcla ha sido en camión hormigonera Carmix 3,5 TT y una bomba estacionaria Putzmeister TK-20.

En el cuarto ítem concluye que, Montaje e instalación de cimbras W8x48, tipo herradura, previa nivelación del terreno, donde se colocaron dos dados de cemento para soportar los hastiales. Para estabilizar se usaron 9 arriostres por cada cimbra, a una distancia de 1,5 m entre cimbras, un caso especial de 1,3 m entre cimbras solo en el traslape de un paraguas a otro.

Cutimbo (2014). Tesis de Grado “*Evaluación Geológica y Geotécnica para la construcción del túnel Wayrasencca - Carabaya*”. Universidad Nacional del Altiplano. Escuela Profesional de Ingeniería Geológica. Donde indica:

En detallar y reflejar los aspectos propios del diseño para la construcción del túnel en el sector crítico del corredor vial interoceánica tramo 4, Azángaro – Puente Inambari, ubicado en progresivas Km 237+380 a Km 238+350 Wayrasencca – Ollachea, con una longitud de 746.10 m. Constituida en suelo de sedimentos cuaternarios fluvio-glaciares y coluviales compuesto por grandes bloques de roca e inmersos en una matriz limo-arcillosa y Roca clase V – metalimolita y metacuarcita.

En el tercer ítem concluye, “Un túnel que atraviesa metalimolitas y metacuarcitas que estima un desgaste gradual de las brocas y barrenos”.



En el quinto ítem concluye, “El proceso constructivo del túnel es mediante el método NATM (Nuevo Método de construcción de Túneles) ya que establece el control continuo de las deformaciones y tensiones de la estructura estabilizantes con la finalidad de garantizar la seguridad del equipo y personal de construcción mediante un plan intenso de monitoreo en sus diferentes etapas de construcción”.

2.2 Bases teóricas

2.2.1 Consideraciones generales de túnel.

El incremento del desarrollo industrial, transporte carretero y la industria minera y entre otras, crean la necesidad de estudiar nuevos accesos viales como son los túneles, que son accesos de comunicación o traspaso de un punto a otro punto donde estos requieren inversiones de gran magnitud y el estudio de selección del método constructivo, que viene regida por una serie de factores muy importantes como; geotécnicos, económicos, sociales y medio-ambientales.

Según, (Colegio de Ingenieros de Caminos, 2007); obra subterránea de carácter lineal cuyo objeto es la comunicación de dos puntos, para realizar el transporte de personas o materiales. Normalmente es artificial.

El proceso constructivo de los túneles puede ser manual o mecánica y su campo de aplicación es en:

- Transporte del material mineralizado extraído de la mina.
- Desvío de ríos, cuencas hidrográficas.
- Transporte carretero, metro, ferroviario y peatonal.

2.2.2 Referencia evolutiva de túneles

El arte de los túneles se basa en sus orígenes con la minería en la cueva “*Lion cave*” en el cerro Bomvu, Suazilandia (43,000 a.C), con la extracción de hematita. Culturas orientales y egipcios desarrollaron también la construcción de túnel con carácter religioso

e ingenieril como el caso Canaan, (siglo X a.C), evacuación del río subterráneo. Según la historia, se conoce como el primer túnel que fue construida bajo el río Éufrates por órdenes de Semiramis, (2,200 a.C), construcción del túnel bajo el río Támesis entre Rotherhithe y Wapping - Londres, (siglo XIX), por Marck Brunel y en EE.UU, con el túnel de Hoosac que marca también sin duda un hito en cuanto a avances tecnológicos en la utilización por primera vez de la nitroglicerina para la fragmentación de la roca y con presencia de suelos con limos e inundaciones bajo el valle Hudson.

2.2.3 Túneles en el Perú según su uso

La construcción de túneles en el Perú tuvo un hito de suma importancia, con la construcción de túneles ferroviarios en el centro del país y el difícil proceso constructivo que presentaba la geología local y regional, de tal manera hoy en día la construcción de túneles abarca un amplio medio de uso en; ver tabla 4. Estas construcciones de túneles cumplen la funciones de diferentes índoles según al campo que pertenece como: Carretero, minero y centrales hidroeléctricas.

Tabla 4 Túneles en el Perú, según su uso.

Nombre	Ubicación	longitud (m)	Tipo de túnel	Método constructivo	Año de finalización
Línea 2 (Metro de Lima)	Lima	27 000 m	Ferrovionario	NATM & TBM	2021
Wayrasencca	Puno	768 m	Carretero	NATM	2015
Toquepala - SPCC	Tacna	2063 y 154 m	Transporte Minero	NATM - Drill & Blast	2012
Quellaveco-Asana	Moquegua	7,320 m	Evacuación Acuífera	Drill & Blast, NATM	2016
Carmen	Puno	600 m	Carretero	Drill & Blast	2013
Santa teresa	Cusco	3600 m	Hidroeléctrica	Drill & Blast	2013

Fuente: Elaboración del autor, Wikipedia.

2.2.4 Teorías empíricas para la estabilidad del túnel

La estabilidad del frente de un túnel se ha convertido en un problema grave durante su proceso constructivo; para túneles en suelos no consolidados y fue uno de los

factores principales para la elección del método constructivo. La inestabilidad general se refiere cuando produce una alteración del estado tensional inicial del terreno circundante y produce una descompensación, la cual, si resulta elevada puede conllevar sucesos desastrosos.

Broms & Bennermark (1967). Fueron en analizar la estabilidad del frente de los túneles en suelos y rocas blandas, a partir de los colapsos de arcillas blandas en Suecia.

Terzaghi (1946). Propuso un sistema de clasificación de suelos y rocas para calcular las cargas que van soportar los marcos de acero de un túnel; de acuerdo a su experiencia en túneles estableció escalas según las diferentes condiciones del terreno. Además manifiesta: “La mecánica de suelos es la aplicación de las leyes de la mecánica y de la hidráulica a los problemas de ingeniería que tratan con sedimentos y otras acumulaciones no consolidadas de partículas sólidas, producidas por la desintegración mecánica o química de las rocas.

Esta teoría fue desarrollada originalmente para suelos granulares, pero ha podido extenderse con buenos resultados para suelos cohesivos. Como se puede observar en la Figura 02, el mecanismo se basa a fundamentalmente en la resistencia que desarrolla el suelo alrededor de la excavación debido a los desplazamientos del terreno antes de colocar el soporte obteniéndose la presión sobre la clave del revestimiento con la siguiente expresión:

Factor de carga de la roca según Terzaghi

Basados en los trabajos realizados por Terzaghi (1946) en túneles con refuerzo de acero en los Alpes, Para obtener la presión de soporte vertical, a partir del factor de carga H_p , cuyo valor depende de las condiciones y el tipo de terreno que actúa sobre el soporte y se estima con el uso de la clasificación que menciona en la figura 2 y 3, clasificación modificada por Deere et al, 1970. Sobre la de Terzaghi.

$$Pv = \gamma \times Hp$$

Dónde:

Pv = Presión en el techo que recibe el soporte

γ = Peso unitario de material encima de soporte

Hp = Altura de la sobrecarga suelta que está por encima de techo de túnel

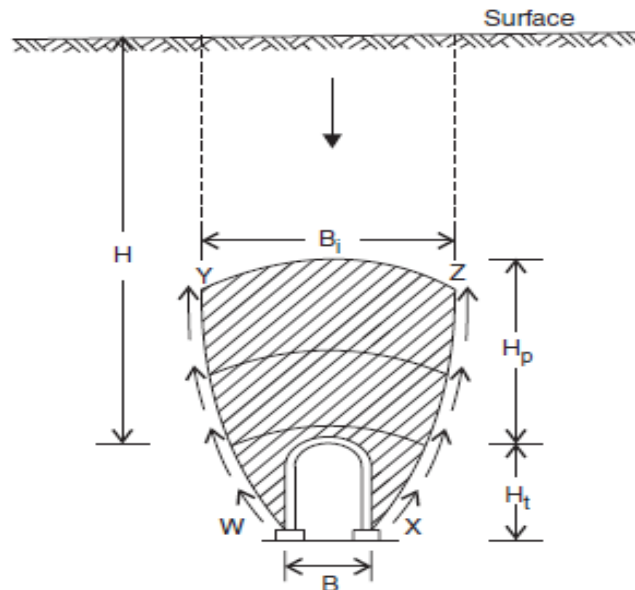


Figura 2 Mecanismo de carga propuesta por Terzaghi (1946)
Fuente: Singh & Goel, 2006

CLASE	CONDICIÓN DE LA ROCA	RQD %	CARGA DE ROCA H_p	OBSERVACIONES
I	Dura y sana	95–100	Cero	Igual a la Tabla 3.2
II	Dura y estratificada o esquistosa	90–99	0–0.5B	Igual a la Tabla 3.2
III	Masiva, moderadamente diaclasada	85–95	0–0.25B	Igual a la Tabla 3.2
IV	Moderadamente fracturada y agrietada. Bloques y capas	75–85	0.25B–0.35 (B + H_t)	Clases IV, V y VI se reducen en un 50% de los valores de Terzaghi, porque el nivel freático tiene poco efecto sobre la carga de roca (Terzaghi, 1946)
V	Muy fracturada	30–75	(0.2–0.6) (B + H_t)	
VI	Completamente fracturada pero sin meteorizar	3–30	(0.6–1.10) (B + H_t)	
VIa	Arena y grava	0–3	(1.1–1.4) (B + H_t)	
VII	Squeezing en rocas, profundidad moderada	NA	(1.10–2.10) (B+ H_t)	Igual a la Tabla 3.2
VIII	Squeezing en rocas, gran profundidad	NA	(2.10–4.50) (B + H_t)	Igual a la Tabla 3.2
IX	Rocas Expansivas	NA	Hasta 80 m independientemente del valor (B+ H_t)	Igual a la Tabla 3.2

Donde: B = Distancia entre hastiales del túnel en metros; H_t = Altura de la H_p = Altura de la masa de roca suelta por encima del techo del túnel de carga en desarrollo.

Figura 3. Clasificación modificada por Deere et al (1970)
Fuente: Singh-Goel, 2006.

Lauffer (1958). Partiendo de las ideas de Stini y Terzaghi, estudio la inestabilidad en relación con el tiempo de estabilidad de excavaciones sin soporte de un frente, conocido como tiempo de auto-soporte en la excavación del túnel. La clasificación propuesta por Lauffer está soportada por una serie de estudios que fueron desarrollados a excavaciones en diferentes tipos de roca y esta clasifica en 7 partes en las cuales analizó el tiempo en que estas excavaciones permanecían estables ver figura 4. Este concepto del tiempo de auto-soporte radica en que un aumento en la abertura del túnel, nos resulta una disminución importante del tiempo necesario para la instalación del soporte, dicho en otras palabras, cuanto mayor sea el diámetro del túnel, mayores son los problemas y el macizo rocoso puede ser inestable sin la inmediata instalación de un sostenimiento sustancial. Ver figura 5. La abertura máxima a excavar en un medio inestable, propuesta por Lauffer.

TIPO	LONGITUD LIBRE	TIEMPO ESTABILIDAD	DESCRIPCIÓN	SOSTENIMIENTO	OBSERVACIONES
A	4 m	20 años	Sana	-	Terreno muy bueno Una excavación no revestida, con luz libre de 12 m permanece estable durante varios años.
B	4 m	6 meses	Algo fracturada	De techo	Terreno bueno
C	3 m	1 semana	Fracturada	De techo	Terreno medio
D	1.5 m	5 horas	Friable	Cerchas ligeras	Terrenos mediocre Rocas blandas
E	0.8 m	20 minutos	Muy friable	Cerchas pesadas	Terreno malo Roca blanda de débil cohesión Terrenos arcillosos con fuertes empujes
F	0.4 m	5 minutos	De empuje inmediato	Pesado y de frente	Se consideran muy difíciles y requieren de métodos especiales para ser atravesados por un túnel como inyecciones, congelación, uso de escudos, etc.
G	0.15 m	10 segundos	De empuje inmediato fuerte	Pesado y de frente	

Figura 4. Clasificación según Lauffer de los diferentes tipos de terrenos
Fuente: Oyanguren, 1991.

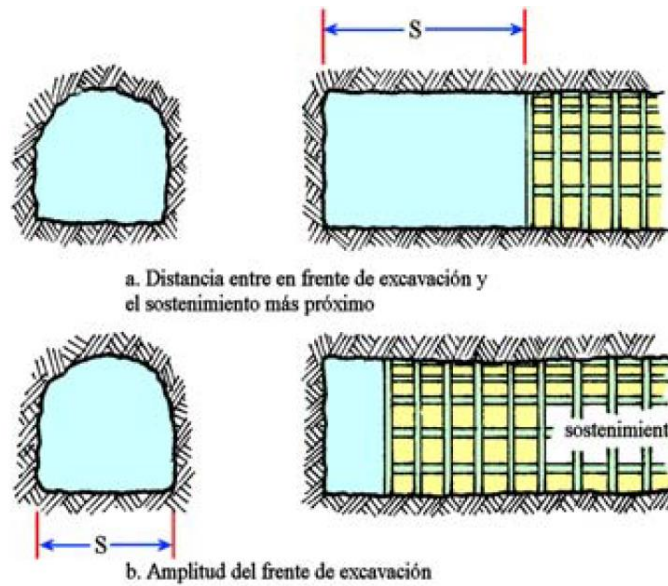


Figura 5. Abertura máxima a excavar según Lauffer
Fuente: Quispe Aronés, 2012

Deere (1967). El RQD o rock quality designation index (índice de designación de calidad de la roca), formula una clasificación de la calidad y recuperación de testigos en cinco categorías a partir del porcentaje de pedazos de núcleo (núcleo mayor de 2.0m) con longitud mayor a 10.0 cm en la longitud total del núcleo, Ver figura 6. La asignación de la clasificación que depende el número de fracturas y el grado de alteración del macizo rocoso, se observa en la Tabla 5.

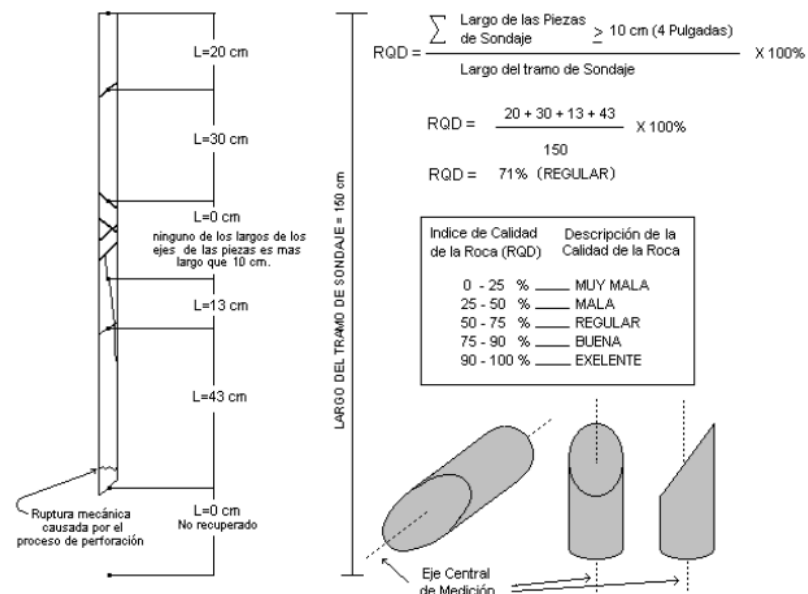


Figura 6. Procedimiento de medición y cálculo de RQD.
Fuente: Deere, 1988

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

Tabla 5 Valores de RQD y su calidad correspondiente.

RQD	<25%	25%-50%	50%-75%	75%-90%	90%-100%
Calidad	Muy Pobre	Pobre	Media	Buena	Muy Buena

Fuente: Deere, 1989.

Adicionalmente, se muestra la relación entre el “Factor de Carga” de Terzaghi y el RQD y la propuesta de Merrit (1972). Para definir el tipo de soporte en función del RQD. Ver Figura 7. La relación de RQD entre ancho del túnel.

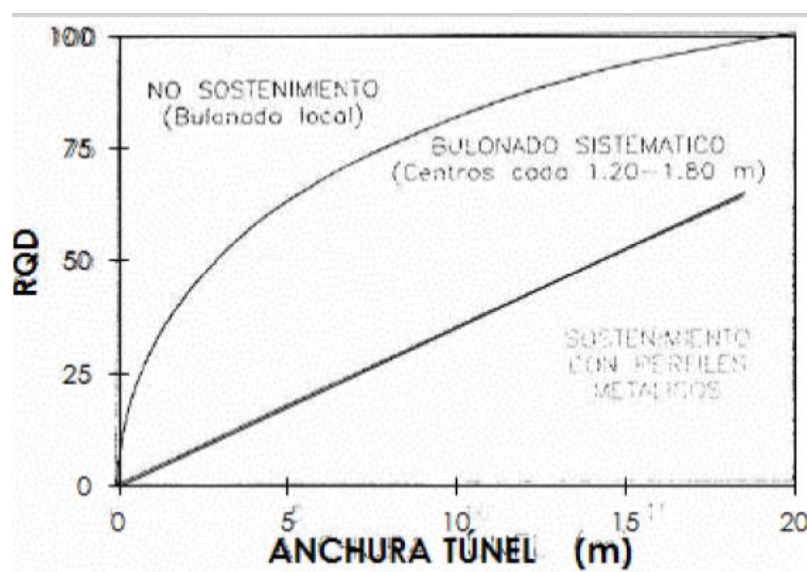


Figura 7. Relación RQD-Luz túnel-Tipo de sostenimiento (Merrit, 1972).
Fuente: Ingeniería geológica. Excavaciones subterráneas.

También existe otra manera más, a parte de la anterior, para determinar la calidad de la roca (RQD) cuando es el caso, en el que no se cuenta con testigos de perforación:

- Según Palmstrom (1982) afirma, en afloramientos superficiales o en socavones exploratorios son visibles las trazas de las discontinuidades, el



RQD puede ser estimado a partir del número total de discontinuidades que interceptan una unidad de volumen (1m³) del macizo rocoso, y se define a través del parámetro J_v con la siguiente fórmula:

$$RQD=115-3.3 J_v \quad J_v>4.5$$

$$\text{Para valores de } J_v<4.5 \rightarrow RQD=100\%$$

Bieniawski, (1973). Clasificación geomecánica o valoración de la masa rocosa RMR (Rock Mass Rating), posteriormente modificado por el mismo autor, (1979) y refinado en su última versión en (1989). Este modelo de clasificación está basada en más 300 casos de excavaciones de túneles y cimentaciones aplicable a la estimación de sostenimiento, al tiempo de auto-sostenimiento y los parámetros de resistencia de la masa rocosa. Los valores de esta clasificación están resumidos en figura 8. Al resultado de cada uno de los parámetros se le asigna un valor y se suman todos ellos para obtener el índice de calidad RMR sin correcciones. A este valor se le debe restar un factor de ajuste en función de la orientación de las discontinuidades y se basa en los siguientes parámetros.

- Resistencia de la roca intacta
- Índice de calidad del macizo rocoso (RQD)
- Espaciamiento de las discontinuidades
- Condición de las discontinuidades (Juntas)
- Grado de meteorización
- Presencia de aguas

Parámetros de Clasificación										
1	Resistencia de la matriz rocosa (MPa)	Ensayo de carga puntual	> 10	10 - 4	4 - 2	2 - 1	Compresión simple (MPa)			
		Compresión simple	> 250	250 - 100	100 - 50	50 - 25	25 - 5	5 - 1	< 1	
	Puntuación		15	12	7	4	2	1	0	
2	RQD		90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	< 25%			
	Puntuación		20	17	13	6	3			
3	Separación entre diaclasas		> 2m	0,6 - 2m	0,2 - 0,6m	0,06 - 0,2m	< 0,06m			
	Puntuación		20	15	10	8	5			
4	Estado de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad		< 1m	1 - 3m	3 - 10m	10 - 20m	> 20m		
		Puntuación		6	4	2	1	0		
		Abertura		Nada	< 0,1mm	0,1 - 1mm	1 - 5mm	> 5mm		
		Puntuación		6	5	3	1	0		
		Rugosidad		Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Ondulada	Suave		
		Puntuación		6	5	3	1	0		
		Relleno		Ninguno	Relleno duro < 5mm	Relleno duro > 5mm	Relleno blando < 5mm	Relleno blando > 5mm		
		Puntuación		6	4	2	2	0		
		Alteración		Inalterada	Ligeramente alterada	Moderadamente alterada	Muy alterada	Descompuesta		
		Puntuación		6	5	3	1	0		
5	Agua freática	Caudal por 10m de túnel		Nulo	< 10 litros/min	10-25 litros/min	25-125 litros/min	> 125 litros/min		
		Relación de presión de agua/Tensión principal mayor		0	0 - 0,1	0,1 - 0,2	0,2 - 0,5	> 0,5		
		Estado general		Seco	Ligeramente húmedo	húmedo	Goteando	Agua fluyendo		
	Puntuación		15	10	7	4	0			
Corrección por la orientación de las discontinuidades										
Dirección y buzamiento			Muy favorable	Favorable	Medias	Desfavorable	Muy desfavorable			
Puntuación	Túneles		0	-2	-5	-10	-12			
	Cimentaciones		0	-2	-7	-15	-25			
	Taludes		0	-5	-25	-50	-60			
Clasificación de los macizos rocosos										
Clase			I	II	III	IV	V			
Calidad			Muy buena	Buena	Media	Mala	Muy mala			
Puntuación			100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	< 20			
Características geotécnicas										
Clase			I	IIA - IIB	IIIA - IIIB	IIIA - IVB	V			
Tiempo de mantenimiento y longitud			10 años con 15m de vano	6 meses con 8m de vano	1 semana con 5m de vano	10 horas con 2,5m de vano	30 minutos con 1m de vano			
Cohesión			> 4Kp/cm ²	3 - 4 Kp/cm ²	2 - 3 Kp/cm ²	1 - 2 Kp/cm ²	< 1 Kp/cm ²			
Ángulo de rozamiento			> 45°	35° - 45°	25° - 35°	15° - 25°	< 15°			
Orientación de las discontinuidades para túneles										
Dirección perpendicular al eje del túnel						Dirección paralela al eje del túnel		Buzamiento 0° - 20°, Cualquier dirección		
Excavación con buzamiento			Excavación contra buzamiento							
Buz. 45° - 90°		Buz. 20° - 45°	Buz. 45° - 90°	Buz. 20° - 45°	Buz. 45° - 90°	Buz. 20° - 45°				
Muy favorable	Favorable	Media	Desfavorable	Muy desfavorable	Media	Desfavorable				

Figura 8. Clasificación Geomecánica del Macizo Rocos, RMR (1989).
Fuente: Bieniawsky, 1989.



ISRM. (1978). La Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas o International Society for Rock Mechanics (ISRM), es una sociedad científica fundada en 1962 que tiene como objetivo el fomento y difusión de la Mecánica de Rocas que considera los siguientes parámetros, ver tablas 6, 7 y 8.

- **Grado de Alteración (Parámetro “A”).**- Propuesta por la International Society of Rocks Mechanics (ISRM, 1978), está referida al grado de alteración que presenta el macizo rocoso, desde las condiciones de roca fresca hasta el suelo residual.
- **Grado de Fracturamiento (Parámetro “F”).**- Definido sobre la base del número de fracturas por metro lineal que presenta el macizo rocoso. Así tenemos el caso de una roca ligeramente fracturada (2 fracturas/metro lineal) hasta llegar a una roca triturada (> 20 fracturas/metro lineal).
- **Grado de Dureza (Parámetro “R”).**- Recoge la propuesta hecha por Deere y Miller (1966). Se evalúa la dureza que presenta el macizo en función de golpes con la picota o el martillo de Schmidt (Esclerómetro) y su equivalencia en el valor aproximado de la resistencia a la compresión obtenidos por métodos de laboratorios (Ensayos de carga puntual o resistencia a la compresión simple) relacionándolo luego con valores de resistencia estimado para cada caso en unidades de Mpa.

Tabla 6. Clasificación geomecánica – grado de alteración (ISRM-1978).

Parámetro	GRADO DE ALTERACION (ISRM-1978)	
	Calificativo	Descripción
A1	Roca fresca	No hay señales visibles de material de roca lixiviada, tal vez una ligera decoloración en la superficie de la discontinuidad.
A2	Roca ligeramente alterada	Se observa la decoloración más profunda en el material y en la superficie de la discontinuidad
A3	Roca moderadamente alterada	Menos del 35% del material rocoso está descompuesto y/o desintegrada, la roca fresca o descolorida se presenta como una estructura discontinua o como testigo de roca.
A4	Roca altamente alterada	Más del 35% del material rocoso está descompuesto o disgregado, la roca fresca está presente como una estructura discontinua o como testigo de roca
A5	Roca extremadamente alterada	Todo el material rocoso está descompuesto y/o desintegrado, la roca se disgrega con la mano y se conservan únicamente los rasgos de la estructura original
A6	Suelo residual	Todo el material rocoso está descompuesto y/o desintegrado al suelo. La estructura original del macizo es aún en gran parte reconocible.

Fuente: Extraído de ISRM, 1978

Tabla 7. Clasificación geomecánica – grado de fracturamiento (ISRM-1978).

Parámetro	GRADO DE FRACTUERAMIENTO (ISRM-1978)	
	Calificativo	Descripción
F1	Roca ligeramente fracturada	El macizo presenta menos de 2 fracturas por metro lineal. (separación : >200cm)
F2	Roca fracturada	Presenta de 2 a 5 fracturas por metro lineal. (Separación: 60 - 200 cm)
F3	Roca muy fracturada	Presenta de 6 a 10 fracturas por metro lineal. (separación: 20 -60cm)
F4	Roca extremadamente fracturada	Presenta de 11 a 20 fracturas por metro lineal. (separación: 60- 20)
F5	Roca triturada	Presenta más de 20 fracturas por metro lineal. (Separación: <6cm)

Fuente: Extraído de ISRM, 1978

Tabla 8. Clasificación geomecánica – grado de resistencia (DEERE y MILLER-1966).

Parámetro	GRADO DE DUREZA (DEERE Y MILLER, 1966)	
	Calificativo	Descripción
R6	Roca muy resistente	Requiere de varios golpes de picota para romperse. Resistencia estimada mayor a 250 Mpa.
R5	Roca Resistente	Se rompe en uno o dos golpes de picota. Resistencia estimada de 100 a 250 Mpa.
R4	Roca moderadamente resistente	Se indenta en la picota. Resistencia estimada de 50 a 100 Mpa.
R3	Roca suave	Se disgrega con golpes de picota. Resistencia estimada de 25 a 50 Mpa.
R2	Roca muy suave	Se disgrega con un golpe de picota. Resistencia estimada de 5 a 25 Mpa.
R1	Roca muy débil	Se disgrega con la mano. Resistencia estimada de 1 a 5 Mpa.
R0	Roca extremadamente débil	Se rompe fácilmente con la mano. Resistencia estimada de 0.25 a 5 Mpa.

Fuente: Extraído Deere y Miller, 1966.

GEOLOGICAL STRENGTH INDEX, Hoek et al (2006), es un sistema para la estimación de las propiedades del macizo rocoso aplicados en campo. El GSI se ha actualizado para macizos débiles en varias ocasiones (1998, 2000 y 2001 (Hoek et al., 2002))

La caracterización del macizo rocoso es simple y está basada en la impresión visual de la estructura rocosa, en términos de bloques y de la condición superficial de las discontinuidades indicadas por la rugosidad y alteración de las juntas, ver figuras 9. La combinación de estos dos parámetros proporciona una base práctica para describir un rango amplio de tipos de macizos rocosos.

<p>GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that GSI = 35. Note that the table does not apply to structurally controlled failures. Where weak planar structural planes are present in an unfavourable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock mass behaviour. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced if water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis</p>		SURFACE CONDITIONS				
		VERY GOOD Very rough, fresh, unweathered surfaces	GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces	POOR Slickensided, highly weathered surfaces with compact coating or fillings of angular fragments	VERY POOR Slickensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings
STRUCTURE		DECREASING SURFACE QUALITY				
	INTACT OR MASSIVE- Intact rock specimens or massive in-situ rock with few widely spaced discontinuities	90			N/A	N/A
	BLOCKY - Well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	80	70			
	VERY BLOCKY - Interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets		60	50		
	BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - Folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity			40	30	
	DISINTEGRATED - Poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces				20	
	LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of the weak schistosity or shear planes	N/A	N/A			10

Figura 9. Índice de Resistencia Geológica, GSI.
Fuente: Extraído de Hoek et al., 2002.

Rabcewicz (1975). Surgió la necesidad de mejorar las técnicas de excavación de túneles y de soporte en rocas. Por tanto, fue desarrollada una nueva práctica para la construcción de túneles denominada el “Nuevo Método Austriaco de Túneles” (NATM), en colaboración con Müller y Pacher entre (1957 y 1964) en Austria.

El objetivo principal del NATM es: “Proporcionar un soporte seguro y económico en los túneles excavados en materiales incapaces de mantenerse por sí solos (p.e. roca triturada). “Utiliza una superficie de estabilización mediante un revestimiento delgado de hormigón proyectado, convenientemente reforzado por un sistema de bulonado y el cierre de la solera tan pronto como sea posible”. Ver figuras 10 y 11 para su excavación y sostenimiento.

CLASIFICACIÓN DE LA ROCA SEGÚN RABCEWICZ						
TIPO DE MACIZO ROCOSO	TIPO I	TIPO II	TIPO III	TIPO IV	TIPO V-a	TIPO V-b
CLASE DE TERRENO EXCAVADO	Roca estable poco fracturada	Roca lago fracturada	Roca friable a muy friable	Roca de empuje inmediato	Roca de empuje inmediato fuerte	Roca sin cohesión alguna
FASES DE EJECUCIÓN ESQUEMA						
TIPO DE SOSTENIMIENTO	Pernos aislados donde lo requiera el terreno	Concreto lanzado, pernos, sostenimientos sistemático en bóveda, y cuando lo requiera concreto lanzado en los hastiales	Sostenimiento sistemático en bóveda y hastiales. Concreto lanzado, pernos y mallas	Sostenimiento sistemático en toda la sección. Concreto lanzado + pernos + mallas	Sostenimiento sistemático en toda la sección en dos alternativas: * Concreto lanzado + pernos + mallas. * Concreto lanzado + cerchas metálicas + arcos invertidos (proporciona soporte lateral) metálico o concreto	

Figura 10. Clasificación de sostenimiento según Rabcewicz
Fuente: Seker, 2012

EXCAVACIÓN Y SOPORTE DE LA ROCA SEGÚN EL NATM						
DESCRIPCIÓN DE CATEGORÍA	Roca Intacta	Roca Estratificada	Roca Fracturada	Terreno Blando - cubierta superficial	Terreno Blando - nivel profundo	Terreno Blando - nivel profundo
SECCIÓN TRANSVERSAL						
TIPO DE SOSTENIMIENTO	<ul style="list-style-type: none"> * Bulonado puntual * Sellado ocasional de hormigón proyectado * Excavación a sección completa o parte superior de la galería de avance/berma 	<ul style="list-style-type: none"> * Enclavamiento sistemático en la roca * Revestimiento inicial de hormigón proyectado sistemático * Excavación en la parte superior hacia galería de avance * Excavación en los bancos resulta distante 	<ul style="list-style-type: none"> * Enclavamiento sistemático en la roca * Revestimiento inicial sistemático de hormigón proyectado * Excavación en la parte superior hacia galería de avance * Excavación en el banco resulta en cualquier momento 	<ul style="list-style-type: none"> * Pre-soporte sistemático * Revestimiento inicial sistemático de hormigón proyectado con el soporte temprano al cierre del anillo * Excavación en la parte superior hacia galería de avance (con solera temporal), excavación de banco y solera 	<ul style="list-style-type: none"> * Revestimiento inicial sistemático de hormigón proyectado con el soporte inmediato al cierre del anillo * Excavación en la parte superior hacia galería de avance, seguidamente excavación de banco/solera 	<ul style="list-style-type: none"> * Soporte sistemático de hormigón proyectado con el cierre del anillo inmediato * Sub-división por secciones en la pared lateral * Excavación en la parte superior hacia galería de avance, seguidamente excavación de banco y solera

Figura 11. Excavación y soporte según las categorías NATM
Fuente: Seker, 2012

2.2.5 Teorías analíticas para la estabilidad del túnel.

Cemal Biron et al (1987). La metodología de diseño de Biron a diferencia de Terzaghi, es mucho más analítica y detallada que toma en consideración las cargas portantes del perfil de la viga y su resistencia. Ver figura 12. Esta metodología 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.

Generalmente este tipo de estructuras es aplicado en terrenos sueltos con materiales fluvioglaciares o rellenos de suelos no compactados en su medio, que garantizan perfectamente como soporte estructural; ya que hoy en día su uso es más eficaz por el empleo de estructuras que lo apoyan como el concreto y pernos autosoportantes que garantizan su estabilidad efectiva.

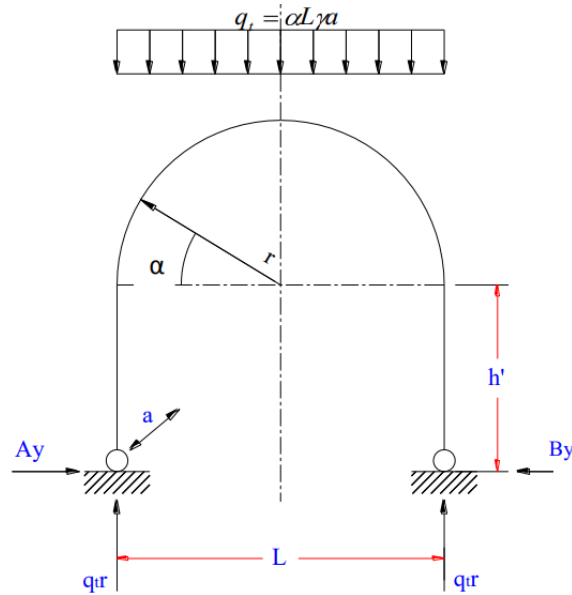


Figura 12. Modelo estático de un arco rígido idealizado de acero
Fuente: Carhuamaca, 2009.

Calculo de carga en el techo del túnel según Biron et al.

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

- Dónde:
- q_t Carga uniforme en el techo del túnel (Ton/m)
 - α Factor de carga (dependiendo de tipo de material). Ver figura 13.
 - L Ancho o diámetro de túnel (m)
 - S Espaciamiento entre arcos (m)
 - γ Peso específico de material (ton/m³)

("Design of supports in mines"; Biron Cemal y Arioglu Ergin)

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

Figura 13. Factor de carga del suelo "alpha"
Fuente: Cemal B., Ergin A, 1983, p-36.

Esfuerzos y Momentos Máximos Biron et al. Se tiene la siguiente fórmula

para el cálculo de esfuerzos en los puntos de apoyo A_y , B_y

$$A_y = B_y = \frac{(0.785*h' + 0.666*r)*q_t r^3}{0.666*h'^3 + \pi r h'^2 + 4h'r^2 + 1.57r^3} \quad (2.2)$$

$$M = 0.5q_t r^2 \sin^2 \alpha - A_y (h' + r * \sin \alpha) \quad \text{Para } 0 \leq \alpha < \pi \quad (2.3)$$

$$M = -A_y x \quad \text{Para } 0 \leq x \leq h' \quad (2.4)$$

$$N = -q_t r \cos^2 \alpha - A_y \sin \alpha \quad (2.5)$$

Dónde:

$A_y = B_y$	=	reacción de los apoyos (Ton)
h'	=	Distancia vertical del arco, en metros (m)
r	=	Radio de la excavación (m)
α	=	Ángulo con la horizontal en grados
q_t	=	Carga uniforme en el techo (Ton/m)
M_{\max}	=	Momento (Ton/m)
N_{\max}	=	Fuerza axial en el perfil (Ton)

Para el diseño de arcos rígidos, es necesario conocer el momento máximo. Para tal se obtiene de la derivada de la ecuación (2.3) con respecto a α , y se iguala a cero como se tiene:

$$\frac{\partial M}{\partial \alpha} = \cos \alpha (q_t r^2 \sen \alpha - A_y r) = 0 \quad (2.6)$$

$$\cos \alpha = 0 \dots \dots \dots \alpha = \frac{\pi}{2} \quad (2.7)$$

$$q_t r^2 \sen \alpha - A_y r = 0 \quad (2.8)$$

$$\sen \alpha = \frac{A_y}{q_t r}; \dots \dots \rightarrow \alpha = \sin^{-1} \left(\frac{A_y}{q_t r} \right) \quad (2.9)$$

Los valores de M_{\max} y de N son para valores de α de las ecuaciones (2.7) y (2.9)

como sigue:



$$M_{max} = 0.5 * q_t * r^2 - A_y(h' + r) \quad (2.10)$$

$$M_{max} = -A_y(h' + 0.5(\frac{A_y}{q_t})) \quad (2.11)$$

$$N_{max} = -A_y \quad (2.12)$$

$$N_{max} = -q_t * r \quad (2.13)$$

Los valores de las ecuaciones (2.10) y (2.12) son mucho más pequeños que los valores de las ecuaciones (2.11) y (2.13)

Esfuerzo a flexo-compresión

Se deben utilizar los valores de las ecuaciones (2.11) y (2.13) para calcular la sección transversal del arco. El esfuerzo se deberá determinar como sigue:

$$|\sigma| = \frac{\text{Carga Normal}}{\text{Area de la Seccion}} + \frac{\text{Momento Maximo}}{\text{Modulo de la Seccion}}$$

$$|\sigma| = \frac{q_t * r}{F} + \frac{A_y(h' + 0.5(\frac{A_y}{q_t}))}{W_x} \leq \sigma_{sf} \quad (2.14)$$

Dónde:

$|\sigma|$ = Valor absoluto del esfuerzo (ton/m²).

F = Área de la sección del perfil, (m²).

W_x = Módulo de sección del perfil, (m³).

σ_{sf} = Esfuerzo permisible del acero.

Carranza, et al (2009). La metodología se basa en una técnica establecida de diseño y análisis estructural comúnmente conocida como el enfoque de 'sección equivalente'. Esta técnica consiste en tratar la sección compuesta de una viga recta como una sección homogeneizada con propiedades mecánicas equivalentes, ver figura 14. Tales como el uso de soportes como arcos de acero y hormigón proyectado (Shotcrete), que en conjunto forman una estructura de soporte. Para poder calcular las cargas a soportar estas estructuras de estabilidad, nos enfocaremos a la determinación de la metodología de (Carranza torres, M. Diederichs, 2009) en su artículo científico “Mechanical analysis of circular liners with particular reference to composite supports. For example, liners consisting of shotcrete and Steel sets”. Donde estas cargas se obtienen a partir de análisis numéricos en los que los "elementos de viga" se unen al límite del túnel y el empuje axial, los momentos de flexión y las fuerzas de corte. En una Sección de ancho “ b ” en un revestimiento compuesto que consiste en conjuntos de acero, espaciados a distancias, incrustados en hormigón proyectado. Momentos “ M_{st} ” y empujes axiales “ N_{st} ” son inducidos en los conjuntos de acero y momentos “ M_{sh} ” y empujes “ N_{sh} ” son inducidos en el proyectil de hormigón proyectado.

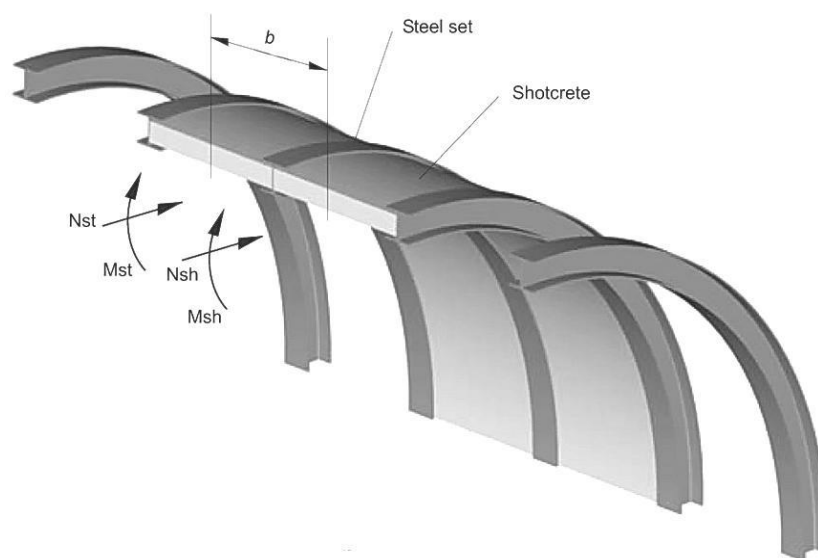
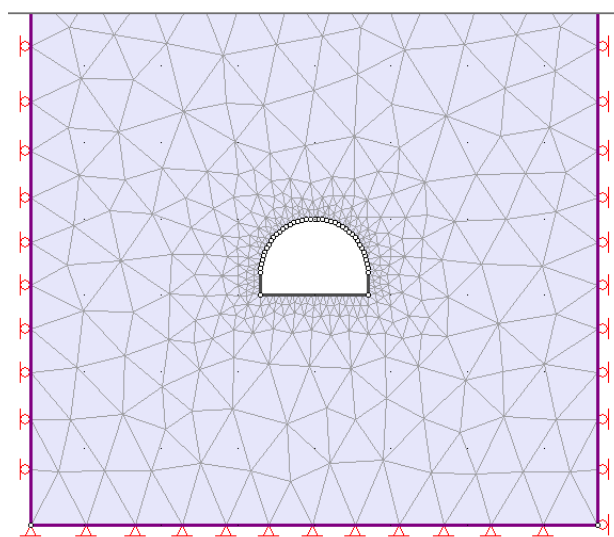


Figura 14. Metodología estructural de soporte con cerchas reticulares
Fuente: Carranza, Diederichs, 2009.

2.2.5 Método de elementos finitos (finite element method FEM)

Se basan en el principio de discretización de un cuerpo en una serie de elementos finitos. Los métodos de elementos finitos sirven para modelar el comportamiento de las estructuras de los túneles para varias condiciones y geometrías del terreno, normalmente, estos métodos permiten modelar el terreno como si fuera un medio continuo; aunque algunos también permiten modelarlo como si fuera un medio discontinuo, este método representa más adecuadamente el comportamiento de los macizos rocosos muy fracturados.

El MEF, permite realizar un modelo matemático de cálculo del sistema real, más fácil y económico de modificar que un prototipo. En este método el medio (terreno) es remplazado por una malla de elementos finitos equivalentes, para análisis de problemas bidimensionales estos elementos son usualmente triangulares o cuadriláteros, esta geometría es definida por el posicionamiento de puntos denominados nodos, localizados en general en las esquinas del elemento cuando el elemento es curvo, se requieren de nodos adicionales, estos elementos dentro de la red son conectados a través de estos nodos y de sus lados, ver Figura 15.



*Figura 15. Discretización de los Elementos Finitos para la excavación
Fuente: Elaboración del Autor.*

2.2.6 Recomendaciones de excavación y sostenimiento

Bieniawski (1989). Soporte idealizado para construcciones civiles para una sección en herradura de 10 m de diámetro y soporte de presión vertical de 25 MPa, excavados por perforación y voladura, para un sostenimiento en función al RMR; tal como se muestra en siguiente tabla 9.

Tabla 9. Recomendaciones para la excavación y sostenimiento de túneles (Bieniawski, 1989)

CLASE	RMR	EXCAVACIÓN	SOSTENIMIENTO		
			BULONES (Longitud en m)	HORMIGÓN PROYECTADO	CERCHAS METÁLICAS
I MUY BUENA	81-100	Sección completa (3m)	Ocasionalmente	No necesario	No necesarias
II Buena	61-80	Sección completa (1-1.5m). Sostenimiento terminado a 20m del avance	Localmente en clave. L=3m. Espaciado a 2.5m con mallazo ocasional	50 mm en clave donde sea necesario	No necesarias
III Media	41-60	Avance y destroza (1.5-3m en avance). Sostenimiento empezado en el frente y terminado a 10m del frente	Sistemáticamente en clave y hastial. L=4m. Espaciados 1.5 a 2.0. Mallazo en clave	50-100mm en clave. 30mm en hastiales	No necesarias
IV Mala	21-40	Avance y destroza (1.0-1.5m en avance). Sostenimiento empezado en el frente y terminado a 10m del frente Galerías múltiples. (0.5-1.5).	Sistemáticamente en clave y hastiales. L=4 a 5m. Espaciados a 1.0-1.5m. con mallazo	100mm-150mm en clave. 100mm en hastiales	Ligeras a medias, espaciadas a 1.5m donde sea necesario
V Muy Mala	1-20	Sostenimiento simultaneo con la excavación. Hormigón Proyectoado inmediatamente después de la voladura	Sistemáticamente en clave y hastiales. L=5-6m. Espaciados a 1.0-1.5m. Con mallazo	150-200mm en clave. 150mm en hastiales. 50mm en el frente	Medias pesadas a 0.75m, con forro y longarinas donde sea necesario.

Fuente: Obras Publicas. Romana R., 2001

Romana (2001). Propuso una recomendación a lo descrito por Bieniawski (1989), donde se dividió en índice RMR en 5 clases (I, II, III, IV y V), desde “Muy bueno (I)” hasta “Muy malo (V)”, pero Romana (2001) describió que las clases no son equiparables entre sí, indicando que la clase I es muy poco frecuente y que el resto de clases son muy

amplias. Por lo que, abarcan muchos valores de RMR y estos no tienen el mismo comportamiento ante el sostenimiento.

Por éstas razones Romana, (2001) reclasificó las cinco clases primeramente descritas por Bieniawski, (1989) en diez subclases. Como se puede ver en tabla 10, cada subclase tiene un rango de 10 puntos y para mantener una correlación con Bieniawski se mantienen los números romanos, pero están seguidos de una letra; “a”, para la mitad superior y “b”, para la mitad inferior.

Tabla 10. Clasificación modificada de Bieniawski en subclases y comparación con la original (Romana, 2001).

RMR	MODIFICADO		BIENIAWSKI ORIGINAL	
	CLASE	DENOMINACIÓN	DENOMINACIÓN	CLASE
100	IA	EXCELENTE	MUY BUENA	I
90	IB	MUY BUENA		
80	IIA	BUENA A MUY BUENA	BUENA	II
70	IIB	BUENA A MEDIA		
60	IIIA	MEDIA A BUENA	MEDIA	III
50	IIIB	MEDIA A MALA		
40	IVA	MALA A MEDIA	MALA	IV
30	IVB	MALA A MUY MALA		

*Nota: Las clases I a (Excelente) y Vb (Pésima) no aparecen prácticamente
Fuente: Recomendaciones de excavación y sostenimiento para Túneles “Obras Publicas”, Romana R., 2001.*

2.3 Diseño de soporte del túnel

Se entiende como el sostenimiento, el conjunto de elementos que se colocan en una excavación subterránea para contribuir su estabilidad. Según esta definición, el trabajo que debe realizar el sostenimiento está íntimamente ligado al reajuste tensional que se produce en el terreno como consecuencia de realización de la excavación. Por ello para poder comprender mejor el papel que juega el sostenimiento, es necesario tener muy claro



cómo se desarrolla el reajuste tensional inmediatamente después de realizar una excavación subterránea indica: Jimeno (2000).

2.3.1 Shotcrete (gunita).

Mezcla de concreto aplicado neumáticamente y proyectado a alta velocidad desde una boquilla, con una consistencia adecuada y resistencia temprana en su estado fresco en las excavaciones subterráneas y la resistencia a la compresión con una durabilidad en su estado de fragua.

Las principales aplicaciones del hormigón proyectado son el soporte y el revestimiento en la construcción de túneles, estabilidad de suelo, talud y roca en minería subterránea.

El término gunita es usado con diferentes nombres en el mundo, hay países que nombran como:

- Shotcrete en Estados Unidos
- Mortero y hormigón proyectado en España
- Baton projectè en Bélgica y Francia
- Spritzbeton en Alemania

Actualmente hay tres procesos importantes de preparación. 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 hormigón proyectado vía húmeda; además del cemento, agua agregados pétreos, se ha destacado el uso de adiciones como plastificantes, acelerantes, superplastificantes, retardantes. De igual manera, se ha incluido el uso mallas electrosoldadas y fibras sintéticos (Polipropileno) 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, por ello la capacidad de soporte del concreto lanzado ecuación 01, y rigidez del concreto lanzado, ecuación 02.

$$P_{smax} = \frac{\sigma_c}{2} \left(1 - \frac{(r_i - t_c^2)}{r_i} \right) \quad (01)$$

Dónde:

σ_c = Resistencia a la compresión de concreto lanzado (Mpa)

t_c = Espesor del concreto lanzado (m)

r_i = Radio de la excavación (m)

$P_{smáx}$ = Presión máxima de soporte (Mpa)

Rigidez del concreto lanzado

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

Dónde:

E_c = Modulo de Young del concreto lanzado

ν_c = Relación de Poisson del concreto lanzado

2.3.2 Pernos Autoperforantes

El bulonado o anclaje es una técnica de sostenimiento que sirve como un sistema pasivo o activo para la estabilización del terreno, que en esencia, consiste en introducir una barra de acero que aporta una resistencia a tracción confinándolas al propio macizo rocoso o suelo.

Los bulones estabilizan y consolidan el terreno, aumentando su capacidad de tensión para el sostenimiento y proporciona una fuerza contraria al movimiento de la masa deslizando. Para ello se perfora y se ancla al terreno, reforzando la presión que ejerce el terreno sobre la excavación según clasificación de los anclajes según la fuerza de tracción.

- a) **Anclajes activos:** se caracterizan por ejercer una acción estabilizadora desde el mismo instante de su puesta en tensión incrementando la resistencia al corte de la masa del suelo o roca, con características principales; soporte de cargas mayores y el uso de torones.
- b) **Anclajes pasivos:** Los anclajes pasivos o pernos auto perforantes permite perforar y consolidar el terreno en una columna donde ésta es una barra hueca roscada, inyectándose por el interior lechada o mortero a presión alta o por gravedad que empuja al detritus y consolida el espacio anular entre el agujero realizado y al diámetro exterior del perno. Ver figura 16. los pernos auto perforantes se utilizan en materiales blandos como arena, grava, lodo, arcilla y formaciones fracturadas blandas a semiduras.

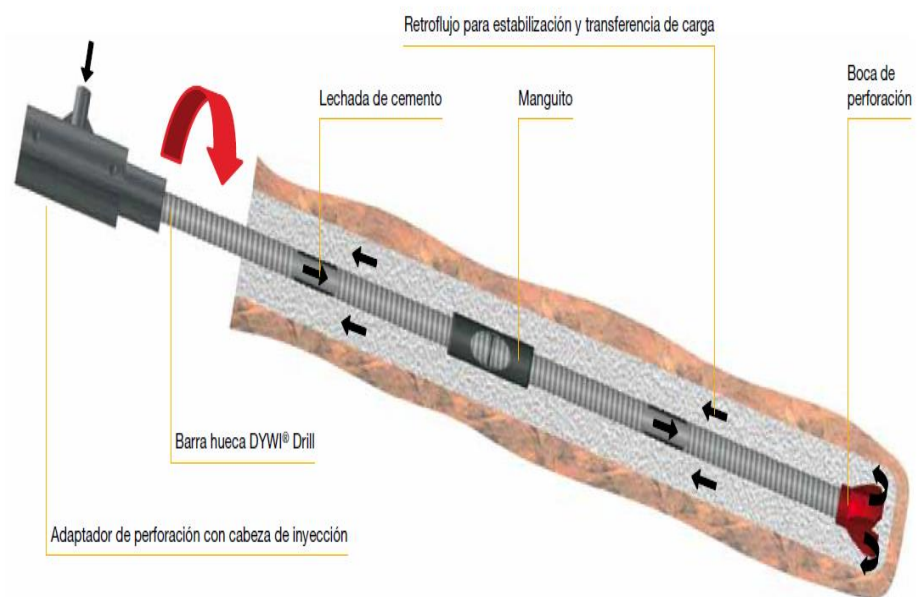


Figura 16. Barra auto perforante sistema DywiDrill, para suelos
Fuente: Catalogo DSI, 2019.

Capacidad de soporte de los pernos

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

Dónde:

- 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

2.3.3 Cerchas Reticulares

Su nombre en inglés; Lattice girders, se han utilizado para el soporte en túneles desde finales de 1970, aunque básicamente tiene la misma función de los arcos de acero, es un sistemas más ligero, cuya función es otorgar una seguridad inmediata en la zona de excavación, ajustándose a la línea de excavación. Ver figura 17. Así mismo evaluar la deformación radial del túnel soportado con arcos metálicos. Las cerchas reticulares adquieren una notable importancia con el empleo del hormigón proyectado actuando una armadura de columna que permite un sostenimiento óptimo al reducir sensiblemente el espesor del hormigón con menor peso y gran facilidad de montaje. (Formin, Tedesa).

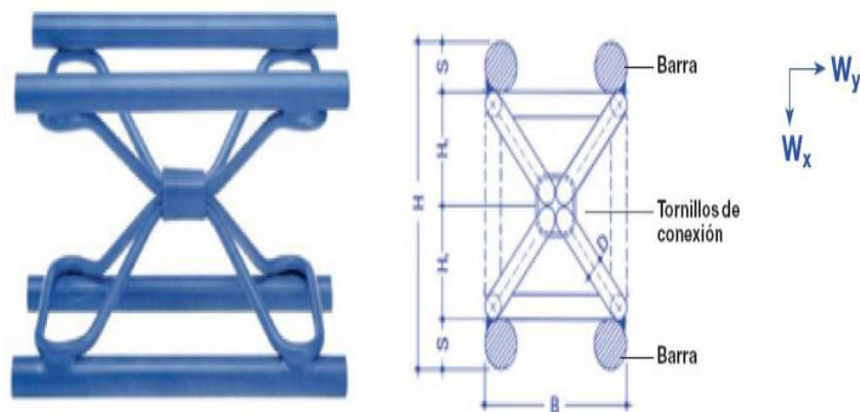


Figura 17. Esquema de cercha reticular de 04 barras
Fuente: Catalogo DSI, 2019

a) **Deformación radial del túnel soportado con arcos metálicos.**

$$U_a = U_{a0} + \frac{P_i \cdot a}{K}$$

Dónde:

U_a = Deformación radial total

U_{a0} = Deformación radial antes de instalar el soporte

P_i = Presión de soporte

a = Radio del túnel

2.3.4 Paraguas (SpillingBar)

Sistema de enfilaje frontal (SEF), están conformados por un arco de elementos lineales (vigas); colocados mediante perforaciones en el terreno, en dirección al trazo del túnel y sobre el contorno del mismo antes de la excavación.

En terrenos sin cohesión los paraguas pueden construirse mediante columnas de jet-grouting, utilizando el método llamado Jet (con inyección a presión de lechada de cemento). Ver figura 18 con un esquema tridimensional, donde principalmente su objetivo es consolidar el suelo antes de la excavación del túnel con las siguientes parámetros de Romana, 2000.

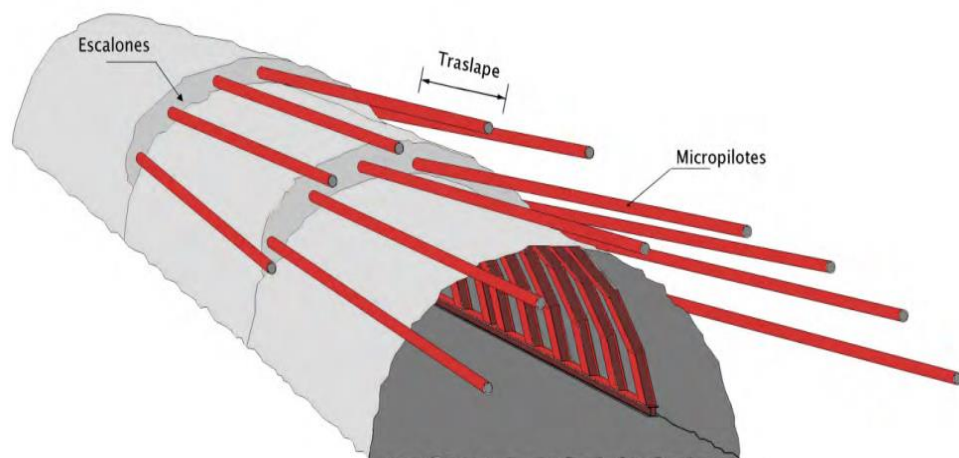


Figura 18. Esquema tridimensional de paraguas de micropilotes o SpillingBars.
Fuente: Manual de diseño y construcción de túneles de carretera, México, 2016.

Para colocar los SEF se puede perforar y luego insertarlos en el taladro o usar pernos autoperforantes con una sola operación que optimiza el tiempo de la instalación y a su vez la inyección de lechada. Deben colocarse con un traslape de 2 a 3 m y para longitudes grandes se requieren uniones que pueden reducir en gran medida su resistencia a flexión, Romana, 2000. Estos parámetros se detallan a continuación en la Figura 19. Paraguas ligeros, medios y pesados.

Tipo		D_{tubo}	t	D_p	L	s	Aplicación	Función
		mm	mm	mm	m	cm		
Ligero	Barras de acero	<32	-	67	$6 < L < 9$	30 a 40	$35 < RMR < 40$	Prevenir movimiento de cuñas
Medio	Tubería estructural	<90	<7	<150	$9 < L < 20$	$40 < s < 70$	$30 < RMR < 70$	
Pesado	Tubería estructural	>90	>7	>150	>20	<50	$RMR < 35$	Excavar emportalamientos, asegurar estabilidad en zonas de riesgo

donde	D_{tubo}	Diámetro del acero, mm
	t	Espesor, mm
	D_p	Diámetro de la perforación, mm
	L	Longitud, m
	s	Separación entre ejes, cm
	RMR	Rock Mass Rating (índice de calidad de roca de Bieniawski)

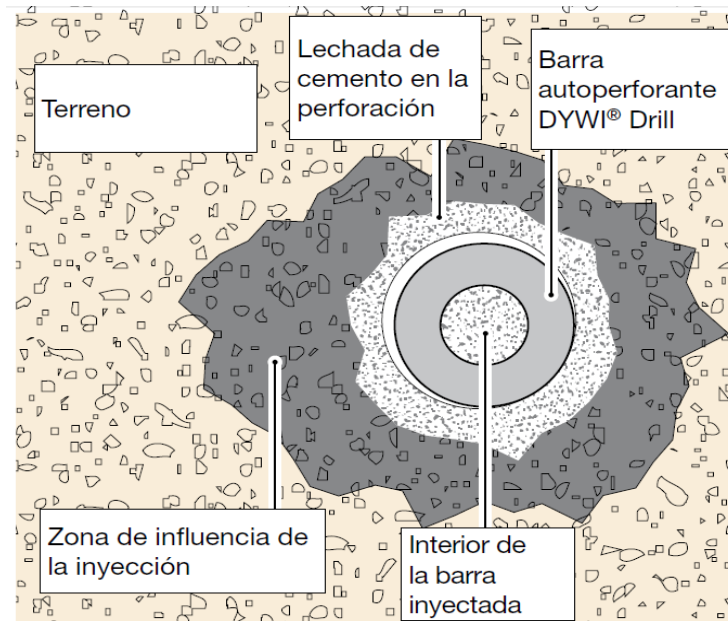
Figura 19. Clasificación de los paraguas a partir de (Romana, 2000)
Fuente: Jiménez, Alejandro 2016.

2.3.5 Lechada o Jet-grouting

La lechada de cemento es una solución de mezcla a relación agua – cemento (A/C), para una determinada cantidad de cemento se debe usar una cantidad de litros de agua. A esto podemos adicionar un aditivo plastificante y/o acelerantes de fragua. Las inyecciones de lechada son para mejorar la calidad del suelo de mala calidad.

El sistema por el cual se consigue la consolidación del terreno es por relleno de los espacios vacíos de lechada de cemento, Ver figura 20, que consiste en inyectar al terreno a altas presiones por medio de un chorro, cuyo objetivo es la consolidación del terreno y formar un sólido de suelo cemento o confinamiento del terreno circundante, a modo de columna, con mejores propiedades de resistencia y permeabilidad es decir; produciendo

un cambio en las condiciones de resistencia del terreno y disminuyendo la deformabilidad.



*Figura 20. Sección de una columna de consolidación con lechada
Fuente: Catalogo DSI, sistema Dywi-Drill*

2.3.6 Criterio de rotura de probetas de concreto

El ensayo de compresión del concreto es un método empleado en la edificación de estructuras y se considera como un método destructivo porque es necesaria la rotura de probetas para determinar la resistencia a la compresión de las mismas.

La resistencia a la compresión de mezclas de concreto se puede diseñar de tal manera que tenga una amplia variedad de propiedades mecánicas y de durabilidad. La resistencia a la compresión se mide tronando probetas cilíndricas de concreto en una máquina de ensayo de compresión, en tanto la resistencia a la compresión se calcula a partir de la carga de ruptura dividida entre el área de la sección que resiste a la carga y se reporta en MPa o kg/cm^2 , cumpliendo las normas de construcción ASTM C39.

2.3.7 Proceso constructivo de túneles en suelos y rocas

El NATM, consiste en una excavación secuencial a sección completa de la sección transversal de un túnel, seguida cíclicamente de la instalación inmediata de un sostenimiento primario temporal que combina el uso de hormigón proyectado reforzado con mallas o fibras metálicas, pernos de anclaje, marcos metálicos y/o barras de refuerzo, otorgando al terreno un confinamiento suficiente para que éste pueda participar activamente en la función portante.

El método austriaco cuyo concepto principal que se basa en la capacidad de auto soporte de los materiales en terrenos no consolidados en las labores subterráneas en material (suelo – roca).

- Elección de la sección según características geomecánicas
- Excavación cuidadosa del terreno
- Evacuación del material de relleno (desmonte)
- Sostenimiento primario temporal
- Sostenimiento final
- Control de convergencias

2.3.8 Sistemas de excavación subterránea

Los túneles se construyen excavando en el terreno, manualmente o con máquinas. Los sistemas habituales de excavación subterránea son medios mecánicos, voladuras y manual:

a) Excavación mecánica

Es la energía utilizada que se concentra en la punta del útil o útiles de la máquina en contacto con la roca, de modo que supera la resistencia de la roca a su penetración o indentación y la resistencia a tracción y cizallamiento. Generalmente, la energía



inicial es suministrada por motores eléctricos que, mediante un circuito hidráulico, la transmiten a las herramientas de corte en contacto con la roca.

b) Perforación y voladura.

Es el sistema más utilizado y común que consta de perforación de taladros para su posterior carguío con explosivos para la fragmentación de la roca.

c) Martillos manuales.

Los martillos manuales de aire comprimido funcionan a percusión, es decir, el barreno golpea contra la roca y gira de forma discontinua entre cada percusión, generando una columna de taladro. El uso, obviamente, en túneles muy pequeños o de forma accidental, pues tienen rendimientos muy inferiores a los jumbos y requieren mucha mano de obra.

2.3.9 Fundamentos de perforación rotopercutiva

La perforación ha roto-percusión consta de lo siguiente:

- Percusión: Son los impactos producidos por los golpes del pistón, lo que origina ondas de choque que se transmiten a la broca.
- Rotación: Es aquella que hace girar la broca para que los impactos sobre la roca se produzcan en distintas posiciones
- Empuje: Es la fuerza necesaria para mantener en contacto, la broca con la roca
- Barrido: El flujo del barrido permite extraer el detrito del fondo del barreno



2.3.10 Depósitos coluviales - relleno

Son acumulaciones de diversos tamaños, englobados en una matriz areno-limosa que se distribuyen irregularmente, habiéndose formado por alteración y desintegración in situ, se caracterizan por tener gravas angulosas a sub angulosas distribuidas en forma caótica, sin selección ni estratificación aparente, con regular a pobre consolidación y se originan por formaciones en las bases de las laderas y transportados por gravedad (movimiento del material suelto, y transporte por agua no canalizada). Clasificación de suelo coluvial según Varnes, (1978).

2.4 Definición de bases conceptuales

Excavación.- Es el proceso en el cual se hace huecos en un terreno de forma horizontal o vertical, a mano o con maquina; requiere de técnicas, productos, equipos especiales y de análisis geológico, geotécnico. Robles Espinoza, 1994.

Gunitar.- Se entiende por gunitar la puesta en obra de un hormigón o mortero proyectado con aire a presión a través de manguera, a gran velocidad sobre un soporte. López J., 2000.

Hormigón o mortero con fibra.- Hormigón o mortero proyectado, de cualquiera de los dos tipos citados anteriormente, que además utiliza fibras como refuerzo para mejorar algunas característica físico-mecánicas. López J., 2000.

Hormigón Proyectado (Shotcrete).- Es un hormigón cuyo tamaño máximo de áridos es superior a 8 mm, y que aplicado a máquina, se proyecta a gran velocidad sobre un soporte a través de manguera y boquilla. Alberto R., 2006 – Sika.

Rebote o rechazo.- Material proyectado que no queda incorporado a la superficie a revestir al ser rechazado por esta, materiales; normalmente es artificial. López J., 2000.



Inyecciones.- Conjunto de operaciones necesarias para rellenar huecos o fisuras no accesibles en el terreno con un objeto fundamental que es mejorar las características mecánicas del suelo con un incremento de resistencia, disminución de la deformabilidad.

Túnel.- Es una obra de carácter lineal, cuyo objeto es comunicación de dos puntos, realizar el transporte de personas. Robles E., 1994.

Concreto lanzada por vía húmeda.- Concreto transportado a través de tubería o manguera, proyectado neumáticamente a gran velocidad sobre una superficie, adhiriéndose perfectamente a ella con una excelente compactación. UNICON.

Suelos.- El Suelo es una capa de la corteza terrestre, formada por elementos de origen mineral y orgánico. Esto se debe a la alteración (o meteorización) de las rocas de la litosfera (denominada roca madre) y al aporte de los restos de materia orgánica de las plantas y de los animales que nacen, viven y mueren sobre él.

Factor de seguridad.- El Factor de Seguridad es una medida determinista de la relación entre las fuerzas de resistencia (capacidad) y las fuerzas impulsoras (demanda) del sistema en su entorno considerado. El Factor de Seguridad es el criterio más básico de diseño aceptado en la ingeniería. Read & Stacey, 2009

Pernos de anclaje.- Los pernos de anclaje, en referencia al sostenimiento dentro del túnel, constituyen un sistema de sostenimiento que consiste en la introducción de elementos lineales a modo de refuerzo. Por ello se perfora y se ancla físicamente o químicamente al terreno, reforzando y contrarrestando la presión que ejerce el terreno sobre la excavación. MTC, 2014.

Lechada.- (Manual de construcción de túneles- Ministerio de transportes Colombia). Suspensiones altamente concentradas de partículas sólidas en agua u otro solvente, con consistencia de un líquido viscoso y permite ser utilizado para rellenar cavidades y juntas entre materiales adyacentes.



Subsidencia.- Proceso mediante el cual se altera la superficie del terreno natural debido a cambios inducidos en el terreno como consecuencia de la excavación. Manual de construcción de túneles- Ministerio de transportes Colombia.

Arcos de acero.- Elementos utilizados en la construcción de túneles, que trabajan como un soporte temporal o parte del revestimiento final; donde se caracteriza por el apoyo inmediato después de su instalación y trabajo óptimo con pernos o bulojaje. ICOTEC, 2013.

Convergencia.- Es el control de medición del estado de deformación del terreno. Pietro, Lunardi.

Paraguas o Spilling Bars.- Son vigas horizontales que se superponen por encima de arcos de acero o cerchas en el contorno de la sección del túnel, se usan para zonas de roca muy fracturada o muy alterada, con riesgo de desprendimientos al efectuar el avance.

Áridos.- Están compuestos de partículas limpias, duras, resistentes y de una calidad uniforme, pueden ser de origen natural, o procedentes de machaqueo.

2.5 Formulación de hipótesis

2.4.1 Hipótesis general

Es factible el diseño estructural y construcción de túnel cv-203 en relleno detrítico no consolidado con la caracterización geomecánica para el Proyecto Mejora Tecnológica Cuajone – Southern Perú.

2.4.2 Hipótesis específica

- Una evaluación geomecánica del relleno detrítico no consolidado permitirá ejercer de manera segura a emplear las estructuras de sostenimiento para el Túnel cv-203
- Con el diseño estructural empleado para el túnel cv-203 se podrá determinar el tipo reforzamiento necesario ante eventuales problemas de



inestabilidad en su proceso constructivo en el proyecto Mejora
Tecnológica Cuajone.



CAPÍTULO III

MATERIALES Y MÉTODOS

3.1 Diseño metodológico

La metodología de investigación que se empleó es de carácter descriptivo aplicativo, debido a las variables independientes como: caracterización y clasificación geomecánica como así las variables dependientes que define la asignación y empleo correcto de estructuras de estabilidad durante el proceso constructivo en relleno detrítico no consolidado areno limoso. Las cuales nos da la confiabilidad y el comportamiento de las estructuras que disminuyen un posible colapso del túnel que pueden atentar contra la seguridad del personal, económico y social.

3.2 Población y muestra

3.2.1 Población

El presente estudio está conformado en la unidad operativa de Cuajone, Área-200, planta concentradora que pertenece a Southern Perú.

3.2.2 Muestra

La muestra del estudio de investigación se dará en el espacio de portal de entrada Túnel cv-203, km 7+441.00 hasta chancado primario de faja 1 de transferencia km 7+542.02, portal de salida en el “Proyecto Mejora Tecnológica Cuajone –SPCC”.

3.2.3 Instrumentos para recolección de datos

Formato de estación geomecánica. Ver Anexo D.1

Tabla de clasificación geomecánica de Bieniawski 1989. Ver anexo D2.

Tablas de clasificación del macizo rocoso según ISRM, 1978.

Protocolos de registro de datos en laboratorio, QA y QC. Ver anexo K.

Estación total para el levantamiento topográfico de secciones.

Simulación de software.

3.3 Variables

3.3.1 Variable independiente

- Caracterización y clasificación geomecánica.
- Propiedades físicas del relleno no consolidado en área 200.

3.3.2 Variable dependiente

La variable dependiente es la asignación correcta de las estructuras diseñadas para la estabilidad del túnel cv-203, durante su proceso constructivo en un relleno no consolidado.

3.3.3 Operacionalización de variables

A continuación la operacionalización de las variables se muestra en tabla 11.

Tabla 11. Operacionalización de las variables

	VARIABLES	INDICADORES	INDICES
Variables Independientes	Caracterización y clasificación Geomecánica	RMR de Bieniawski	Índice de RMR
		Índice de calidad RQD	Índice RQD
		ISRM	Alteración Fracturamiento Dureza
	Propiedades físicas del suelo no consolidado	Peso específico	gr/cm ³
Variables Dependientes	Diseño estructural de sostenimiento en la construcción del túnel CV-203	Pernos Autoperforantes	L(m)
		Shotcrete, Lechada	f'c, (kg/cm ²), MPa
		Marco Reticulado (Cercha)	Ton/m ²

Fuente: Elaboración del autor.

3.4 Técnicas de recolección de datos

3.4.1 Técnicas

Para sustentar el presente trabajo se recurre indispensablemente al control de operaciones, calidad, observación y medición; durante el proceso constructivo del túnel cv-203.

3.4.2 Instrumentos de recolección de datos

Instrumentos utilizados para el siguiente estudio son: investigaciones en el campo, control y aseguramiento de calidad QC, QA.

3.4.2.1 Investigaciones en el campo

Las investigaciones en el campo son la parte fundamental para los estudios geomecánicos que un proyecto necesita en su proceso constructivo, para la estabilidad o sostenimiento del túnel CV-203. Donde los parámetros y propiedades definen la condición del suelo o roca.

El objetivo de las investigaciones en el campo es conocer y determinar las condiciones de los materiales con lo que se van a trabajar, donde estos pueden afectar la viabilidad, diseño y construcción del proyecto; como el caso del túnel cv-203.

Para el presente estudio se realizaron los siguientes trabajos en campo:

- Características geomecánicas del relleno no consolidado.
- Medición y control de convergencias del túnel cv-203.
- Excavación mecánica del túnel cv-203.

3.4.2.2 Control de calidad

El departamento de control de calidad, es la oficina que vela el adecuado empleo y uso de los materiales estructurales de soporte diseñados para su estabilidad del túnel CV-203; según las recomendaciones geomecánicas y diseño que requieran en el campo,



asegurando que el trabajo se realice de acuerdo a los requerimientos y especificaciones del contrato, bajo las normas ASTM, ACI, reglamento nacional de edificaciones del Perú.

- Diseño de Shotcrete u Hormigón.
- Diseño (Lechada de cemento).
- Cerchas reticulares tipo H-1.
- Pernos autopercutores sistema DywiDrill.

3.4.2.3 Modelamiento con software

Para el procesamiento de información se dará el uso del software de diseño Autocad, para las secciones excavadas, instalación de Marcos reticulares, Bulones, Pernos de consolidación desde superficie y Paraguas de sostenimiento (Spillingbar).

3.5 Técnicas para el procesamiento de la información

Para el procesamiento de información se hará el uso de programas de computación de la firma rocsciense Phase02 versión 8.0, elaboración de cuadros estadísticos para el control de la eficiencia y revisión de datos obtenidos en campo y laboratorio en el empleo de shotcrete ya sea preventivos y final, de igual manera de lechadas de cemento.

3.6 Equipos empleados para en la construcción del túnel cv-203

Los equipos empleados para la construcción del túnel cv-203 se detallan a continuación:

- Autohormigonera Carmix 3.5 TT, (02) unidades
- Scooptram R1600G, 06 Yd³ de capacidad
- Camión Volquete, (02) unidades
- Retroexcavadora Cat 420-F (02) unidades, con sus respectivos martillos hidráulicos.
- Camión Cisterna de Agua
- Cisterna de Combustible



- Minicargador BobCat
- Telehandler (Manitou)
- Lanzadora de Shotcrete (Robot)
- Bomba de concreto Putzmeister TK-20.
- Bomba inyectora de lechada de cemento Putzmeister serie LA-S-5, EVTMM
- Jumbo Frontonero Atlas Copco 281 y 282 (1 Brazo), c/u, (02) unidades.
- Compresora Sullar 750 cfm
- Grupo Electrónico
- Camionetas Pick-up, Hi-lux



CAPÍTULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Al iniciar el estudio para una excavación subterránea, es posible que no exista información adecuada o suficiente sobre el suelo con relleno, donde se pretende excavar un túnel con dimensiones 7x5 m, como es el caso del túnel cv-203. En el caso particular en la construcción del túnel cv-203, al tratarse de un suelo con relleno no consolidado. En el área no se puede visualizar la roca aflorante, a excepción en las cercanías al acceso garita mina y acceso a planta de lixiviación con intemperización alta. Por tanto se ha propuesto hacer un trabajo minucioso de interpretación geológica por parte de Southern Perú, con perforaciones para un sondeo y contar con la cantidad de datos que permitan una mayor aproximación de su contenido, por el departamento de Geotécnia Cuajone.

4.1 Interpretación estructural

4.1.1 Aspectos geológicos post constructiva del túnel cv - 203

Geomorfológicamente, se observa cerca de la zona de estudio un relieve semi-ondulado, presentando taludes naturales con pendientes suaves, con cobertura cuaternaria con características litológicas, estructurales del material de relleno detritico, areno limoso no consolidado en un suelo coluvial con presencia de roca volcanica Traquita Porfiritica-Fluidal, perteneciente a la formación Huaylillas, según logueo geotécnico realizado en los 6 sondajes en 02 grupos o fases diferentes. Ver Anexo A, Ubicación de los sondajes de primera y segunda con perforadora Beretta T-22 - Andes, con vistas al Sur-Oeste y Oeste por el departamento de Geotécnia Cuajone.

4.1.1.1 Sondajes de primera fase.

Se realizaron tres (03) perforaciones en esta primera fase en el área de chancadora primaria con profundidades de: 26.00m, 24.5m y 20.00m, correspondiente a los sondajes JJKK:-69, -JJ:-69A y JJ:-69, con un total longitudinal de 70.50m. Ver tabla 12. La

ubicación de los puntos de perforación. De acuerdo a la sección A-A' con vista al Sur-Oeste. Ver Anexo B, ubicación de los sondajes. Se observa que se ha perforado en una ladera, próximo a una quebrada y que posteriormente ha sido rellenada para obtener una plataforma amplia. En el sector de estudio y los taladros perforados han intersectado en una zona de depósitos de relleno no consolidado con restos de roca traquita constituyendo en su matriz: arcillas, limos, arenas, y materia orgánica.

Tabla 12. *Coordenadas UTM - WGS 84, puntos de perforación con Beretta T-22.*

Ítem	Hole geo	Este (x)	Norte (y)	Collar	Prof (m)
1	JJKK-69	533854.558	83193.126	3415.00	26.0
2	JJ-69A	533854.585	83200.635	3415.00	24.5
3	JJ-69A	533854.438	83218.643	3415.00	20.0

Datos obtenidos en campo

Fuente: Área de Geotecnia Cuajone, 2015.

4.1.1.2 Sondajes de segunda fase.

Los sondajes se realizados con la perforadora Beretta T-22 Andes, por departamento de Geotécnia Cuajone, cuyas profundidades fueron: 33.5m, 23.7m y 7.14m a lo largo del perfil longitudinal del túnel cv-203 en dirección al Norte, con vista hacia el Oeste. Ver tabla 13, con afloramiento de depósitos constituidos principalmente por masas limo-arenosas, material orgánico e inclusiones de fragmentos angulosos.

Según el logueo geotécnico realizado, los valores de RQD en la mayor parte de los sondajes sobrepasan el 50%, salvo el sondaje –JJ:-68.5 que contiene en su segundo tramo geotécnico 24% de RQD. El RMR tiene valores mayores a 50, siendo su máximo valor 76. Los resultados de los ensayos de resistencia a la compresión uniaxial para la Traquita Porfírica, Ver figura 21, los cuales dan valores promedio de resistencia máxima de 44.4 MPa de sondajes -JJ:-68.5 y -II:-68.5), siendo 100.7 MPa para el sondaje –GG-HH:-69. Cabe mencionar que para la Traquita Fluidal da un valor promedio de 43.54 Mpa en los 3 sondajes. Ver Anexo C. Sección A –A' con vista hacia el Oeste. Reporte geotécnico Mina Cuajone

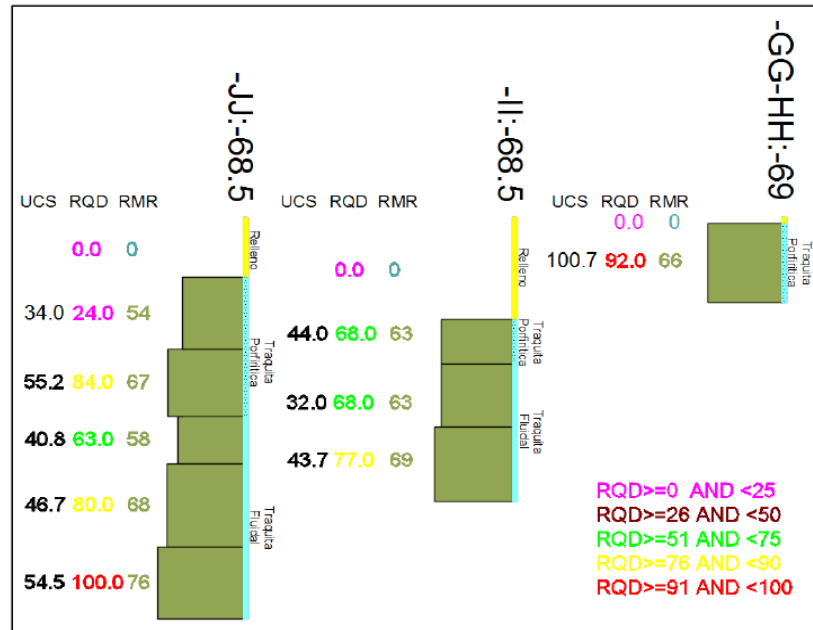


Figura 21 Resultado a compresión simple de la Traquita.
Fuente: Área de geotecnia Cuajone, 2015

Tabla 13. Coordenadas UTM -WGS 84, puntos de perforación con Beretta T-22.

Ítem	Hole geo	Este (x)	Norte (y)	Collar	Prof (m)
1	JJ-68.5	311971.024	8112320	3415.05	33.50
2	II-68.5	311977.477	8112248	3415.19	23.70
3	GG-HH-69	311982.607	8112175	3415.22	7.14

Datos obtenidos en campo

Fuente: Área de Geotecnia Cuajone, 2015.

4.2 Ensayos geotécnicos en suelo

4.2.1 Ensayos de densidad en campo

Durante el desarrollo del trabajo, se realizaron ensayos de densidad in-situ, mediante el método de reemplazo por agua siguiendo la norma ASTM-D5030. Ver tabla 14, para resaltar los resultados.

Tabla 14 Resultado de densidad in situ túnel cv-203

Calicata	Método	Tipo de suelo SUCS	Humedad (%)	Densidad in situ (gr/cm3)
C-1	Reemplazo por Agua	GW-GC	6.1	1.94

Datos obtenidos en campo

Fuente: Área de Geotecnia Cuajone, 2016.

Los materiales extraídos de las calicatas. Ver tabla 15, fueron llevados a ensayos de mecánica de suelos para su determinación de las propiedades físicas y mecánicas que conforman los depósitos de relleno- suelo, en área 200.

Tabla 15 *Coordenadas de Calicatas*

componente	Calicata	Coordenadas UTM (WGS84)		Prof. Total (m)
		Norte	Este	
Relleno suelo	C-1	8112300.03	311969.07	1.5
Cuajone	C-2	8112244.27	311970.05	1.5

Datos obtenidos en campo

Fuente: Área de Geotecnia Cuajone, 2016.

4.2.2 Ensayo de granulometría integral

Se realizaron ensayos de granulometría integral en las respectivas calicatas, las cuales consisten en la medición y peso del material extraído, separándola según su granulometría para determinar el porcentajes de peso del material; donde se separaron en partículas a <3 pulg, bloques de entre 3 a 6 pulg y en bloques de 12 pulg con un 8% del total y 4% de 6"-12". Ver tabla 16.

Tabla 16 *Porcentaje de Partículas de Relleno*

Componente	Calicata/Trinchera	Peso de la muestra		
		Peso Total (kg)	Peso 3" a 6"(kg)	Peso 6" a 12"(kg)
Relleno - suelo cuajone	C-1	775.8	78.64	30.74

Componente	Calicata/Trinchera	Porcentaje de las muestras		
		% Total	%3"a 6"	%6"a12"
Relleno - suelo cuajone	C-2	100	10.14	3.96

Datos obtenidos en campo.

Fuente: Área Geotecnia Cuajone, 2016.

4.2.3 Resultados de ensayo de laboratorio

De acuerdo a los resultados de los ensayos de clasificación granulométrica, ver tabla 17, los materiales que conforman los depósitos de desmonte se clasifican como gravas y arenas limosas de compacidad media a sueltas en promedio.

Tabla 17 Resultados de clasificación de suelos

Calicata	Muestra	Prof. (m)	Clasificación SUCS	Granulometría			Límites de Atterberg		Cont. Humedad (w%)
				Grava (%)	Arenas (%)	Finos (%)	LL	IP	
C-1	M-1	0.00-1.50	GW-GC	64.1	27.7	8.2	26.8	8.9	6.1
C-2	M-1	0.20-1.50	SW-SC	33.7	59.5	6.8	23.8	8.4	3.8

Datos obtenidos en laboratorio

Fuente: Área de Geotecnia Cuajone, 2016.

4.2.4 Resultados del suelo relleno no consolidado en cuajone

Con los resultados obtenidos en las calicatas C-1 y C-2-, el material esta conformado por bloques angulosas de tamaño maximo de 12 a 16 pulgadas, con presencia de bloques de 3 a 6 pulgadas en un 11% del total y bloques de 6" a 12" en un 4% del total. La matriz está conformada por gravas bien gradada con arcilla según clasificación SUCS (GW-GC), de color rosado, con contenido de grava de 64,10%, arenas 27,70% y finos 8,20 %, con un límite liquido 26.80 y un índice plástico de 8.90, humedad ligera de compacidad suelta a media. Las muestras fueron sometida a una compresión Triaxial, con valores de cohesión nula y un ángulo de fricción interna de $\phi = 39^\circ$. Ver Tabla 18.

Tabla 18 Resultado de los parámetros geotécnicos del suelo en Cuajone

Componente	Sección	Material	γ total (KN/m ³)	Parámetros de resistencia	
				C' (Kpa)	ϕ
Depósito de relleno cuajone	Sección E-E''	Desmonte	18.97	0	39°
		Traquita	26	354	37.5°

Datos obtenidos en laboratorio

Fuente: Area Geotecnia Cuajone, 2016.

4.2.5 Caracterización geomecánica durante la excavación del Túnel cv-203 en suelo

Al presentarse diferentes tipos de elementos como en primer instancia, suelo no consolidado areno- limo arcillosa, seguida con material de relleno de bloques de rocas volcánicas sub angulosas de dimensiones pequeños a grandes (Bancos de roca), hacen que el estudio sea identificado como un depósito de suelo coluvial, emplazado sobre un lecho rocoso altamente intemperizado como es la traquita de formación huaylillas, por donde atravesará el túnel cv-203, según el informe geotécnico R12 – 2014, Cuajone.

4.3 Clasificación geomecánica suelo - roca

Suelo coluvial. En base a los ensayos realizados por el departamento de geotecnia Mina Cuajone, estos depósitos están constituidos principalmente por masas limo-arenosas, material orgánico e inclusiones de fragmentos angulosos y heterométrico de traquita porfirítica, fluidal y toba traquítica. El espesor de este material generalmente varía entre los 0.5m hasta los 8m en el área de estudio, según el reporte geotécnico R012_2014, Geotecnia mina Cuajone.

Traquita (Tr). Roca volcánica perteneciente a la formación Huaylillas. En el sector de estudio presenta dos tipos de textura. Ver figura 22, Porfirítica y Fluidal con una zona transicional. A profundidad, va conteniendo mayor cantidad de vesículas y este cambio textural ocurre en unos pocos metros. Esta roca muestra una coloración gris rosácea, superficialmente se encuentra fracturada y presenta un leve intemperismo. Las paredes de las juntas se encuentran abiertas y rellenadas por oxidaciones, arcillas y materia orgánica, según el informe estructural R008-2015, Geotecnia mina Cuajone.



Figura 22. Galerías del Sondaje –JJKK:-69, chancadora primario

Foto A, Tramo 1: 0.00 m. A 11.70 m.

Foto B, Tramo 2: 11.70 m. A 26.00 m.

Fuente: Geotecnia mina Cuajone

4.3.1 Clasificación del macizo rocoso según ISRM, 1978

Las características litológicas, estructurales del material de relleno detritico, no consolidado y macizo rocoso (roca volcanica traquita) observadas durante la excavación, están cartografiadas en el registro geológico – geotécnico, de los planos CMC-203-GEO-015A y CMC-203-GEO-015B. Ver Anexo G-2.0 y G-2.1. Las características relevantes se describen a continuación:

Litología. La excavación se ha realizado en material de relleno detritico, no consolidado constituido principalmente por masas limo-arenosas y roca volcanica traquita, color gris rosácea pertenecientes a la formación Huaylillas. La descripción de excavacion se puede apreciar en el plano CMC-203-Geo-.017A o Anexo G-1, que detalla los tramos criticos a pasar durante su excavacion del tunel-203 y acontinuacion ver figura 23 donde inicia la excavacion del tunel cv203

- 7+441.00 a 7+476.00, esta constituida principalmente por material de relleno detritico, no consolidado con suelo cuaternario areno limosos y banco de rocas.



Figura 23. Relleno detritico, no consolidado, progresivas: 7+443.00 a 7+444.50.
Fuente: Elaboración del autor

- 7+446.00 a 7+500.00, esta constituida principalmente por material de relleno detritico, no consolidado con suelo cuaternario areno limosos, banco de rocas y roca volcanica traquita, color gris rosácea con vetillas de calcita en composición, fracturas rellenas con calcita alterada, oxidos y arcillas ($e > 5$ mm). Figura 24 y 25. Túnel CV-203 – Progresivas: 7+488.30 a 7+490.10. Ver Anexo D-1, para mayor detalle sobre el afloramiento de macizo rocoso en este tramo Km 7 +475 a 7 +480.



Figura 24 Excavación de Relleno detritico y macizo rocoso, progresivas: 7+488.30 a 7+490.10.
Fuente: Elaboración del autor.



*Figura 25 Afloramiento de roca volcánica traquita en frente del túnel CV-203
progresiva: 7+502.30 a 7+504.70.
Fuente: Elaboración de autor*

- 7+504.10 a 7+542.02, esta constituida principalmente por material de relleno detritico, no consolidado con suelo cuaternario areno limosos, banco de rocas volcanica traquita, color gris rosácea. Ver figura 26. Túnel CV-203 – Progresivas: 7+529.70 a 7+531.00



*Figura 26 Excavación en relleno detritico, progresivas: 7+529.70 a 7+531.00.
Fuente: Elaboración del autor.*

A continuación se presenta el resumen de la distribución litológica a lo largo de todo el Túnel CV-203. Con afloramiento de traquita porfírica bajo un relleno detrítico areno limoso, no consolidado. Ver tabla 19.

Tabla 19 Resumen de la distribución litológica del Túnel CV-203.

Progresiva (Km)	Log. (m)	Distribución Litológica
7 + 441.00 7 + 446.00	5.00	Material de relleno detrítico, no consolidado con suelo areno - limoso
7 + 446.00 7 + 500.00	54.00	Material de relleno detrítico, no consolidado y roca volcánica traquita
7 + 500.00 7 + 504.10	4.10	Afloramiento de roca volcánica Traquita
7 + 504.10 7 + 542.02	37.92	Material de relleno detrítico, no consolidado y roca volcánica traquita
Total	101.02	

Fuente:Elaboración del autor

Estructural. La orientación de las diaclasas inicia con el afloramiento de dos sistemas de familia con una dirección de buzamiento y buzamiento de $112^{\circ}/80^{\circ}$ y $30^{\circ}/87^{\circ}$, seguida por tres sistemas de familia de $112^{\circ}/80^{\circ}$, $182^{\circ}/80^{\circ}$ y $315^{\circ}/76^{\circ}$ y concluye con dos sistemas de familia de $112^{\circ}/80^{\circ}$ y $178^{\circ}/22^{\circ}$, con un rumbo de excavación de 198° en dirección del túnel cv-203. La descripción estructural por progresivas (Km) es la siguiente:

- 7+441.00 a 7+494.60, esta constituida principalmente por material de relleno detrítico, no consolidado con suelo areno limoso y banco de rocas. El grado de fracturamiento es F5.
- 7+494.60 a 7+500.10, presenta tres sistemas de diaclasas sub-horizontales y sub-verticales. El grado de fracturamiento es F4/F5.
- 7+500.10 a 7+504.70, presenta tres sistemas de diaclasas sub-horizontales y sub-verticales. El grado de fracturamiento es F4.



- 7+504.70 a 7+510.10, presenta tres sistemas de diaclasas sub-horizontales y sub-verticales. El grado de fracturamiento es F4/F5.
- 7+510.10 a 7+534.00, presenta tres sistemas de diaclasas sub-horizontales y sub-verticales. El grado de fracturamiento es F4/F5.
- 7+534.00 a 7+542.02, esta constituida principalmente por material de relleno detritico, no consolidado con suelo areno limosos y banco de rocas. El grado de fracturamiento es F5.

A continuación se presenta el resumen del grado de Alteración, Fracturamiento y Resistencia del Túnel CV-203. Ver tabla 20, 21 y 22.

Tabla 20 Grado de alteración (ISRM-1978) – Túnel CV-203.

GRADO DE ALTERACION (ISRM 1978)				
PROGRESIVA DE	A	LONG (M)	PARÁMETRO	CALIFICATIVO
7 + 441.00	7 + 444.50	3.50	A4/A5	Altamente alterada a completamente alterada
7 + 444.50	7 + 475.90	31.40	A5/A6	Completamente alterada a suelo residual
7 + 475.90	7 + 494.60	18.70	A4/A5	Altamente alterada a completamente alterada
7 + 494.60	7 + 500.10	5.50	A3	Moderadamente alterada
7 + 500.10	7 + 504.70	4.60	A3	Moderadamente alterada
7 + 504.70	7 + 510.10	5.40	A3	Moderadamente alterada
7 + 510.10	7 + 534.00	23.90	A4/A5	Altamente alterada a completamente alterada
7 + 534.00	7 + 542.02	8.02	A5/A6	Completamente alterada a suelo residual
TOTAL		101.02		

Fuente: Elaboración del autor

Tabla 21. Grado de fracturamiento (ISRM-1978) – Túnel CV-203.

GRADO DE FRACTURAMIENTO (ISRM, 1978)				
PROGRESIVA (Km)		LONG	PARÁMETRO	CALIFICATIVO
DE	A	(m)		
7 + 441.00	7 + 444.50	3.50	F5	Fragmentada
7 + 444.50	7 + 475.90	31.40	F5	Fragmentada
7 + 475.90	7 + 494.60	18.70	F5	Fragmentada
7 + 494.60	7 + 500.10	5.50	F4/F5	Extremadamente fracturada a fragmentada
7 + 500.10	7 + 504.70	4.60	F4	Extremadamente fracturada
7 + 504.70	7 + 510.10	5.40	F4/F5	Extremadamente fracturada a fragmentada
7 + 510.10	7 + 534.00	23.90	F4/F5	Extremadamente fracturada a fragmentada
7 + 534.00	7 + 542.02	8.02	F5	Fragmentada
TOTAL		101.02		

Fuente: Elaboración del autor

Tabla 22. Grado de resistencia (Deerey Miller - 1966). Túnel CV-203.

GRADO DE RESISTENCIA (ISRM 1981)				
PROGRESIVA (Km)		LONG	PARÁMETRO	CALIFICATIVO
DE	A	(m)		
7 + 441.00	7 + 444.50	3.50	R2	Blando
7 + 444.50	7 + 475.90	31.40	R1/R2	Muy blando a blando
7 + 475.90	7 + 494.60	18.70	R2/R3	Blando a moderadamente resistente
7 + 494.60	7 + 500.10	5.50	R3/R4	Moderadamente resistente a resistente
7 + 500.10	7 + 504.70	4.60	R4	Resistente
7 + 504.70	7 + 510.10	5.40	R3/R4	Moderadamente resistente a resistente
7 + 510.10	7 + 534.00	23.90	R2/R3	Blando a moderadamente resistente
7 + 534.00	7 + 542.02	8.02	R1/R2	Muy blando a blando
TOTAL		101.02		

Fuente: Elaboración del autor

4.3.2 Clasificación del macizo rocoso según Bieniawski

Las condiciones del relleno son en mayor proporción desfavorables y críticos provocando realces en la bóveda, sobre-excavación natural en ambos hastiales y

desprendimiento constante de material fino (arenosos-limoso) y bancos de roca en su proceso de excavación del túnel cv-203.

A partir de los datos obtenidos en campo y las observaciones realizadas durante la excavación del Túnel CV-203 se procedieron a realizar las siguientes clasificaciones geomecánicas según Bieniawski, 1989, Ver Anexo D-2, obteniéndose los valores del índices a partir de RMR = 19 a 43 que se consigna en la tabla 23.

Tabla 23 Clasificación de tipo de roca, del túnel cv-203 según Bieniawski, 1989

PROGRESIVA DE	HASTA	Longitud (m)	Índice de RMR	Tipo de Roca
7+441.00	7+449.10	8.10	21 a 24	IVB
7+449.10	7+475.90	26.80	19	V
7+475.90	7+494.60	18.70	21 a 30	IVB
7+494.60	7+500.10	5.50	36	IVB
7+500.10	7+504.70	4.60	45	IIIB
7+504.70	7+510.10	5.40	36	IVA
7+510.10	7+534.00	23.90	30 a 21	IIVB
7+534.00	7+542.02	8.02	19	V
TOTAL		101.02		

Fuente: Elaboración del autor

La evaluación de calidad de macizos rocosos Rock Mass Rating (RMR) es realizada a lo largo de la excavación del túnel cv-203, obteniéndose los valores del índice “RMR” que se consigna en Anexo D-1, donde se define el tipo de terreno y longitud de 4.60 m de roca tipo IIIB, 10.90 m de roca tipo IVA, 50.70 m de roca tipo IVB y 34.82 m de roca tipo V. Ver tabla 24. La clasificación detallada que se encuentra emplazada en un relleno detrítico no consolidado con bloques de roca volcánica Traquita y Traquita fluidal de formación Huaylillas en la cordillera los andes del Perú.

Tabla 24 Resumen del tipo de roca a lo largo del Túnel CV-203.

Progresiva (Km)	Tipo de roca	Longitud (m)
7 + 500.10 - 7+504.70	IIIB	4.60
7+494.60 - 7+510.10	IVA	10.90
7+441.00 – 7+534.70	IVB	50.70
7+449.10 – 7542.02	V	34.82
Total		101.02

Fuente: Elaboración del autor

4.3.3 Clasificación del macizo rocoso según Romana, 2000

Con todos los conocimientos geomecánicos del sector y el desarrollo de los trabajos realizados se detalla en la tabla 25, así como los sistemas de clasificación, se elabora un perfil geológico. Ver Anexo G-2.0 y 2.1, planos CMC-203-GEO-015A y CMC-203-GEO-015B, donde atravesara el tunel cv-203.

Tabla 25 Recomendaciones geomecánicas según Romana, 2000

PROGRESIVA	DESCRIPCIÓN GEOMECÁNICA	TIPO DE ROCA ROMANA, 2000
7+441.00 7+449.10	Relleno no consolidado, suelo coluvial areno-limoso	IVB
7+449.10 7+475.90	Relleno detrítico no consolidado, areno-limoso con presencia de bancos de roca	V
7+475.90 7+494.60	Relleno no consolidado con presencia de bancos de roca	IVB
7+494.60 7+500.10	Sistema de diaclasas altamente fracturada	IVA
7+500.10 7+504.70	Macizo rocoso con sistema de diaclasas	IIIB
7+504.70 7+510.10	Sistema de diaclasas altamente fracturada	IVA
7+510.10 7+534.00	Relleno detrítico no consolidado	IVB
7+534.00 7+542.02	Relleno no consolidado, areno-limoso con presencia de bancos de roca	V

Fuente: Elaboración del autor

4.3.4 Clasificación del macizo rocoso según Marinos & Hoek

Teniendo los resultados proporcionados por el departamento de geotecnia mina cuajone y en sayos en campo in situ, obtenemos los resultados mencionados en sub índice anterior 4.2.3 a 4.2.4 en este capítulo; donde se ejecutara la construcción del túnel cv-203, por ello hace una simulación para más detalles con el software RocData obteniendo resultados con los parámetros obtenidos y visualizados en campo, dando resultados en siguiente Ver. Tabla 26, según la clasificación de Hoek-Brown.

Tabla 26 *Parámetros del relleno no consolidado en el túnel cv-203*

Esf. de Comp. Uniaxial (Mpa)	GSI	mi	mb	s	a	ϕ	Modulo young (MPa)
15	20	20	0.4	2.33E-05	1	38.85	516.5

Datos obtenidos RocData

Fuente: Elaboración del autor

4.4 Descripción del avance total del Túnel cv - 203

Las condiciones del terreno en el tramo km 7+441.0 a 7+542.02 son en mayor proporción desfavorables y críticos provocando realces en la bóveda, sobre excavación natural en ambos hastiales y desprendimiento constante de material fino (arenosolimoso) y bancos de roca, donde implica que el avance es un promedio de 1.00m a 1.5m por turno. Ver anexo M, panel fotográfico sección A.1, donde implica que la excavación ejecutada es inmediatamente estabilizada con shotcrete preventivo y para posterior gunitado como revestimiento final, para ello detallamos los avances mensuales y acumulados. Ver tabla 27. Como así también detallamos los paneles fotográficos, que evidencian el proceso constructivo del túnel cv-203 en relleno detrítico no consolidado, aplicando las estructuras de estabilidad para poder obtener un factor de seguridad óptimo.

Tabla 27 Resumen del avance excavado por meses del Túnel CV-203.

AVANCE TUNEL CV-203 -"PROYECTO MEJORA TECNOLOGICA CUAJONE"						
Mes	PROGRESIVA (Km)		AVANCE (m)		AVANCE (%)	
	de	a	Mens.	Acum.	Mens.	Acum.
May-16	7 + 441.00	7 + 446.00	5.00	5.00	4.95%	4.95%
Jun-16	7 + 446.00	7 + 452.50	6.50	11.50	6.43%	11.38%
Jul-16	7 + 452.50	7 + 460.30	7.80	19.30	7.72%	19.11%
Ago-16	7 + 460.30	7 + 472.40	12.10	31.40	11.98%	31.08%
Set-16	7 + 472.40	7 + 483.50	11.10	42.50	10.99%	42.07%
Oct-16	7 + 483.50	7 + 504.70	29.22	71.72	28.92%	71.00%
Oct-16	7 + 542.02	7 + 534.00				
Nov-16	7 + 504.70	7 + 527.20	22.50	94.22	22.27%	93.27%
Dic-16	7 + 527.20	7 + 534.00	6.80	101.02	6.73%	100.00%

Fuente: Elaboración del autor

El avance mensual y acumulado generalmente se detallan en figuras 27 y 28, esto es debido a la complejidad del proceso constructivo del suelo areno limoso no consolidado con bloques de traquita que dificultan el avance en su proceso constructivo del tunel cv-203 y aun mas con el afloramiento de macizo traquita rocoso que hace que el avance sea minimo con el actual sistema de excavacion.

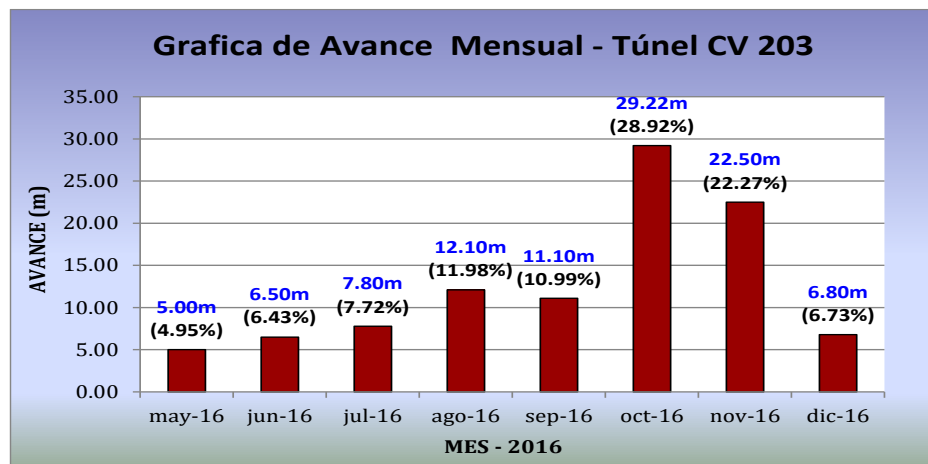


Figura 27. Resumen del avance mensual – Túnel CV-203.

Fuente: Elaboración del autor.

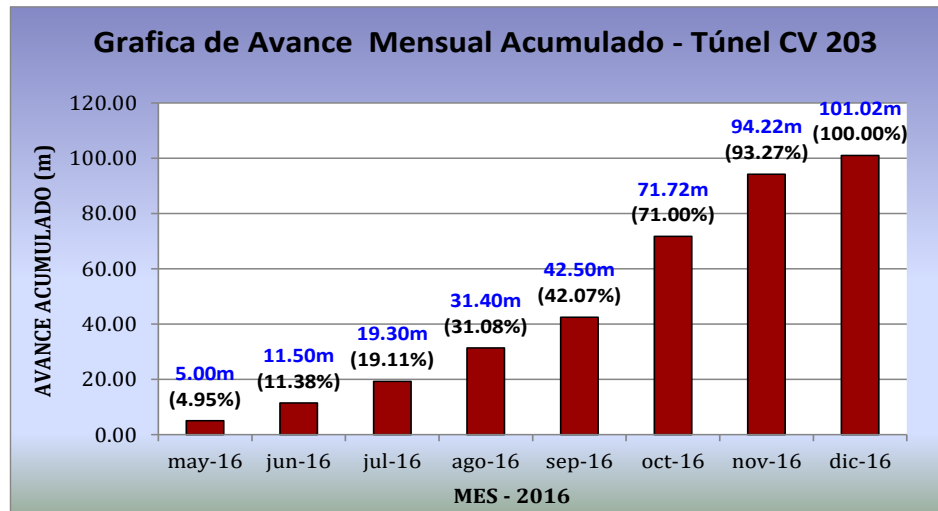


Figura 28. Resumen del avance mensual acumulado– Túnel CV-203.
Fuente: Elaboración del autor.

4.4.1 Shotcrete empleado en el tunelcv-203

Se hace un diseño del shotcrete para el tunel cv-203 cumpliendo los estandares de calidad, normas ASTM C94 y ACI 214-89, con cemento puzolánico Portland Yura tipo IP de alta resistencia a sulfatos con la liberacion de silicato calstico que son compuestos hidraulicos que dan una resistencia adicional al cemento de la reaccion de aluminosilicatos de puzolana que reacciona con el hidroxido de calcio.

Para poder cumplir el diseño de shotcrete con resistencia $F'c$ 300 kg/cm² según la especificacion tecnica sugerida por Southern Perú, unidad Cuajone para el túnel cv-203, por ello se hacen estudios de agregados finos y gruesos según ASTM C33, provenientes de la cantera Gabi – Moquegua y tambien el uso de aditivos que mejoren la mezcla como un superplastificante visocrete 1110 PE, un reacondicionar de aire como SikaAer con norma ASTM C260 y un acelerante de fragua Sigunit L60, que se acondiciona al instante del gunitado de shotcrete via húmeda.

Para la elaboraci3n del shotcrete se dosifican de 02 formas; primero es shotcrete sin fibra, para estabilidad del relleno areno-limoso como preventivo y la segunda como

shotcrete final con Polipropileno macro sintética, SikaFiber de una longitud de 48mm, para el revestimiento final.

Los resultados obtenidos cuentan previa liberación de control y aseguramiento de calidad “QA y QC” mediante protocolos de calidad por M3 ingenieros, empresa supervisora en el proyecto. Ver Anexo K secciones 1,2 y 3. Resultado de los protocolos de calidad durante la construcción del túnel cv-203, se procedieron al muestreo del espécimen en paneles de 60x60x20 cm³ de cada jornada de producción del shotcrete y estas extraídas puestas a un ensayo de compresión simple a los 7, 14 y 28 días de curado, por ello se tiene como resultado 75 protocolos de calidad en todo el tramo del túnel con índices de resistencias que superan lo especificado y a continuación detallamos en la figura 29. la máxima y mínima resistencia obtenida a detalle. Ver anexo M, sección 11 y 12, panel fotográfico para poder visualizar la extracción del núcleo del hastial izquierdo del túnel cv-203 y posteriormente hacer en ensayo de compresión simple del shotcrete.

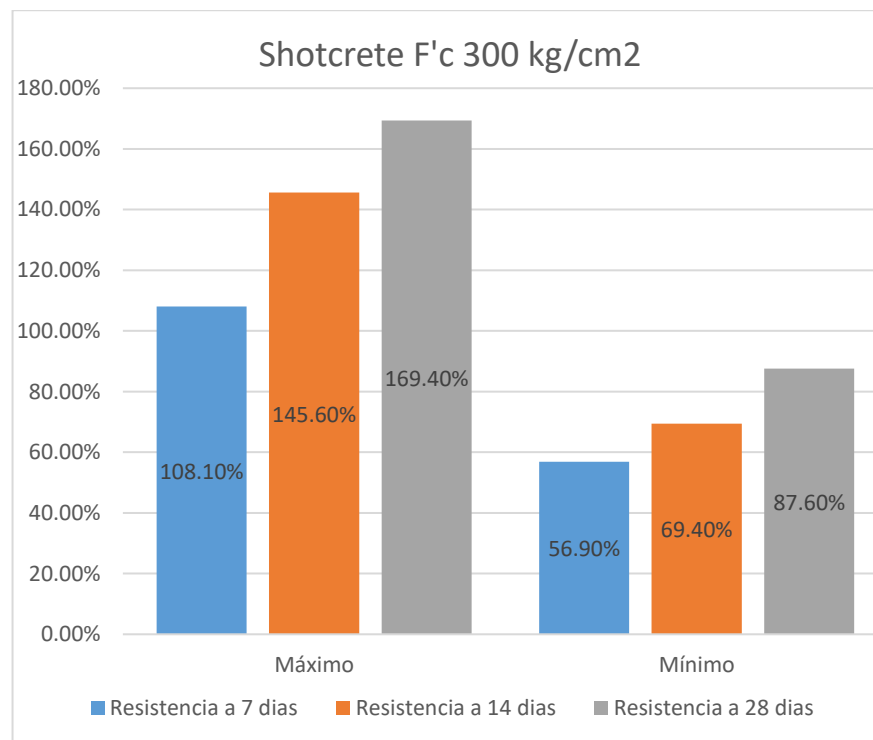


Figura 29. Diferencia entre resistencias máximas y mínimas
Fuente: Elaboración del autor

4.4.2 Lechada de cemento empleado en tunel cv-203

La lechada usada para el túnel cv-203, a relación agua/cemento 0.485. Ver anexo E. Diseño de dosificación de lechada de cemento, es utilizada como relleno y consolidación de cavidades para una mayor resistencia y cohesión del relleno no consolidado mediante los pernos autoperforantes R32 y R38, éstas son inyectadas a través de ellas a una presión no menor de 08 Bares de presión ya sea desde superficie como pernos de consolidación, *spillingBars* o paraguas y pernos radiales en los hastiales del túnel cv203. Dando como resultados una resistencia máxima de 446.07 kg/cm² que representa un 223.03%. Ver figura 30 los resultados a los 7, 14 y 28 días de resistencia y Anexo M, sección 8,9,10 y 13, 14 el sistema de consolidación vertical y horizontal.

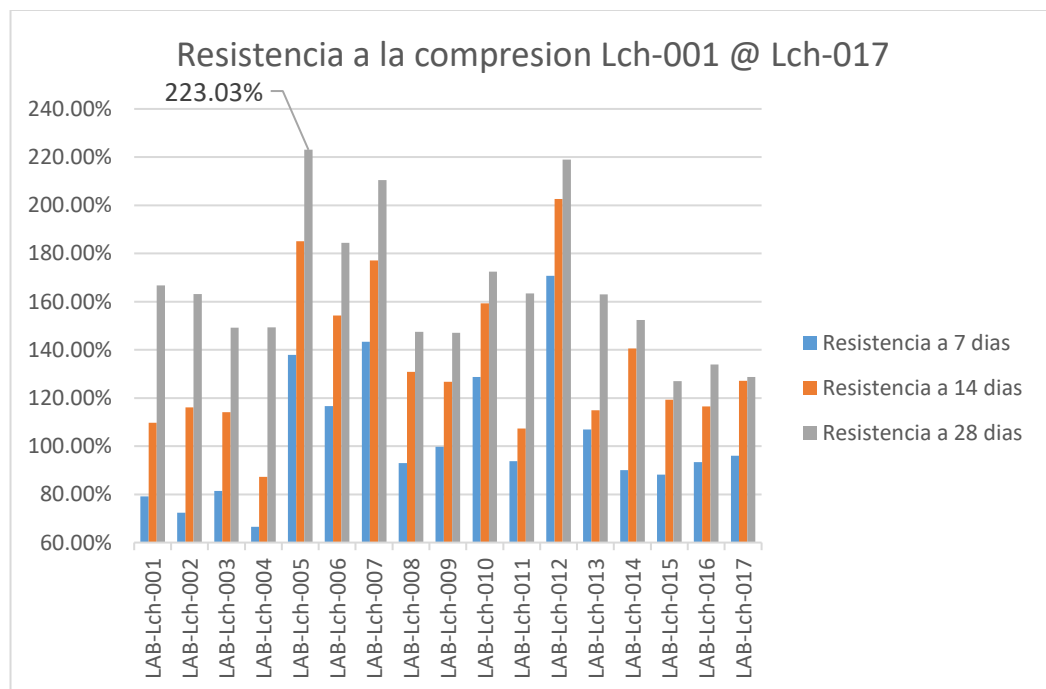


Figura 30. Resultado a compresión simple de la lechada
Fuente: Elaboración del autor.

4.5 Diseño y metodología adoptada para la excavación del túnel en suelo

Teniendo las características y condiciones del terreno que atravesara el túnel cv-203, debemos tomar en cuenta la problemática de inestabilidad del suelo, para ello

tomamos como: metodología constructiva NATM, que proporciona un soporte seguro inmediato y económico en túneles, en materiales incapaces de mantenerse por sí solos (Suelo). Por ello se detalla en el Anexo H, plano CMC 04-014A, las estructuras de soporte en todo el tramo del túnel cv-203 ejecutados.

4.5.1 Sección del túnel cv-203 en suelo

Para la ejecución del túnel cv-203 para su proceso constructivo se ha seleccionado la sección típica. Ver figura 31, en suelo areno limoso no consolidado sin cohesión.

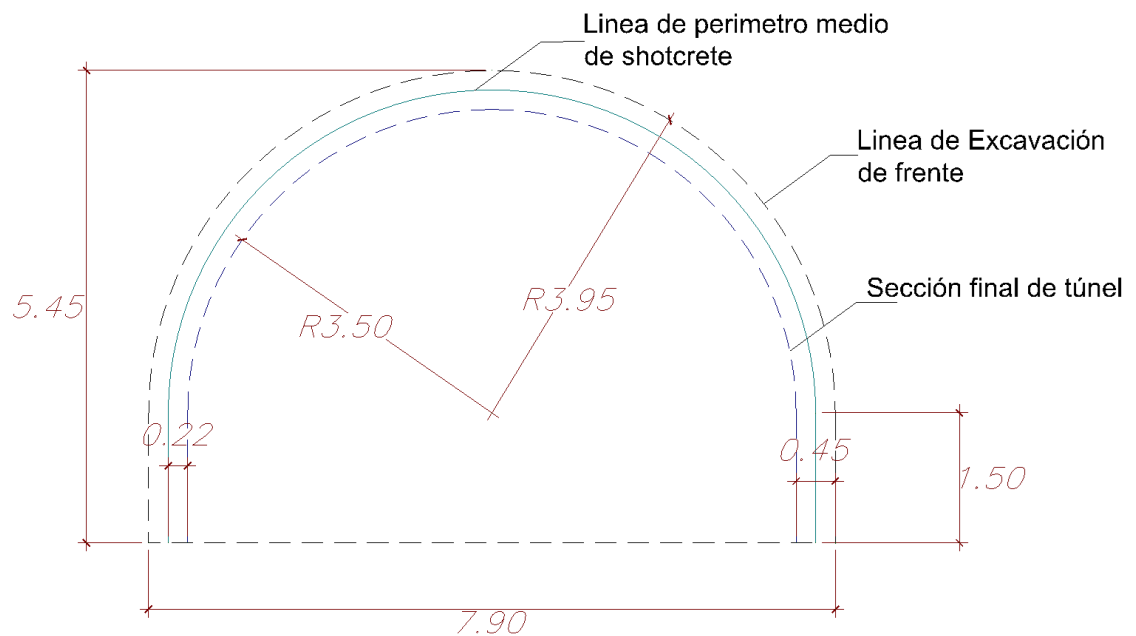


Figura 31. Sección típica de perfil de acabado del túnel.

Fuente: Elaboración del autor.

4.5.2 Pre-dimensionamiento del sostenimiento según Terzaghi

Para el pre-dimensionamiento se considera los valores de caga recomendados por Terzaghi (1946). Para el cual se efectúa el siguiente procedimiento de cálculo.

Paso 01. Se considera una carga básica para la roca suelta (Suelo)

$$H_p = 1.1 * (B + H_t)$$



Dónde:

B = Ancho del túnel

H_t = Altura del túnel

Según recomendación de Terzaghi (1946), Deere (1970) esta medida se aplica en roca muy fracturada (Suelo).

Secciones del túnel cv-203 son: B = 7.90 m y H_t = 5.45 m; como resultado obtenemos:

$$H_p = 1.1 * (7.90m + 5.45m)$$

$$H_p = 14.7m$$

Paso 02. Se determina la carga litostática vertical de la siguiente manera;

$$Pv = \gamma * H_p$$

$$Pv = 1.935 \text{ TM/m}^3 * 14.7m$$

$$Pv = 28.445 \text{ TM/m}^2$$

Paso 03. Calculamos la carga ejercida sobre el marco reticulado (Cercha) o longitud de avance máximo de 1.0 m

$$W = (Pv) * (\text{avance})$$

$$W = 28.445 \text{ TM/m}^2 * 1.0 \text{ m}$$

$$W = 28.445 \text{ TM/m}$$

Paso 04. La fuerza normal se obtiene en función al radio interno del túnel (3.5m)

$$N = W * R$$

$$N = 28.445 \text{ TM/m} * 3.95m$$

$$N = 112.4 \text{ TM}$$

Paso 05. La tensión que interactúa sobre el shotcrete preventivo, para un ancho de excavación de 1 m, con un espesor t:



$$S = \frac{N}{A} < S_{adm}$$

S_{adm} , tensión de rotura a soportar el shotcrete a edades tempranas como 4 MPa (400 TM/m²) de 0 a 4 hrs de fraguado en su etapa como sostenimiento preventivo de inmediato, tiempo requerido para su estabilidad del suelo para esta sección-frente y >16 MPa pasadas a 24 hrs de fraguado.

$$t > \frac{N}{S_{adm} * 1 \text{ m}}$$

$$t > \frac{112.4 \text{ TM}}{400 \text{ t/m}^2 * 1 \text{ m}}$$

$$t = 0.28\text{m}$$

Espesor de sostenimiento máximo empleado en la sección y frente del túnel es de 0.25 y 0.30 m, zonas de superficies irregulares en su excavación o perfilado, donde cumple de manera óptima para su estabilidad del suelo.

4.5.3 Diseño metodológico estructural según Cemal Biron et al.

El diseño según Biron et al, parte de las teorías de Terzaghi (1946), esta metodología es mucho más analítica y detallada que toma en consideración el perfil de la viga y su resistencia. Para el cálculo de la carga que debe soportar la cercha. A continuación el procedimiento de cálculo con datos detallados en el Anexo F, plano de cercha reticular tipo H-1.

Paso 01. Calculamos la carga que debe soportar la cercha, por encima del túnel,

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

$$q_t = 0.75 * 7.9\text{m} * 1.94 \text{ Ton/m}^3 * 0.85\text{m}$$

$$q_t = 9.8 \text{ Ton/m}$$

Paso, 02, procedemos a calcular las reacciones en los puntos de apoyo A_y y B_y , con el



siguiente anunciado.

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

$$A_y = B_y = \frac{(0.785 * 5.3m + 0.666 * 3.8m) * 9.1719 \text{ ton/m} (3.8m)^3}{0.666 * (1.5m)^3 + \pi * 3.8m * (1.5m)^2 + 4 * 1.5m * (3.8m)^2 + 1.57 (3.8m)^3}$$

$$A_y \text{ y } B_y = 9.85 \text{ Ton}$$

Dónde: Medidas de la cercha reticular H-1; Formin

$$h' = \text{Altura, } 1.5 \text{ m.}$$

$$r = \text{radio externo, } 3.8 \text{ m.}$$

Paso 03, para el diseño de arcos rígidos, es necesario conocer el momento máximo.

Para tal se obtiene de la derivada de la ecuación (A) con respecto a α , y se iguala a cero como se tiene:

$$\frac{\partial M}{\partial \alpha} = \cos \alpha (q_t r^2 \text{sen} \alpha - A_y r) = 0 \dots\dots\dots$$

$$\cos \alpha = 0 \dots\dots\dots \alpha = \frac{\pi}{2} \dots\dots\dots A$$

$$q_t r^2 \text{sen} \alpha - A_y r = 0 \dots\dots\dots$$

$$\text{sen} \alpha = \frac{A_y}{q_t r}; \dots \dots \rightarrow \alpha = \sin^{-1} \frac{A_y}{q_t r} \dots\dots\dots B$$

$$\alpha = \sin^{-1} \left(\frac{4.34 \text{ ton}}{9.8 \frac{\text{ton}}{\text{m}} * 3.8m} \right)$$

$$\alpha = 6.7^\circ$$

Paso 04, los valores de M max y de N son para valores de α de las ecuaciones

(A) y (B) como sigue:

$$M_{max} = 0.5 * 9.8 \frac{\text{ton}}{\text{m}} * (3.8)^2 - 4.34 \frac{\text{ton}}{\text{m}} (5.3m + 3.8m)$$

$$M_{max} = 31.3 \text{ ton/m}$$

$$N_{max} = -4.34 \text{ ton}$$

Paso 05, calculamos el esfuerzo admisible en acero

$$/\sigma/ = \frac{N_{max}}{A} + \frac{M_{max}}{W_x}$$
$$/\sigma/ = \frac{4.34 \text{ ton}}{0.2124 \text{ m}^2} + \frac{31.3 \text{ ton}\cdot\text{m}}{0.00153 \text{ m}^3}$$
$$/\sigma/ = 20459.3 \text{ ton/m}^2$$

De tal manera calcularemos la capacidad de carga a soportar a espaciamientos de 0.70, 0.60, .085 y 0.90 m, que fueron instalados como se aprecia en la tabla 28, los espaciamientos varían según recomendación geomecánica por la calidad del suelo y se modifican mediante un red line aprobada por supervisión, que especifica en el Anexo I-1 e I-2, a mayor espaciamiento mayor carga en la clave y menor esfuerzo admisible del acero.

Tabla 28 Capacidad de carga a Soportar de las cerchas

Elemento	Esp. de la Cercha (m)	qt (ton/m)	A _y , B _y (ton/m)	α °	M máx. (ton/m)	N máx. (ton)	/σ/ (ton/m ²)
Cercha	0.60	6.9	3.06	6.7	42.9	3.06	28043.5
Cercha	0.70	8	3.6	6.8	38.2	3.6	25009.8
Cercha	0.85	9.8	4.34	6.7	31.3	4.34	20459.3
Cercha	0.90	10.3	4.6	6.7	28	4.6	18942.4

Fuente: Elaboración del Autor

4.5.4 Dimensionamiento de Paraguas (SpillingBar)

El sostenimiento con pernos Autoperforantes sistema Dywi-drill R-38 en forma de paraguas en la bóveda del túnel, Ver figura 32, esta tiene la función de estabilizar el terreno circundante o encampane de la parte superior a rupturas eventuales o colapso durante la excavación como una viga horizontal. Ver Anexo I-3, recomendación. Red Line que se dio para determinar la estabilidad del túnel debido a la mala calidad del terreno. Ver Anexo M, panel fotográfico sección 13 y 14, instalación de spilling Bars. La carga uniformemente distribuida que gravita sobre el micropilote, puede estimarse de

manera aproximada con. Guía para el proyecto y la ejecución de micropilotes en obras de carretera. Ministerio de Fomento de España, 2005.

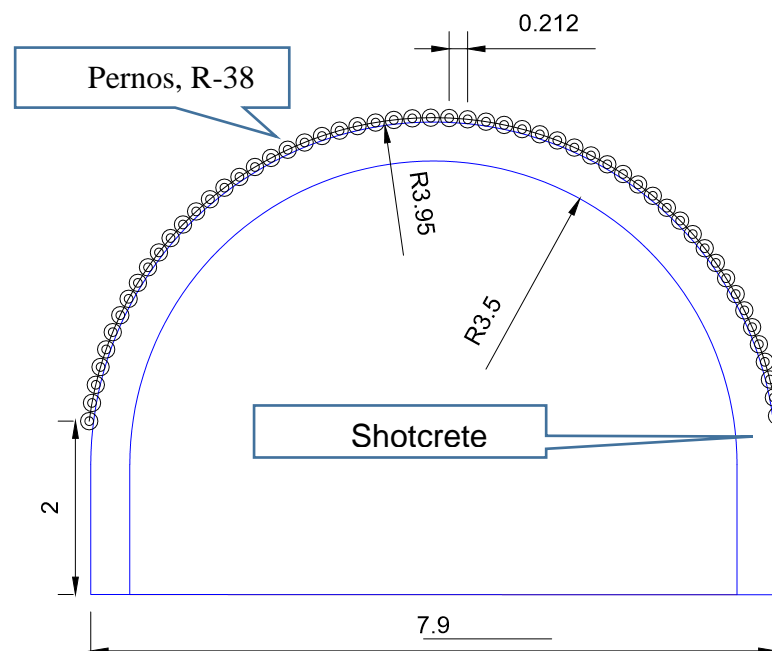


Figura 32. Perfil típico de instalación de pernos R38, túnel cv-203
Fuente: Elaboración del autor.

4.5.4.1 Cálculo de longitud de SpillingBars para el túnel cv-203

Para poder encontrar el Momento flexionante M_{ed} y la fuerza cortante V_{ed} estimada para el diseño a partir de una longitud de diseño de cada micropilote considerada como una viga “ Ld ” y una carga de diseño “ qd ” calculada (donde q es la carga del terreno que gravita sobre cada perno R-38 y multiplicada por un coeficiente de seguridad). Donde los pernos en forma de paraguas puedan considerarse como una situación intermedia entre una viga bi-articulada y bi-empotrada, tanto el momento como el cortante máximos son el promedio de ambas. A continuación procedemos a calcular y ver tabla 29 para las características del micropilote en forma de paragua. Ver Anexo I-3, Red Line.

Una característica de relevancia es que los pernos en forma paraguas (SpillingBar) actúan como protección por encima de la bóveda del túnel cv-203, que mejora la calidad del relleno detrítico no consolidado inyectado desde superficie con pernos de

consolidación, es decir: en esta zona se tendrá una doble consolidación o mejoramiento de calidad del relleno.

Tabla 29 Características del micropilote en forma de paraguas (*SpillingBar*)

Características del Perno y lechada, $A/c=0.485$	Unidades	
Pernos Autoperforantes, sistema DiwyDrill	R38 - 550	
Diámetro nominal	38.0	mm
Diámetro externo real	37.8	mm
Diámetro interno promedio	19.0	mm
Área de la sección transversal nominal	800	mm ²
Brocas en forma de arco y cruz	51	mm
Peso Nominal	5.85	Kg/m
Carga de fluencia nominal	400	KN
carga ultima nominal	500	KN
Resistencia a la fluencia	530	N/mm ²
Resistencia ultima	670	N/mm ²
Módulo de elasticidad del acero	210,000	Mpa
Módulo de elasticidad lechada de cemento	19780	MPa
Resistencia a la compresión de la lechada $F'c$	20	Mpa

Fuente: Elaboración del Autor y catálogos DSI

Paso 01. Se considera una luz de 1.0 metros, para avances de 0.8m a 1m, más una pérdida de longitud de apoyo de las paraguas (Traslapes promedio de 2 m). Con esta carga se estima el momento flector y fuerza cortante de los pernos paragua, el cual se modela como una viga horizontal “ L_d ” por encima de la bóveda del túnel donde:

L_d Longitud de cálculo de cada micropilote R-38

L_a Longitud de avance de excavación

L_f Longitud de frente de excavación

L_e Longitud elástica del micropilote



$$L_d = L_a + L_f + 1.2L_e$$

$$L_d = 2.10\text{m}$$

Paso 02. Calculamos la longitud de avance de la excavación, que corresponde generalmente la separación entre las cerchas sostenidas del frente de excavación del túnel cv-203.

$$L_a = 0.8\text{m}$$

Generalmente la distancia del frente a la cercha son de 0.8 a 1.0m, pero en este caso tomaremos que en mayoría de casos se tomaron distancias de 1.0m para poder tener mayor espacio para la instalación de refuerzos de acero corrugado de 3/4" de ϕ , ASTM A706.

Paso 03. La longitud del frente de excavación, en planta debe determinar con respecto a la horizontal (Piso) con ángulo de 80° de inclinación del frente de excavación que corresponde a pendiente del túnel a 17.63% (10°), para ello determinamos con:

$$L_f = 5.45 \text{ m} * \text{ctg} (80^\circ)$$

$$L_f = 0.61 \text{ m}$$

Paso 04. La longitud elástica del micropilote considerándolo empotrado en el terreno se calcula de la siguiente forma.

$$L_e = \left(\frac{3 * 0.020 \text{ MPa m}^4}{2 \text{ MPa}} \right)^{0.25}$$

$$L_e = 0.41\text{m}$$

Paso 05. La rigidez a flexión del micropilote. En este caso equivale la suma de las rigideces a flexión de la lechada y el perno autoperforante.

Donde:

$E_p I_p$	La rigidez a flexión del micropilote
E_c	Módulo de elasticidad de la lechada
I_c	Momento de inercia de la sección de lechada



Ea Módulo de elasticidad del acero

Ia Momento de inercia de la sección de acero

$$E_p I_p = E_c I_c + E_a I_a$$

$$E_p I_p = 19780 \text{MPa} * 6.39712 \text{E-}09 \text{m}^4 + 21 \text{E}4 \text{MPa} * 9.38189 \text{E-}08$$

$$E_p I_p = 0.020 \text{MPa} * \text{m}^4$$

Paso 06. Finalmente obtenemos la longitud de cada micropilote en forma de paragua por encima de la bóveda del túnel cv-203 como una viga de pre-sostenimiento.

$$L_d = 1.0\text{m} + 0.61\text{m} + 1.2 * 0.42\text{m}$$

$$L_d = 2.10\text{m}$$

Paso 07. La carga que gravita sobre cada micropilote puede determinarse, a modo de primera aproximación, mediante la siguiente expresión, multiplicada por constante de FS de 1.5 para obtener la carga mayorada (qd).

Donde:

q Carga de terreno en la zona de influencia

γ_{ap} Peso específico del terreno

h altura del terreno que gravita (a efectos de cálculo)

S Espaciamiento de los micropilotes

qd Carga mayorada

$$q = \gamma_{ap} * h * S$$

$$q = 1.94/\text{m}^3 * 8 \text{m} * 0.20\text{m}$$

$$q = 3.104 \text{TM}/\text{m} * 1.5$$

$$\mathbf{qd = 4.7 \text{Ton}/\text{m}}$$

Donde la altura de encampane a superficie es $H=8\text{m}$ y espaciamiento de los pernos 0.20m

Paso 08. A continuación se determina el momento flector (M_{ed}) y el esfuerzo cortante (V_{ed}), donde resulta la consideración de una situación intermedia entre la viga biarticulada y la bi-empotrada por encima de la bóveda del túnel cv-203

$$M_{ed} = \left(\frac{4.7 \frac{TM}{m} * (2.1m)^2}{10} \right)$$

$$M_{ed} = 2.0 \text{ ton/m}$$

$$V_{ed} = \frac{4.7 \frac{TM}{m} * 2.10 m}{2}$$

$$V_{ed} = 47.80 \text{ KN} * 0.101972$$

$$V_{ed} = 5.0 \text{ ton}$$

4.5.5 Soporte con cerchas reticulares o lattice girders de 4 barras

El soporte con estructuras metálicas tipo H1 es de suma importancia en el proceso constructivo del túnel cv-203, suministrados por la empresa fortificación minera “Formin”, para la construcción del túnel cv-203 a continuación características de la cercha. Ver tabla 30 y Anexo F, para detalle sobre las especificaciones de la estructura metálica y Anexo J-1 y J-2, para su especificación técnica de catálogo DSI.

Tabla 30 Características Básicos de la Cercha reticular tipo H1

Características de Cercha reticular	Dimensión
Aceros corrugados Grado 60, ASTM 706, NTP 341.031	3/8", 3/4" y 1"
Pernos, Tuercas, Arandelas de grado 5, ASTM A325	1 1/4" x 3"
Placa Base	300 x 240mm ²
Placa de Empalme	250 x 250 mm ²
Soldaduras GMAW (MIG 80% Ar, MAG 20% CO2)	
Altura de la Cercha	5100 mm
Ancho	5275 mm
Radio Interno	3600 mm
Radio Externo	3800 mm
Distanciador	5/8"

Fuente: Elaboración del Autor

La instalación de la cercha tipo H1, es esencial para la estabilidad del túnel cv-203 en cuajone. Su comportamiento es vital como estructura principal en el soporte combinados otras estructuras que van a garantizar la estabilidad el túnel cv-203. Por lo tanto se instalaron un total de 128 unidades de cercha reticulares en todo el tramo de 101.02 m de longitud del túnel cv-203, a espaciamientos descritos. Una característica importante es que son estructural livianos al instante del ensamblado, a continuación el proceso de instalación de la cercha H1. Ver Anexo I-1 e I-2 Red Lines.

Paso 01, Ver figura 33, este proceso cumple el perfilado de la sección del túnel cv203 para su estabilidad preventivo con shotcrete.

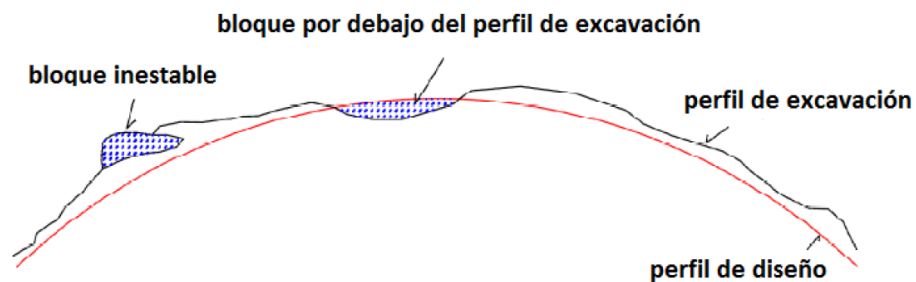


Figura 33. Perfil de la excavación del túnel (Hjálmarsson, 2011)

Fuente: Elaboración del Autor

Paso 02, Ver figura 34, para asegurar el desprendimiento o subsidencia del relleno no consolidado se procede al gunitado inmediato con shotcrete, como sostenimiento preventivo toda la sección y frente del túnel cv-203.

Posteriormente instalamos los pernos paraguas o spillingBar R-38-550, que tiene la finalidad de consolidar la bóveda del túnel, éstas son inyectados con lechada de cemento por encima de la cercha ante eventuales rupturas de subsidencia que funcionan como vigas por la parte del techo con longitud de 6m. que mejoran la calidad del relleno detritico no consolidado, para asi evitar el desprendimiento de material de la voveda del túnel cv-203.

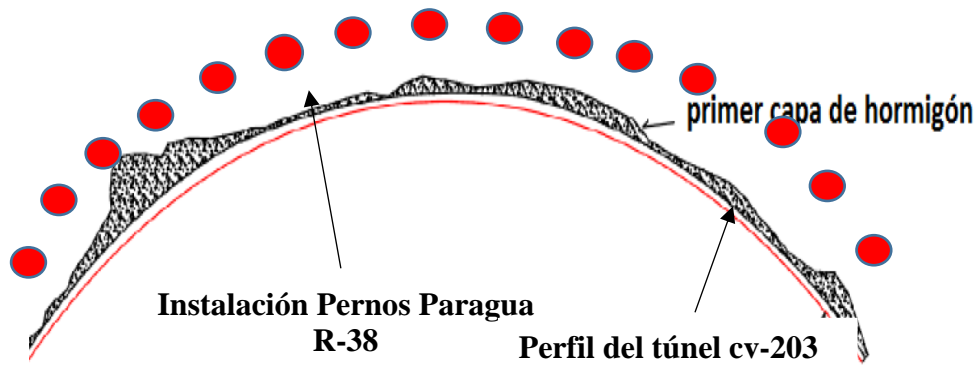


Figura 34. Shotcrete preventivo en la sección (Hjálmarsson, 2011)
Fuente: Elaboración del Autor

Paso 03, Ver figura 35, las cerchas reticulares son instalados a espaciamientos sugeridos por geomecánica, después del shotcrete preventivo. Una cercha viene en 03 partes; 02 hastiales y 01 corona, estas se ensamblan en una cancha y son llevados al túnel cv-203, posteriormente se levanta con Telehandler Manitou. Para asegurarse de que la cercha está en la posición correcta, debe ser revisada por topografía.

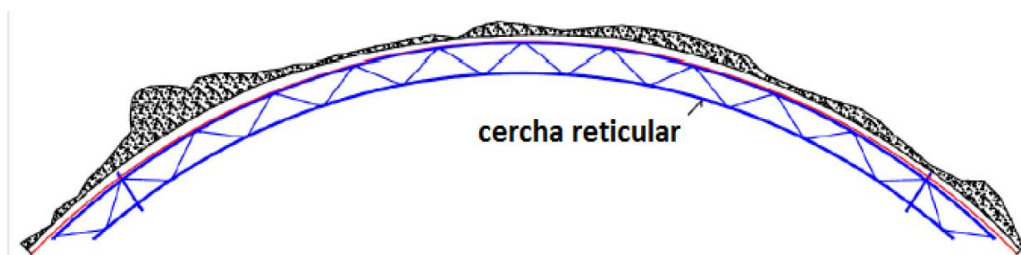


Figura 35. Instalación de la cercha, (Hjálmarsson, 2011)
Fuente: Elaboración del Autor

Paso 04, las cerchas deberán ser fijados sobre una base sólida de concreto (pies), para evitar el desplazamiento y hundimiento, a la vez son soldadas con distanciadores (barras de acero) a la anterior cercha instalada, ver Anexo M, panel fotográfico sección 5, posteriormente se añade mallas electrosoldadas 4x4-W2.9xW2.9, por detrás de la cercha en dos capas, la cual añade fuerza tensional, tanto para el hormigón proyectado entre las cerchas y también con la transferencia de carga con la cercha; después del revestimiento

final. Finalmente se refuerza con acero corrugado de $\frac{3}{4}$ " de diámetro en toda la sección del túnel a espaciamientos de 20 cm c/u, con traslapes de 0.40 m y estas serán liberados por el control de calidad de Cumbres S.A y M3 ingenieros.

Paso 05, ver figura 36, en esta etapa procedemos al gunitado de shotcrete para cubrir los espacios vacíos de la sobre excavación y cubrir la malla y así formar una viga sólida para su estabilidad. En esta ronda, la viga está solo parcialmente incrustada en hormigón proyectado, para evitar que la viga se sobrecargue con hormigón proyectado no curado que no es capaz de sostenerse por sí misma. Ver Anexo M, panel fotográfico sección 6.



Figura 36. Gunitado de Shotcrete, (Hjálmarsson, 2011)
Fuente: Elaboración del Autor

Paso 06, ver figura 37, el resentimiento final es gunitado con shotcrete con fibra sintética (sikaFiber), 0.45m de espesor para así formar una columna sólida para su estabilidad del túnel cv-203. Ver Anexo M, panel fotográfico sección 07.

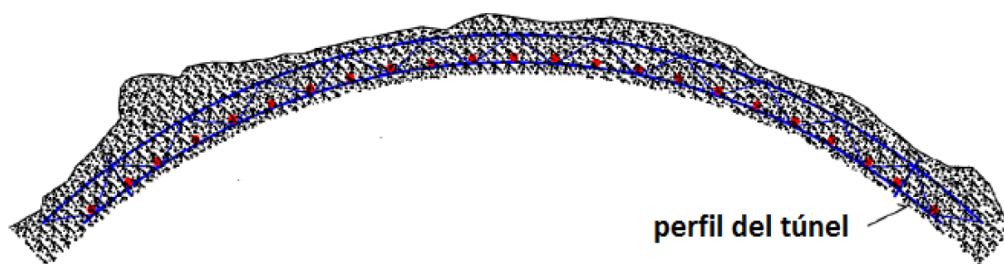


Figura 37. Revestimiento final, (Hjálmarsson, 2011)
Fuente: Elaboración del Autor

4.5.5.1 Evaluación de carga sobre el soporte

En esta etapa obtendremos los cálculos de cargas de soporte y su factor de seguridad con cerchas reticulares, gunitados con shotcrete $f'c$ 300 kg/cm², para ello



clasificaremos el tramo del túnel cv-203 en zonas A y B a profundidades diferentes de 8m y 15m, con respecto a la superficie.

Para poder calcular las cargas a soportar estas estructuras de estabilidad nos enfocaremos a la determinación de la metodología de (Carranza torres, M. Diederichs, 2009) en su artículo científico “Mechanical analysis of circular liners with particular reference to composite supports. For example, liners consisting of shotcrete and steel sets”.

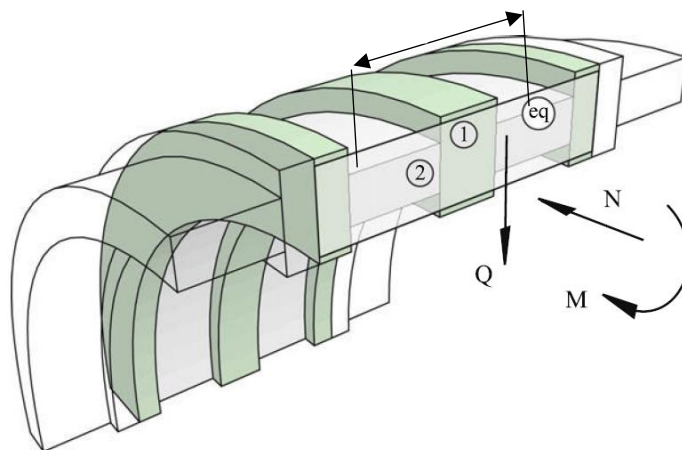
Una vez obtenida las características geomecánicas del suelo y estructuras de soporte también se evaluará las fuerzas que actuarán sobre el soporte y se evaluarán las fuerzas internas que se desarrollarán, para tal fin.

En un diseño de túnel típico en el que el soporte consiste en conjuntos de acero incrustados en hormigón proyectado, necesitamos conocer la contribución de cada uno de estos elementos de soporte y poder ajustar el número y las dimensiones de cada uno para acomodar las cargas impuestas en el revestimiento. Estas cargas se obtienen a partir de análisis numéricos en los que los "elementos de viga" se unen al límite del túnel, el empuje axial “N”, los momentos de flexión “M” y las fuerzas de corte “Q”.

Los elementos de viga constituyen el "soporte del túnel" y que interactúan con el material circundante para limitar la convergencia del túnel. Por otro lado, los pernos de roca actúan como "refuerzo de túnel", ya que cambian las propiedades mecánicas de la masa de roca que rodea el túnel. Por lo tanto, es posible realizar un análisis numérico de un túnel reforzado por medio de pernos y apoyado por medio de un revestimiento compuesto.

El problema a analizar en la Figura 38, que involucra una sección del revestimiento final compuesto de ancho “b” y espesor “teq” que comprende “n” conjuntos de acero y “n” unidades de hormigón proyectado: tenga en cuenta que si existen “n” unidades de

cada material a lo largo del ancho “b”, esto es equivalente a decir que las unidades están espaciadas en $s = b / n$. Se supondrá que cada una de las unidades '1' y '2' se caracterizará por los coeficientes de compresibilidad D1 y D2 y por los coeficientes de flexibilidad K1 y K2, respectivamente. El espesor “eq” se calculará a partir de los coeficientes D1, D2, y K1, K2 de las dos unidades de la siguiente manera, para detallar el artículo científico de Carranza torres, M. Diederichs, 2009.



*Figura 38 Distribución de momentos “M”, fuerza axial “N” y fuerza de corte “Q”,
(1) Cercha, (2) shotcrete y espesor (eq).
Fuente: Carranza Torres, 2009.*

4.5.5.2 Cálculo de diagramas de capacidad del soporte

Para calcular el FS de los elementos de soporte del túnel cv-203 se recomienda, hacer el uso de un gráfico entre la relación de capacidad estructural de los elementos de soporte del momento flector vs la capacidad a la fuerza axial; de tal manera para cumplir el Factor de seguridad mínimo de los elementos, los momentos ejercida sobre el soporte deben encontrarse dentro del diagrama de interacción del soporte, para el cálculo de los elementos de soporte, se sugiere la metodología planteada por Carranza Torres (2009).

Según el análisis de Carranza Torres (2009), el límite de la fuerza y momento flector del soporte estarán asociado con su resistencia ultima a compresión y tensión,

relacionando este a un valor de FS. Los valores límite de capacidad estarán definidos por las siguientes ecuaciones.

$$M_{cr} = \mp \frac{I \sigma_c - \sigma_t}{t FS}$$

$$N = - \frac{|M| A t \sigma_c A}{2I FS}$$

$$N = \frac{|M| A t \sigma_t A}{2I FS}$$

Donde I es el momento de inercia de la sección transversal del elemento, FS es el factor de seguridad evaluado, σ_c es la resistencia a compresión del elemento, σ_t es la resistencia a tensión, “ A ” representa el área de la sección transversal y “ t ” el espesor del elemento.

ZONA A. Denominaremos esta zona con antecedentes geomecánicos mencionados en el apéndice 4.2.4 descritos como relleno areno limoso no consolidado con bloques de roca volcánica traquita de la progresiva 7 + 441.00 hacia adelante; donde el túnel se encuentra a una profundidad de 8.0m de excavación a superficie.

De acuerdo la evaluación de soporte recomendado para un ancho “ b ” de 0.6 m, de espaciamiento que comprende una cercha de la anterior con espesor (eq) de 0.45 a 0.50m de shotcrete (revestimiento final, no incluye el shotcrete preventivo), se presenta la tabla 31. Los valores de los momentos y fuerza axial que interactúan en la estructura de soporte a factores de seguridad de 01, 1.5 y 2 respectivamente.

Tabla 31 Capacidad de soporte para km 7 + 441 a 7 + 494.60

FS	CERCHA H-1		SHOTCRETE	
	Moment (MN/m)	Fuerza Force (MN)	Momento (MN/m)	Fuerza Axial (MN)
FS = 1.0	0.0782	-0.23364	0.845438	8.9775
	0	0.8496	0	20.25
	-0.0782	-0.23364	-845438	8.9775
	0	-1.31688	0	-2.2
	0.0782	-0.23364	0.845438	8.9775
FS = 1.5	0.0521333	-0.15576	0.563625	5.985
	0	0.5664	0	13.5
	-0.0521333	-0.15576	-0.563625	5.985
	0	-0.87792	0	-1.53
	0.0521333	-0.15576	0.563625	5.985
FS = 2.0	0.0391	-0.11682	0.22719	4.48875
	0	0.4248	0	10.125
	-0.0391	-0.11682	-0.22719	4.48875
	0	-0.65844	0	-1.1475
	0.0391	-0.11682	0.22719	4.48875

Datos obtenidos por modelamiento con Phase02 v8.0

Fuente: Elaboración del Autor

A continuación hacemos una comparación de fuerzas de momentos actuantes que intervienen para el soporte del túnel cv-203, donde detallamos a continuación en tabla 32. Fuerzas máximos y mínimos.

Tabla 32 capacidad de soporte para el túnel cv-203

	FUERZAS ACTUANTES	
	MIN	MAX
Fuerza Axial	6.84 ton	117.8223 ton
Momento de flexión	-10.18 ton/m	4.3 ton/m
Momento de Corte	-39.2 ton	51.6 ton

Datos obtenidos en Phase02 v8.0

Fuente: Elaboración del autor

ZONA B. esta zona será denominada según nuestro estudio de la progresiva 7 + 494.60 a 7 + 510.10, lo cual inicia con el afloramiento de macizo rocoso de traquita volcánica por el hastial izquierdo. Ver Anexo G-2 plano CMC-203-GEO-015A, Para evaluar la

resistencia del macizo rocoso utilizaremos el criterio de generalizado de Hoek-Brown, usando el software RocData versión 4.0. Se determina los parámetros de entrada para un GSI de 37, UCS 55 MPa, mi 25 y su factor de disturbancia de 0.2 para este caso de túnel cv-203; con resultado. Ver tabla 33, a continuación.

Tabla 33 *Parámetros de resistencia de la roca*

Traquita fluidal	Módulo de Young (E) Mpa	Ø (°)	Cohesión, Mpa
	2982.62	60.46	0.198

Datos obtenidos con software RocData V, 4.0
Fuente: Elaboración del autor

Soporte recomendado para esta zona es óptima con factores de seguridad dentro del rango, ver tabla 34, para un ancho “b” de espaciamiento 0.80 m entre cerchas y espesor “eq” de 0.45m de shotcrete como revestimiento final

Tabla 34 *Capacidad de soporte para km 7+494.60 a 7+510.10*

FS	CERCHA RETICULAR H-1		SHOTCRETE	
	Moment (MN/m)	Axial Force (MN)	Moment (MN/m)	Axial Force (MN)
1.0	0.0782	-0.23364	1.04375	9.975
	0	0.8496	0	22.5
	-0.0782	-0.23364	-1.04375	9.975
	0	-1.31688	0	-22.5
1.5	0.0782	0.23364	1.04375	9.975
	0.052133	-0.15576	0.695833	6.65
	0	0.5664	0	15
	-0.052133	-0.15576	-0.695833	6.65
2.0	0	-0.87792	0	-1.7
	0.052133	-0.15576	0.695833	6.65
	0.0391	-0.11682	0.521875	4.9875
	0	0.4248	0	11.25
2.0	-0.0391	-0.11682	-0.521875	4.9875
	0	-0.65844	0	-1.275
	0.0391	-0.11682	0.521875	4.9875

Datos obtenidos en Phase02 v8.0
Fuente: Elaboración del autor



4.5.6 Pernos de consolidación superficial parara el túnel cv-203.

La consolidación del suelo relleno areno limoso no consolidado se ejecuta mediante la perforación de pernos R32-N, sistema DywiDrill e inyección de lechada de cemento $A/C = 0.485$ más un plastificante expansor intraplast PE de 850 gr/bls, un producto de Sika, ver Anexo E, dosificación del producto. La perforación que inicia en la progresiva 7+457.55 en la fila “A” a un espaciamiento de 1.2m del siguiente perno, con 08 columnas perforadas en esta fila. Ver anexo H. Plano de consolidación desde Superficie, donde detalla la distribución de los pernos autoperforantes con un total de 456 taladros perforados, 8,232.60 mtrs de longitud perforados y 233,366.00 litros de lechada de cemento inyectados. Ver anexo H-1, cantidad total de pernos y lechada en litros (lts).

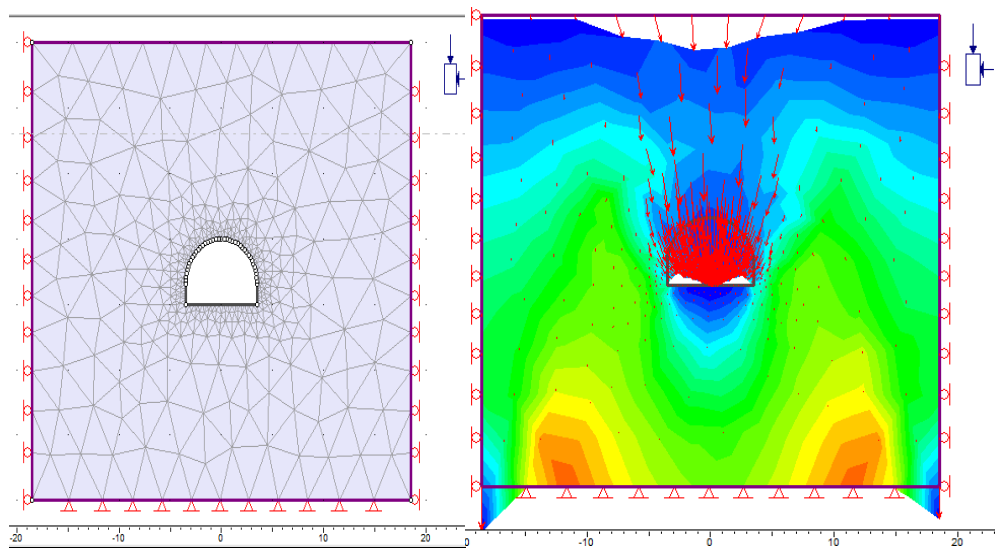
La idea principal es consolidar la bóveda del túnel desde superficie con columnas de pernos por encima de 01m de perfil de línea de excavación con el fin de mejorar la calidad del relleno ver figura 39. Esta medida de estabilización del relleno se da mediante una recomendación 4 de la carta “CAR-052” enviada a CMC. Ver anexo L, punto numero 04; donde precisa la técnica de inyectado y dimensionamiento del área a aplicar mediante el informe geomecanico Nro 004, Rev 0, con la modificación Red Line Nro 017 del típico sistema de soporte con pernos radiales. Ver Anexo I-4.

4.6 Diseño con MEF

La idea básica es hacer una simulación de dimensionamiento en el área de estudio y ejecución del proyecto en relleno detrítico areno-limoso no consolidado tomando los sectores más críticos atravesados por el túnel sin embargo para efectos de modelación se asumen condiciones críticas clasificados en 02 zonas a profundidades diferentes para poder analizar los esfuerzos del suelo y las estructuras de sostenimiento para su estabilidad del túnel en su proceso constructivo

El proceso de la excavación mecánica primeramente se realiza previa evaluación del departamento de geomecánica, que permita evaluar el comportamiento del suelo no consolidado. Por ello la excavación deberá hacerse con bastante cuidado, con la finalidad de evitar cualquier evento no deseado.

La secuencia de ejecución durante la excavación se detalla a continuación. La figura 39, muestra la etapa de simulación del relleno no consolidado sin ningún tipo de sostenimiento.



*Figura 39 Discretización del túnel cv-203 sin ningún tipo de sostenimiento
Fuente: Elaboración del Autor*

Como pre sostenimiento y estabilidad del relleno no consolidado se realiza la inyección única global (IU) de lechada de cemento por la parte superficie en dirección al eje de avance del túnel cv-203, mediante pernos autoperforantes R-32. Ver figura 40, con sistema Dywi-Drill como estructura de micropilotes espaciados a 1.2 m, con el único fin de estabilizar el relleno por encima de la bóveda del túnel cv-203 de 1.5 a 2.0 metros alrededor de la sección típica para su excavación mecánica. Por otro lado, en el interior del túnel cv-203 el sostenimiento preventivo se gunita con shotcrete vía húmeda con un espesor de ± 25 cm de espesor en frente y sección excavada.

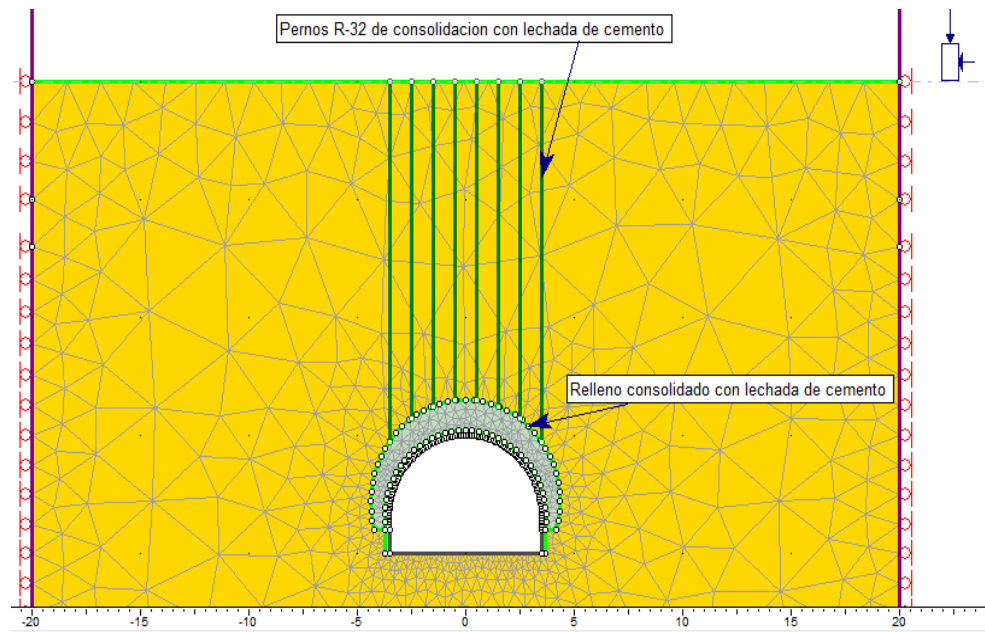


Figura 40 Inyección y consolidación del relleno por encima del túnel cv-203
Fuente: Elaboración del Autor

Para su proceso de excavación del túnel cv-203 instalaremos los micropilotes en forma de paraguas (SpillingBar) por encima de la bóveda del túnel cv-203 en la zona consolidada con lechada con la finalidad de reforzar el material consolidado y estabilizar para su excavación del túnel. Los Pernos paraguas se modelará como un material equivalente, con mejores características geomecánicas que el terreno de excavación, de acuerdo al procedimiento planteado por Hoek, en la nota publicada titulada, “Numerical modelling for shallow tunnels in weak rock” abril de 2004 y disponible en: www.rocscience.com.

Los datos de entrada para el relleno no consolidado fueron simulados por el software RocData. Ver tabla 35; aproximamos la calidad del relleno detrítico obteniendo resultados al modelamiento con sus respectivos elementos de soporte para su estabilidad del túnel cv-203. Failure Criterion

Tabla 35 Datos de entrada para el relleno no consolidado

Relleno no consolidado	Unit Weigth (MN/m ³)	Young's Modulus (Mpa)	Failure Criterion	Intact Compressive strength	Mb (Peak)	S (peak)	A (peak)
	0.0194	112	Generalized Hoek-Brown	15	0.316384	1.05E-05	0.565328

Datos obtenidos con RocData V,04

Fuente: Elaboración del autor

Enseguida continuamos con el modelamiento con Phase2 v8.0, para la progresiva 7+441.00 suelo relleno no consolidado a profundidad de 08m de superficie. Ver figura 41, con sus respectivos estructuras de reforzamiento como cercha de 04 barras a espaciamiento en este caso a 0.60 metros de la cercha anterior y espesor de sotcrete como revestimiento final de 0.45 metro (confinamiento).

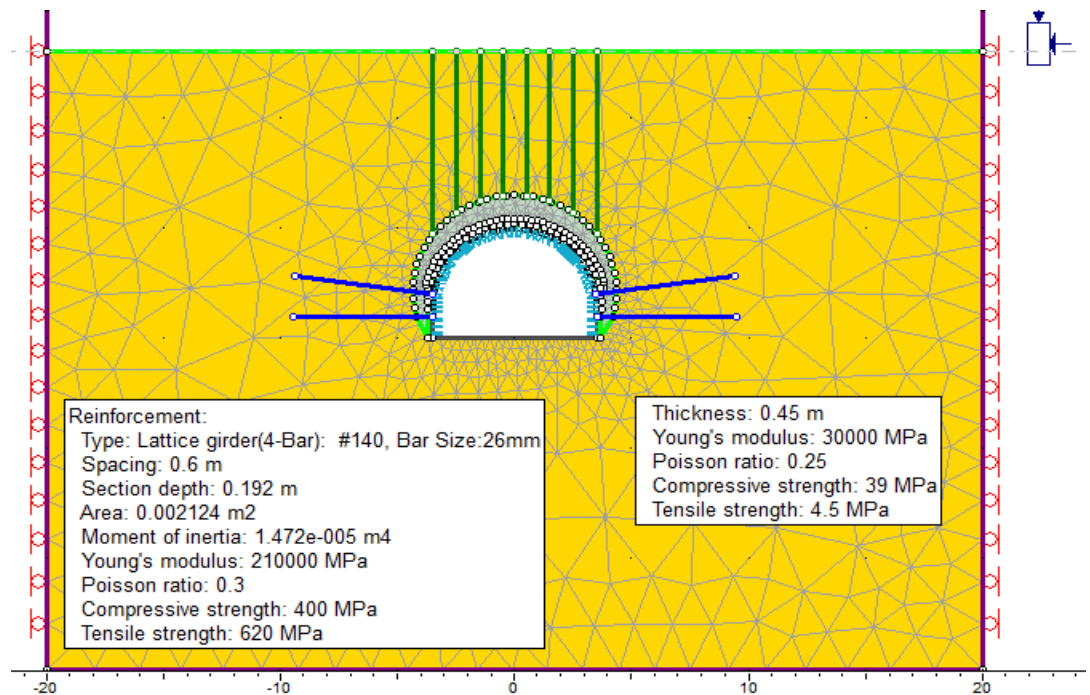
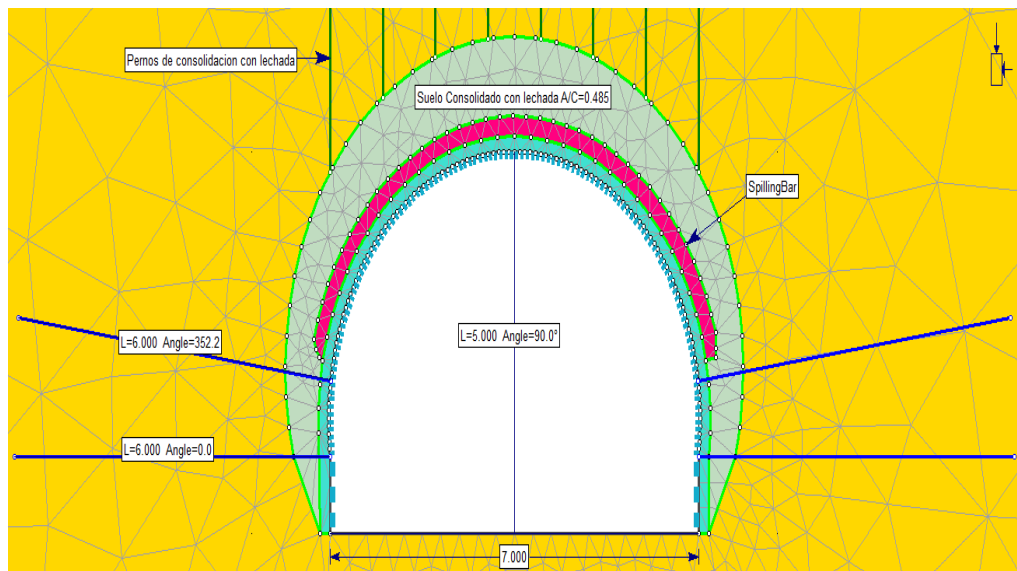


Figura 41. Esquema de soporte sección km 7+441.00.

Fuente: Elaboración del autor

Para la modelación de las secciones de análisis se emplea las recomendaciones de soporte propuestas en la etapa de evaluación preliminar y de pre-dimensionamiento, dentro de las cuales se recomienda la excavación del túnel en etapas y la instalación de pernos en los hastiales e instalación de *spillingBar* de igual manera la instalación de pernos de consolidación desde superficie con el objetivo de consolidar la bóveda del túnel y a su vez la instalación de pernos en forma de paraguas por encima de la cercha del túnel cv-203. Ver figura 42.



*Figura 42. Sistemas de soporte en suelo para km 7+441.00 a 7+475.00
Fuete: Elaboración del autor*

Finalmente hacemos un análisis de estabilidad del túnel cv-203 con sus respectivas estructuras de soporte. Con un factor de seguridad mayor a 2.53 y el menor de 1.58; donde esta zona será reforzado con concreto armado al momento de la instalación de la faja transportadora para el paso del mineral y peatonal. De tal manera el factor de seguridad se visualiza en la figura 43.

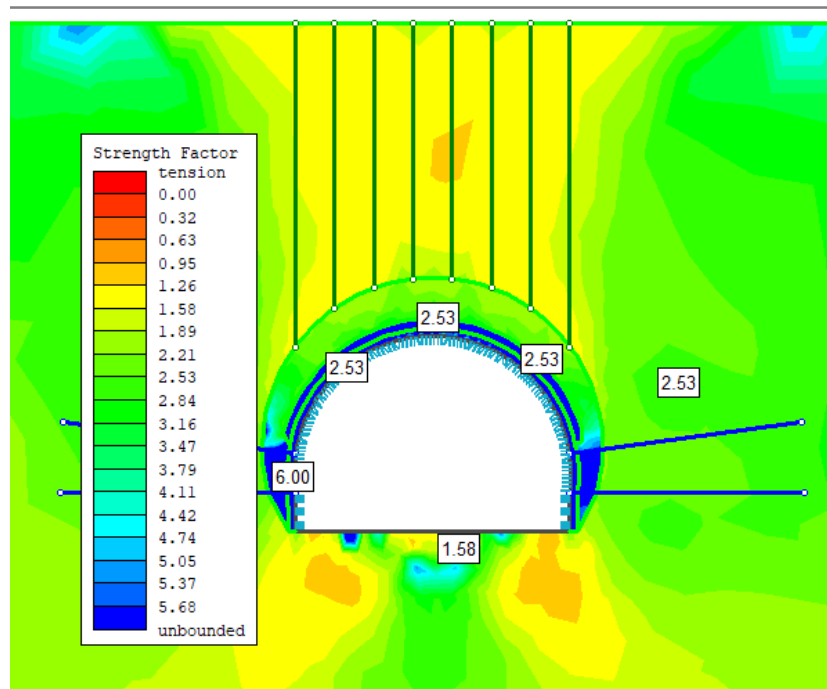


Figura 43. Visualización del factor de seguridad.
Fuente: Elaboración del autor

A continuación ver figuras 44 y 45, para una comparación de factores de seguridad mínimo recomendado 1.5 hasta 2.0, con los siguientes diagramas para la cercha y concreto con sus respectivos momentos de interacción.

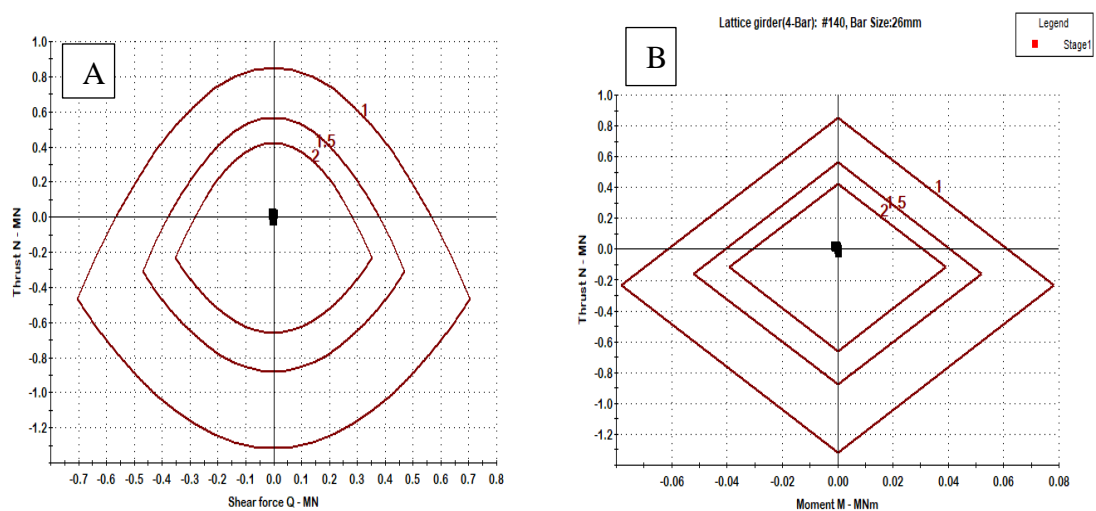
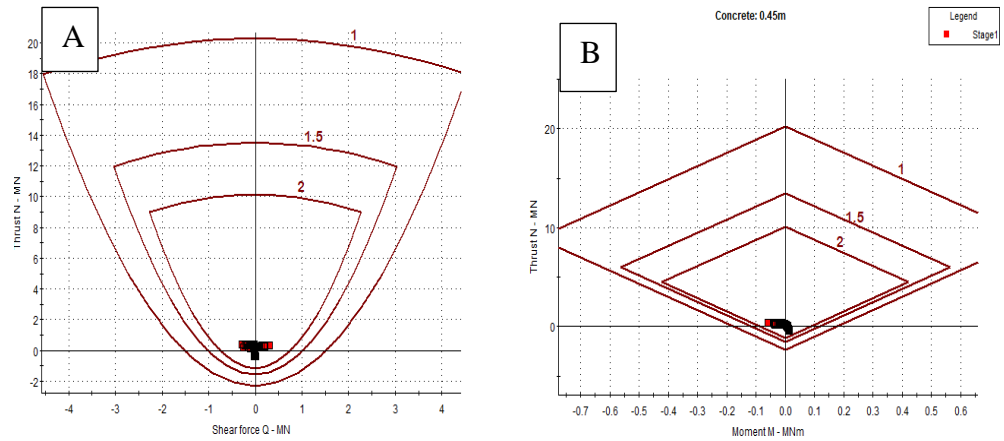


Figura 44 Diagrama de interacción para la zona con relleno, (a) fuerza cortante, (b) momento flector de la cercha H-1
Fuente: Elaboración del autor



Support Element: Shotcrete F'c 300 kg/cm²

Figura 45 Diagrama de interacción para la zona con relleno (a) fuerza cortante “Q”, (b) momento de flexión del shotcrete, “eq”=0.45m
Fuente: Elaboración del autor

El soporte para esta zona inicia con el afloramiento de macizo rocoso traquita y se hace una modelación con Phase 02 v8.0 que cubre casi todo el frente del túnel cv-203. A una profundidad de 15m de la superficie. Figura 46.

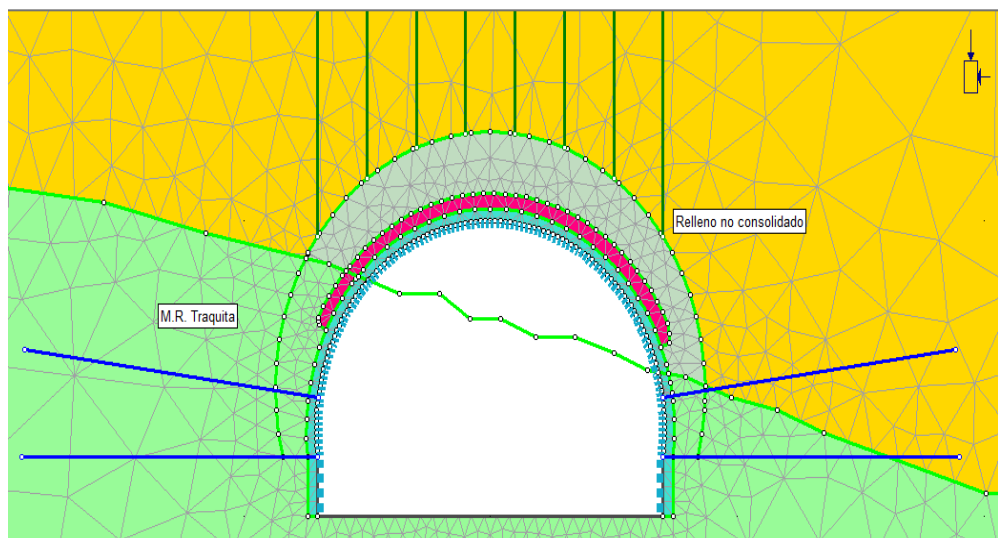


Figura 46 Sección del túnel con roca traquita km 7+495.00
Fuente: Elaboración del autor

De igual forma hacemos una visualización del factor de seguridad del terreno circundante ver figura 47, con una roca traquita y relleno detrítico no consolidado que

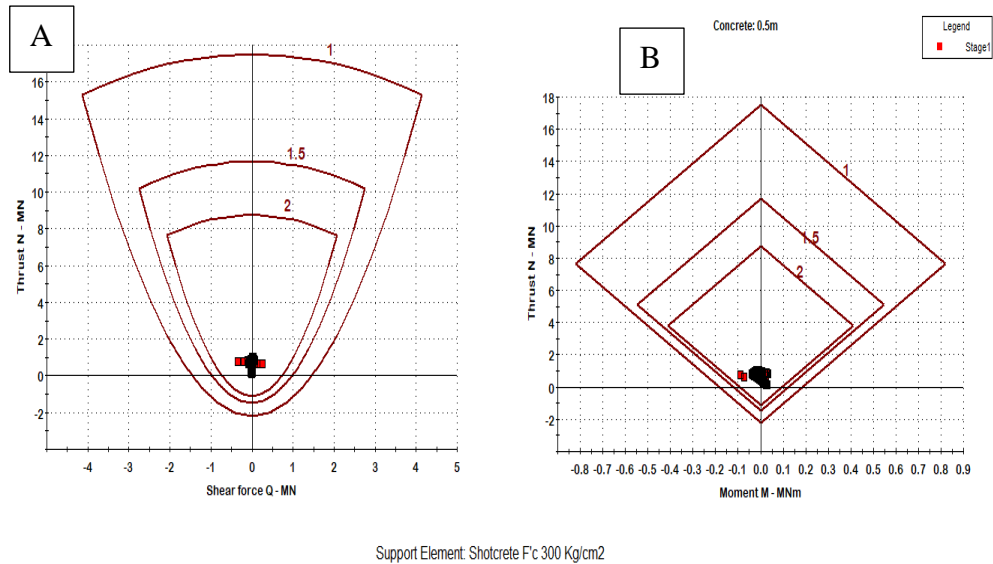


Figura 49 Diagrama de interacción para la zona traquita y relleno (a) fuerza cortante “Q”, (b) momento de flexión del shotcrete, “eq”=0.45m
Fuente: Elaboración del autor

Para obtener mayor estabilidad con los soportes recomendados daremos a dar un análisis del desplazamiento máximo del terreno para el paso de carga circundante del túnel cv-203 para ello ver figura 50, donde; notamos el desplazamiento máximo en esta zona es < 1.0 cm.

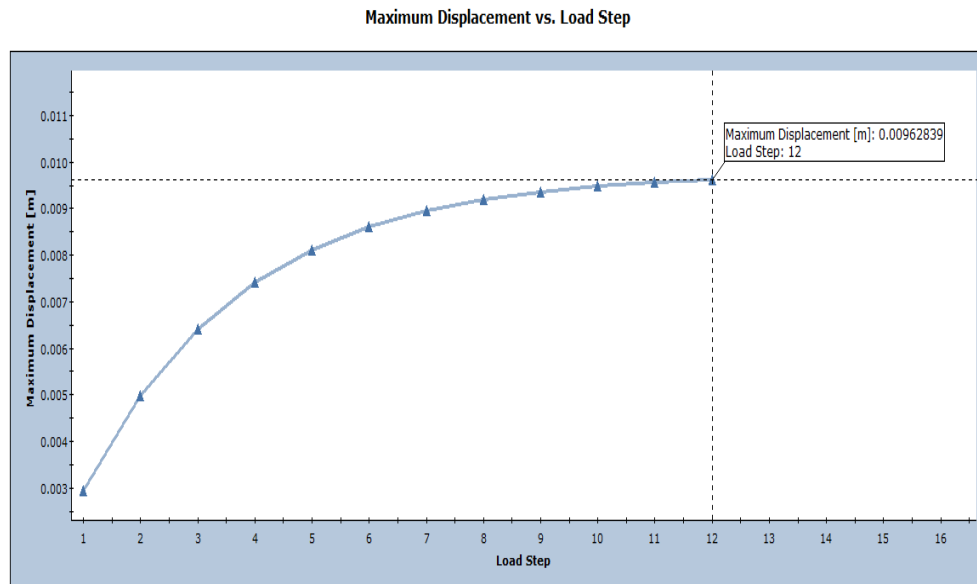


Figura 50. Desplazamiento total del terreno, para el túnel cv-203
Fuente: Elaboración del autor

Analizamos las fuerzas axiales “N” indican de -0.128025 MN hasta de 0.945 MN tal como especifica la figura 51.

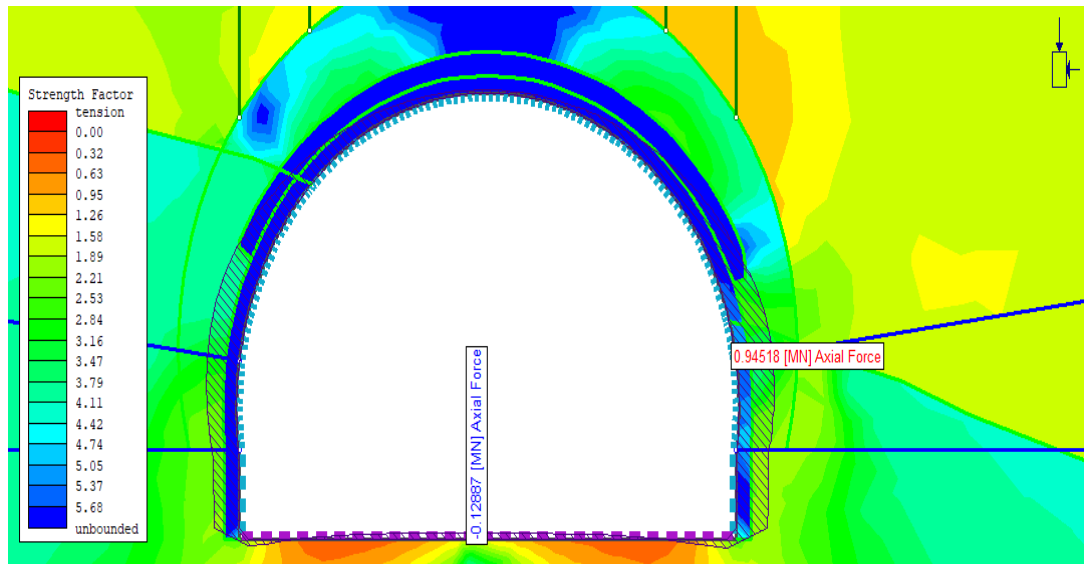


Figura 51. Fuerza axial del túnel cv-203 km 7+495.00
Fuente: Elaboración del autor

Analizamos el momento de flexión “M” para el túnel cv203 que van desde -0.0887 MN/m hasta 0.0361 MN/m, figura 52.

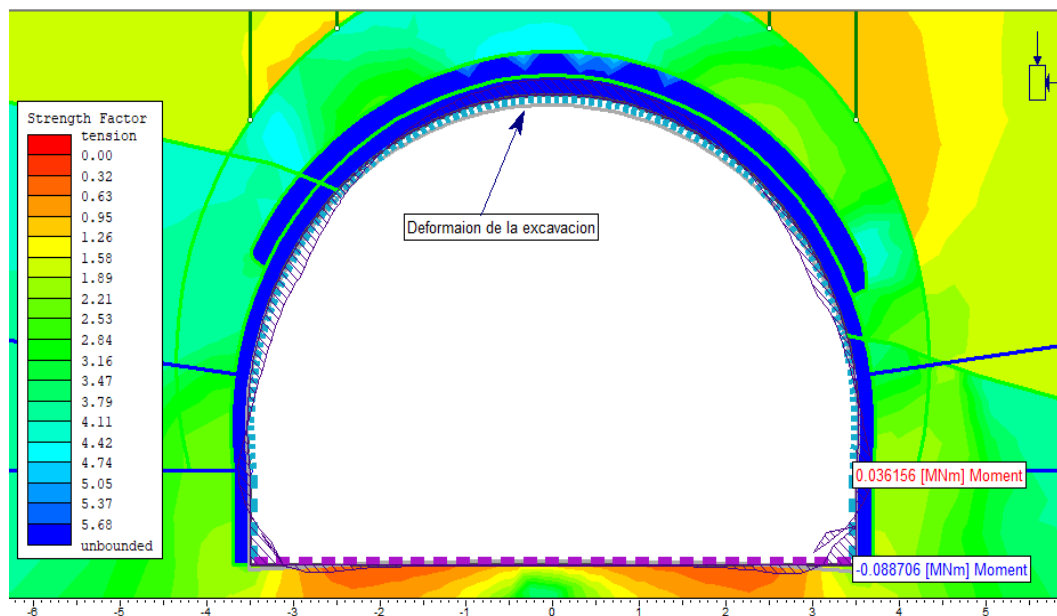


Figura 52. Momento de flexión para túnel cv-203 km 7+495.00
Fuente: Elaboración del autor

Distribución de fuerza cortante “Q” o capacidad de soporte con las estructuras recomendados y ejecutados en el túnel cv-203, a continuación figura 53; van desde -0.3593 MN hasta 0.4515 MN.

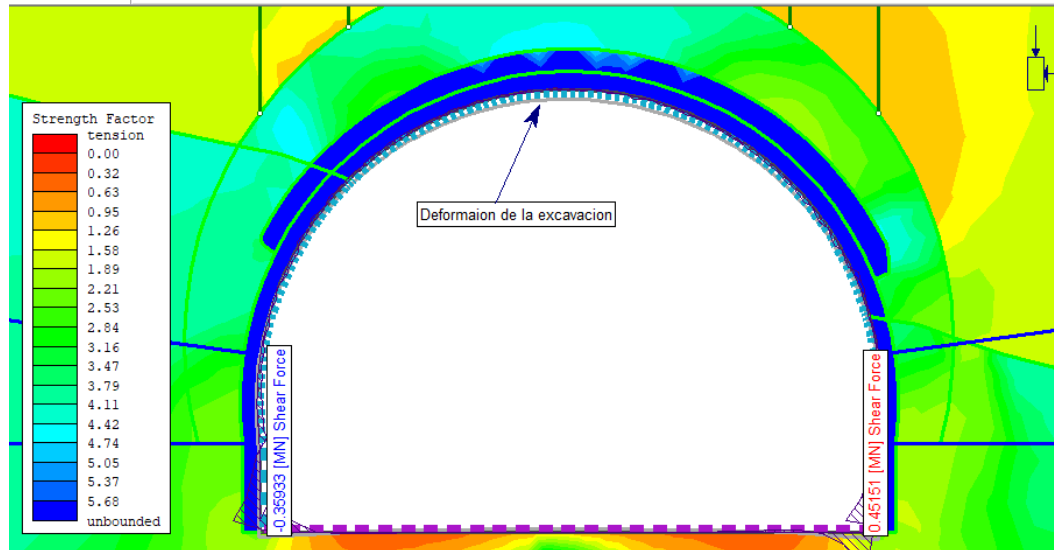


Figura 53. Fuerza cortante “Q”, para túnel cv-203 km 7+495.00
Fuente: Elaboración del autor

4.7 Control de medición de convergencias para el túnel cv-203

Las medidas de convergencia se realizó usando los 4 puntos en tramos: AB, DA, CD y BC, con cuatro lecturas por tramos, con mediciones entre los meses de setiembre a diciembre del 2016, durante la ejecución del proyecto.

La estación de convergencia consistieron en 4 puntos (A, B, C y D) por sección., la ubicación exacta de los pernos fue posicionada por el área de topografía, los puntos **A** y **B** en los hastiales, el punto **C** en la bóveda izquierda y el punto **D** en la bóveda derecha. Ver Figura 54.

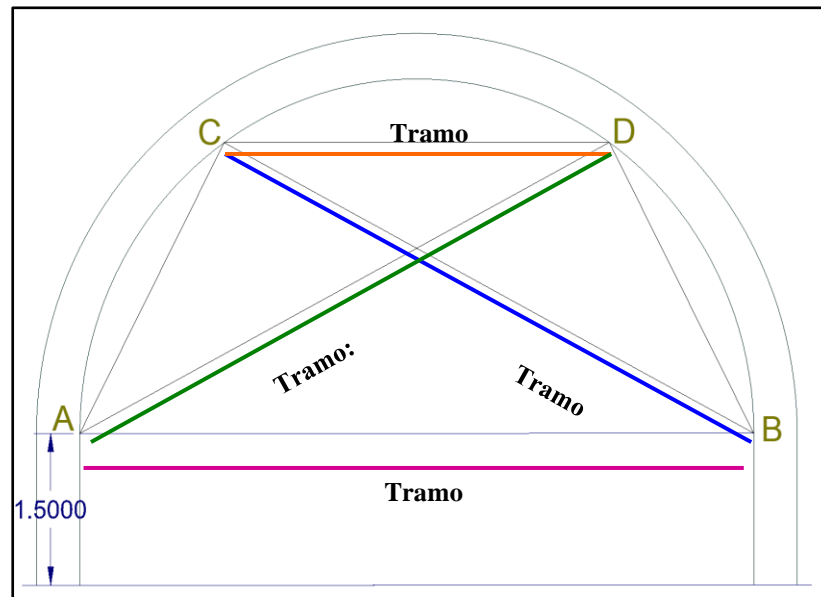


Figura 54. Ubicación de los puntos de convergencia Túnel CV-203.
Fuente: Elaboración del autor

Los resultados nos muestran que no se observó deformaciones relevantes que pudieran exceder los 10 mm, las deformaciones oscilan entre los 0.001 a 3 mm por estación después del sostenimiento y revestimiento definitivo del túnel cv-203 con sus respectivos elementos de soporte y mejora del relleno no consolidado. Ver tabla 36.

Tabla 36 Resumen de las medidas de Convergencia por Estación –Túnel cv-203

Estación	Progresiva Estación (Km)	Progresiva Estación (Km)	Distancia de excavación (m)	CONVERGENCIAS DEL TUNEL CV-203			
				Desplazamiento (mm)			
				A-B	D-A	C-D	B-C
1	7+446.00	7+534.00	88.00	1.2894	1.2359	1.2834	1.4420
2	7+454.00	7+534.00	80.00	2.0938	-0.0889	-0.0069	1.7555
3	7+460.00	7+534.00	74.00	-0.8034	-2.5400	-1.3251	0.6386
4	7+466.00	7+534.00	68.00	0.3048	-1.6023	-0.2302	0.9277
5	7+472.00	7+534.00	62.00	2.4068	2.7464	-1.3978	-0.8478

Fuente: Oficina Técnica, CMC 2016.

A continuación el control de convergencias con respecto al frente excavación del túnel con los soportes finales. En la estación km 7+446 a 7+534, dando resultados en la figuras 55 y 56 con respecto a distancia y tiempo.

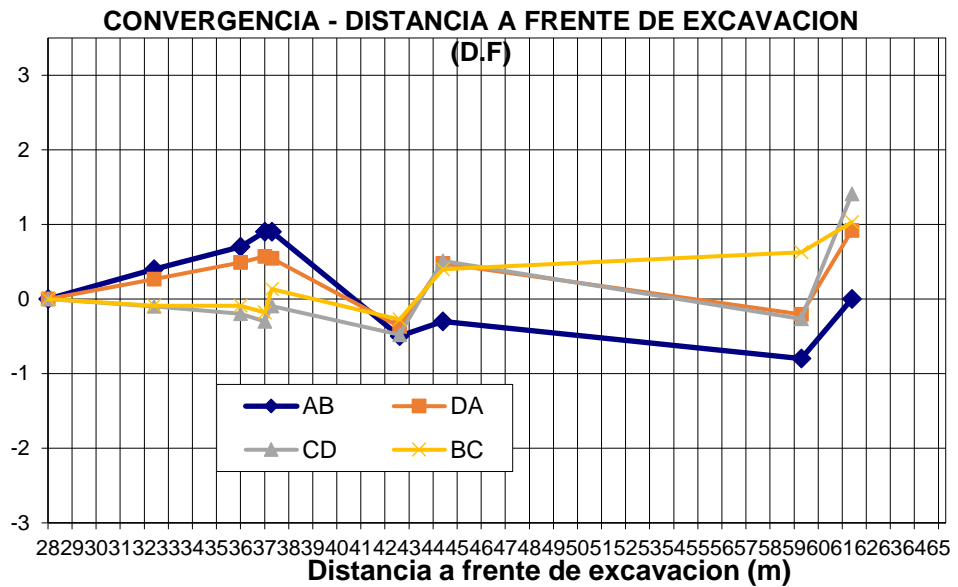


Figura 55. Convergencia vs frente de excavación, túnel cv-203
Fuente: Oficina Técnica CMC S.A.C. 2016.

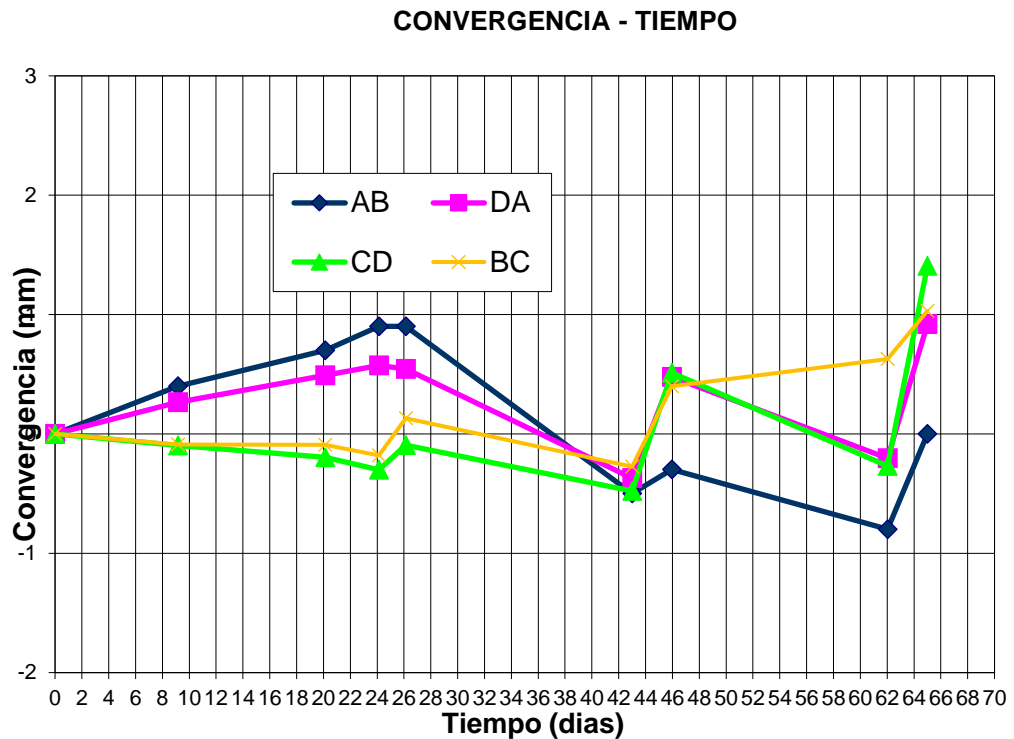


Figura 56 Convergencia vs tiempo de excavación, túnel cv-203
Fuente: Oficina Técnica CMC S.A.C. 2016.

4.8 Discusiones

En la investigación realizada “Comportamiento de roca blanda en un túnel de exploración diseñado con el sistema Q” que realizó Quispe A. (2012), hace una comparación de deformación con la medición de convergencias lecturados durante la excavación del túnel según el análisis numérico con Phase 02, la deformación no fue mayores a 7.8 mm.

En esta investigación “Diseño estructural y construcción de túnel cv-203 en el Proyecto Mejora Tecnológica Cuajone. La medición del desplazamiento por convergencias en los 5 puntos es menor a 3 mm y el desplazamiento del terreno con un análisis numérico Phase 02 es de 09 mm, donde estos resultados obtenidos se sujetan a la tesis de Quispe Aronés (2012).

En la investigación realizada “*Diseño de sostenimiento en el Túnel Wayrasencca – Ollachea*” ejecutada por Soto Vilca (2016). Las características estructurales y geológicas de la zona de estudio determinaron la clasificación de roca RMR 89 que van desde clase V hasta clase II, con valores totales de 27 a 77, bajo un suelo fluvio glaciario con densidades que varían desde 1.86 TM/m³ a 2.12 TM/m³, con Angulo de fricción entre 33.65 a 37.5. Dichas clasificación determinaron el tipo de sostenimiento a utilizar.

Para la factibilidad en el diseño estructural y construcción del túnel cv-203 en Proyecto Mejora Tecnológica Cuajone, la clasificación geomecánica estructural y geológica determinó el RMR con valoración desde 19 a 45 de tipo de roca V hasta IIIB e ISRM de F4, A6, R2 en un relleno detrítico no consolidado arenoso limoso de compacidad media a suelta con 1.94TM/m³ de densidad y una cohesión nula. Esto hace posible el Diseño de soporte estructural mediante la implementación de métodos empíricos, analíticos, numéricos y observacional, en conjunto estos métodos se complementan, en sus falencias y limitaciones, que permiten una apreciación más próxima a la realidad del



comportamiento de la excavación, los métodos empíricos permiten un predimensionamiento general del soporte a emplear, los métodos analíticos realizan una evaluación general de la interacción suelo soporte a presentarse de acuerdo al predimensionamiento llevado a cabo en la etapa anterior lo que permite un ajuste preliminar del soporte, los modelos numéricos, permiten evaluar con mayor detalle los factores que influyen en el comportamiento de la excavación de túneles, finalmente, el método observacional, permite el ajuste definitivo del diseño, basado en la verificación de las hipótesis asumidas en etapas anteriores. Definidos en su investigación por: Arias D., & Díaz W. (2016). Tesis de Maestría “*Diseño y construcción de túneles de ladera: Colombia*” Universidad Santo Tomás, Bogotá, Colombia.



V. CONCLUSIONES

1. El monitoreo geomecánico estructural y geológico determinaron las clasificaciones de roca RMR que van desde 19 a 45 e ISRM, F5-F4, A6-A3, R1-R4, en un relleno detrítico no consolidado, emplazado sobre roca volcánica Traquita fluidal. Dichas clasificaciones determinaron el tipo de sostenimiento a usar según recomendaciones de Bieniawski, Romana y Rabcewicz, en tramos de 4.60m, tipo IIIB, 10.0m tipo IVA, 50.70 m tipo IVB y 34.82m tipo V en todo el tramo de la excavación del túnel cv-203.
2. Para lograr nuestros objetivos de trabajo se emplea el Nuevo Método Austriaco de construcción de túneles, bajo un relleno detrítico no consolidado con bloques de roca volcánica traquita desde el portal de ingreso km 7+441.00 a 7+542.02 que precisa toda excavación es sostenida de inmediato, con shotcrete preventivo en sección y frente con espesor no menor de 0.25 m y final de 0.45m, bajo este criterio se instalan las cerchas reticulares a espaciamientos de 0.6m a 0.95m con un total de 128 unidades en 101.02 metros de longitud , reforzados con acero de $\frac{3}{4}$ de pulgada de \emptyset grado 60 a espaciamientos de 0.20m, con doble malla electrosoldada 4x4-W2.9xW2.9, instalación de geodren miradrain en piso de ambos hastiales, instalación de 02 bulones previa inyección con lechada de cemento A/C. 0.485 en ambos hastiales a espaciamiento de 1.5m al igual con la perforación de 456 taladros con pernos autoperforantes desde superficie que consolidan toda la bóveda con total de 8 232,60 metros perforados y 233 366,00 litros de lechada. Instalación de Spillingbars como vigas horizontales por encima de la línea de excavación con una capacidad de soporte 4.7 ton/m cada columna de perno paragua. Resistencias compresión simple del shotcrete a 28 días de curado hasta 508 kg/cm² y con respecto lechada con 446 kg/cm².



3. La medición del desplazamiento por convergencias convergencias son menores a 3mm, estos puntos fueron medidos en 05 puntos a diferentes distancias del frente de excavación y medidas con una estación total Leica de igual manera el desplazamiento del terreno a paso de carga según el modelamiento con software Phase02 v8.0 son 9mm, siendo esta unidad no un factor que pueda alterar el factor de seguridad del túnel cv-203 ni la capacidad de fuerza axial de 117.82.23 ton, momento de flexión de 4.3 ton/m y fuerza cortante de 51.6 ton.
4. Las características geomecánicas en el túnel cv-203 fueron medidas e identificados en el área de estudio donde: todo el tramo del túnel se encuentra bajo un relleno detrítico no consolidado, areno-limoso con una densidad de 1.94 TM/m^3 , parte de ello inicia con un afloramiento de roca volcánica Traquita fluidal por el hastial izquierdo, a medida que se avanza cubre toda la sección del túnel cv-203. Por ello se hizo un análisis numérico con software Phase 02 v8.0 en zona “A” con relleno detrítico y zona “B” a profundidades diferentes donde el factor de seguridad mínima de 2.53 en relleno y 4.11 con traquita.



VI. RECOMENDACIONES

1. Es necesario realizar más zonas de exploración con sondeos de logeo o excavación de calicatas, para proporcionar una mayor cantidad de resultados que se aproximen al momento de la ejecución del proyecto in situ, para evitar demoras en el avance durante la construcción y cambios en el diseño estructural de sostenimiento para la estabilidad del túnel.
2. La construcción de túneles en terrenos difíciles en suelos inestables es posible con el adecuado empleo de estructuras, metodología y un estudio geomecánico bien detallado como el uso del método Austriaco y metodología de Carranza Torres que conjuntamente van ligados el aseguramiento y control de calidad para su estabilidad del terreno y así minimizando los riesgos posibles en el proceso constructivo y velando el bienestar de mano de obra calificado.
3. Continuar realizando las mediciones de convergencia periódicamente cada 15 días, debido a las condiciones geomecánicas del terreno podría ocurrir algún cambio ya que se trabajó en relleno no consolidado.
4. Para el control de estudios adicionales para el túnel cv-203 seguir monitoreo mediante el modelamiento con otras herramientas de softwares que se aproximen más al comportamiento del suelo-relleno no consolidado en terrenos difíciles.



VII. REFERENCIAS

- Aksoy, C., O, Onargan, T. (2010). The role of umbrella arch and face bolt as deformation preventing support system in preventing building damages. *Tunnelling and Underground Space Technology* 25, 553–559, doi: <https://doi.org/10.1016/j.tust.2010.03.004>
- Arias, D., Diaz, W. (2016). Tesis de Maestría en Infraestructura Vial “*Diseño y construcción de túneles de ladera*”. Facultad de Ingeniería Civil. Universidad Santo Tomas, Bogotá –Colombia.
- Carhumaca, J. (2009). Tesis de grado “*valuación y optimización del sostenimiento con cimbras en minería subterránea*”. Universidad Nacional de Ingeniería. Lima – Perú
- Carranza, C., & Diederichs, M. (2009). “*Mechanical analysis of circular liners with particular reference to composite supports. For example, liners consisting of shotcrete and steel sets*”. *Tunnelling Underground Space Technology* 24(5), 506-532. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2009.02.001>
- Castaño M., Nicolás A. (2015). Tesis de Maestría en Ingeniería Civil “*Cartilla de análisis de arcos metálicos en túneles y ábacos de diseño*”. Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito. Bogotá – Colombia
- Cemal B., Ergin A. “*Desing Support in Mines*”. Department of Mining Engineering Istanbul Technical University. Estambul 1980. Limusa. P 61-87.
- DSI, Dywidag-Systems International, recuperdo de: <https://www.dywidag-sistemas.com>
- Hjálmarsson, E. (2011). 30 ECTS thesis submitted in partial fulfilment of a *Magister Scientiarum* degree in Civil Engineering. “*Use of Lattice Girders in Sedimentary Rock*” Faculty of Civil and Environmental Engineering. Iceland



- Hoek, E., Carranza C., Diederichs, M. (2008). “*The 2008 Kersten Lecture Integration of geotechnical and structural design in tunneling*” Annual Geotechnical Engineering Conference to be held in Minneapolis. University of Minnesota USA. <https://www.rocscience.com/assets/resources/learning/hoek/2008-Integration-of-Geotechnical-and-Structural-Design-in-Tunneling.pdf>
- Hoek, E. (Abril 2004). “*Numerical modelling for shallow tunnels in weak rock*”.
- Recuperado de:
- <https://www.rocscience.com/assets/resources/learning/papers/Numerical-Modelling-for-Shallow-Tunnels-in-Weak-Rock.pdf>
- Jiménez, A. (2016). Tesis de maestría “*Sistemas de pre-sostenimiento para túneles en terrenos difíciles*”. Universidad Nacional Autónoma de México. P-38
- Marino, W. (2014). Tesis de grado. “*Evaluación del sistema estructural de la construcción del Túnel 4 del corredor vial interoceánico sur, Perú – Brasil*”. Escuela Profesional de Ingeniería Civil. Universidad Nacional del Altiplano Puno-Peru.
- Ministerio de Fomento España (2005). “*Guía para el proyecto y la ejecución de micropilotes en obras de carretera*”. Cap 3.
- Oke J, Vlachopoulos N, Diederichs MS. (2014). Numerical analyses in the design of umbrella arch systems, *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 6, 546-559, doi: <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2014.09.005>
- Quispe, Y., (2012). Tesis de Maestría “*Comportamiento de roca blanda en un túnel de exploración diseñado con el sistema Q*” Facultad de Ingeniería civil. Universidad Nacional de Ingeniería. Lima, Perú.
- Soto, C. (2016): Tesis de Grado “*Diseño de sostenimiento en el Túnel Wayrasencca Ollachea*”. Facultad de Ingeniería de Minas. Universidad Nacional del Altiplano-Puno

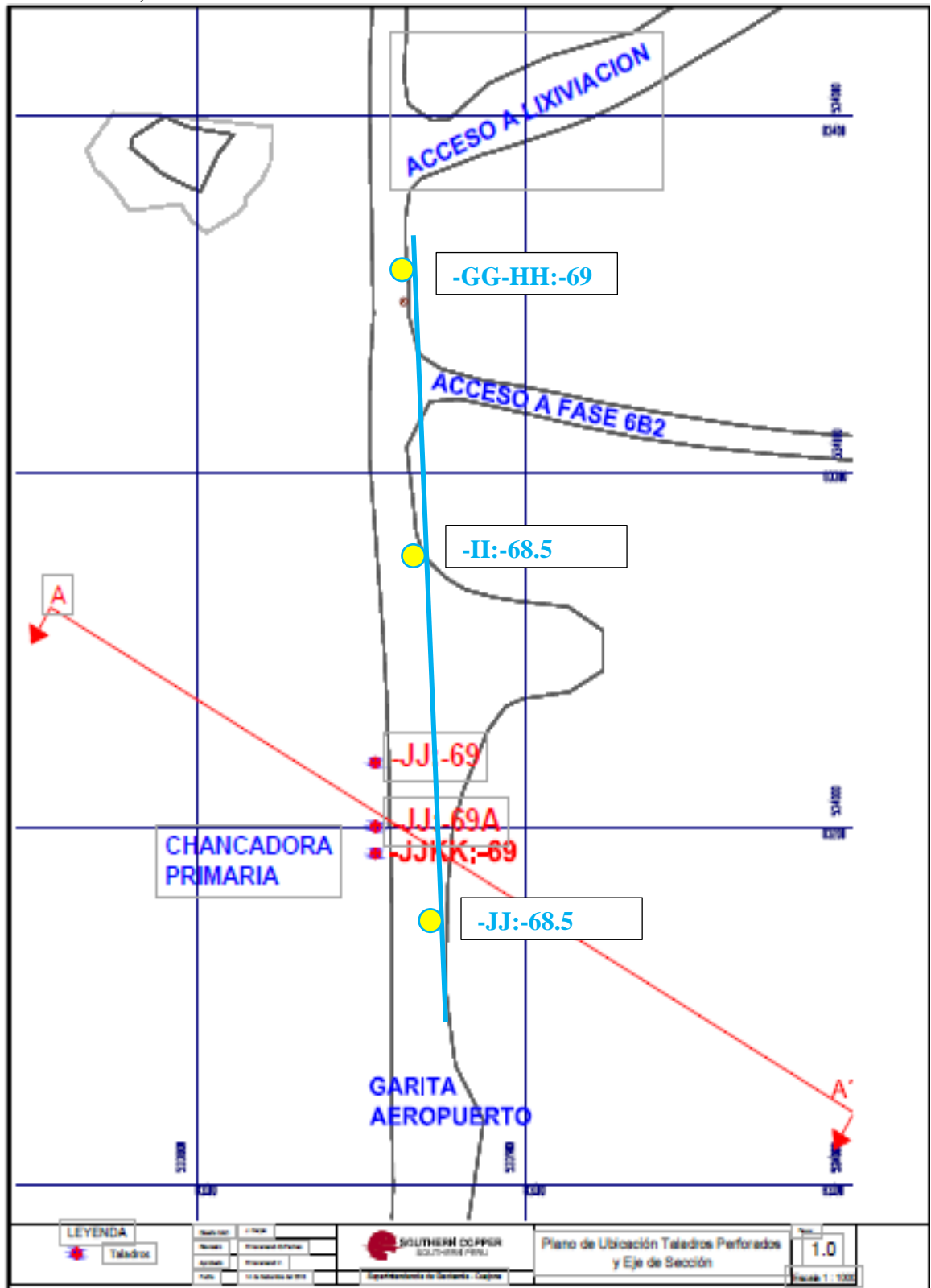


ANEXOS

EN EL PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DEL TÚNEL CV-203,
“PROYECTO MEJORA TECNOLÓGICA CUAJONE –SPCC, 2016”

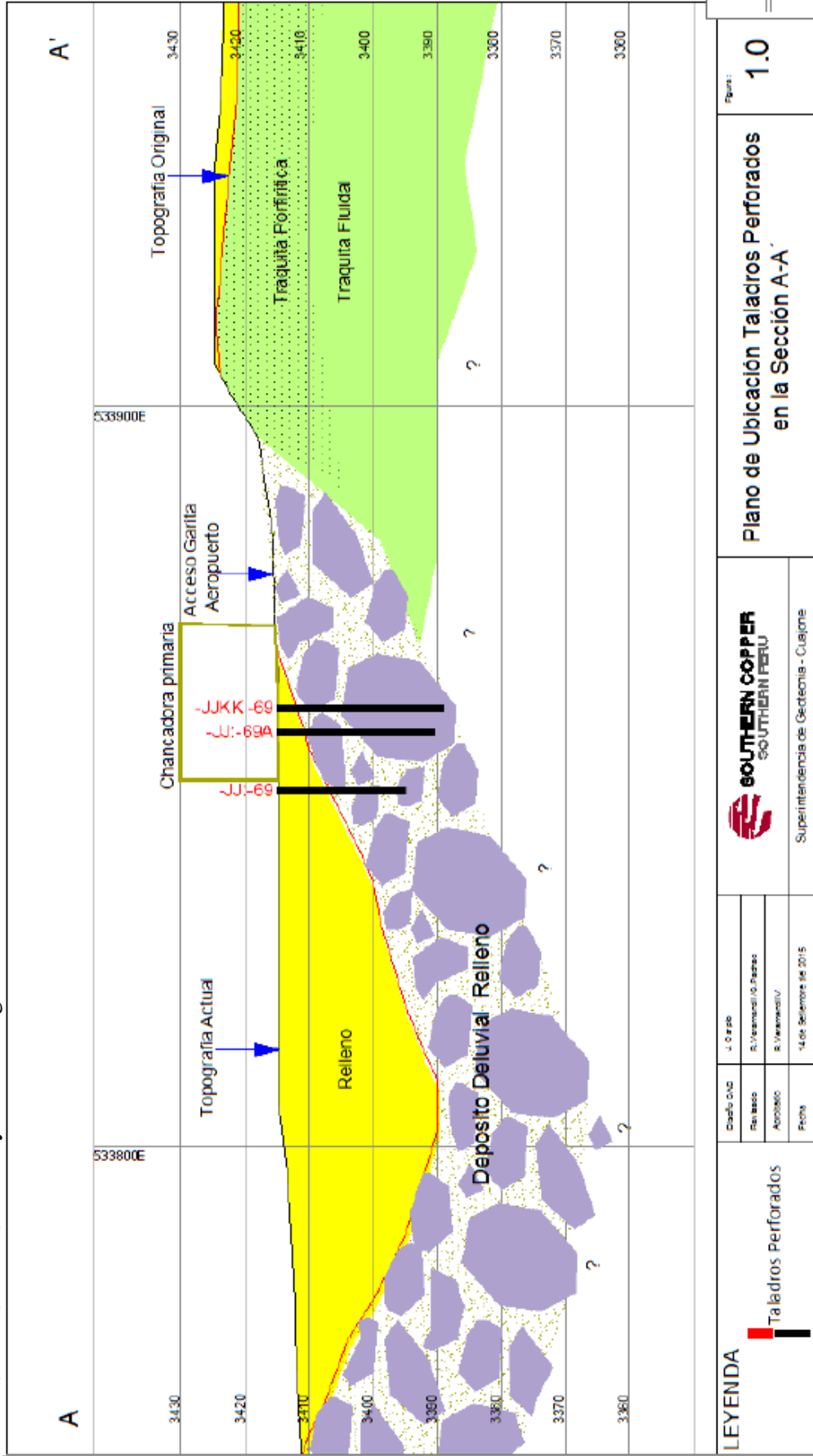
ANEXO A. Ubicación de los sondajes de primera etapa y segunda etapa

Plano topográfico donde se muestra la ubicación de los sondajes perforados -JJ:-69, JJ:-69, -JJKK:-69 con vista Sur-Este y -GG-HH:-69, -II:-68.5, -JJ:-68.5 se proyecta el eje de sección A-A', con vista Oeste.



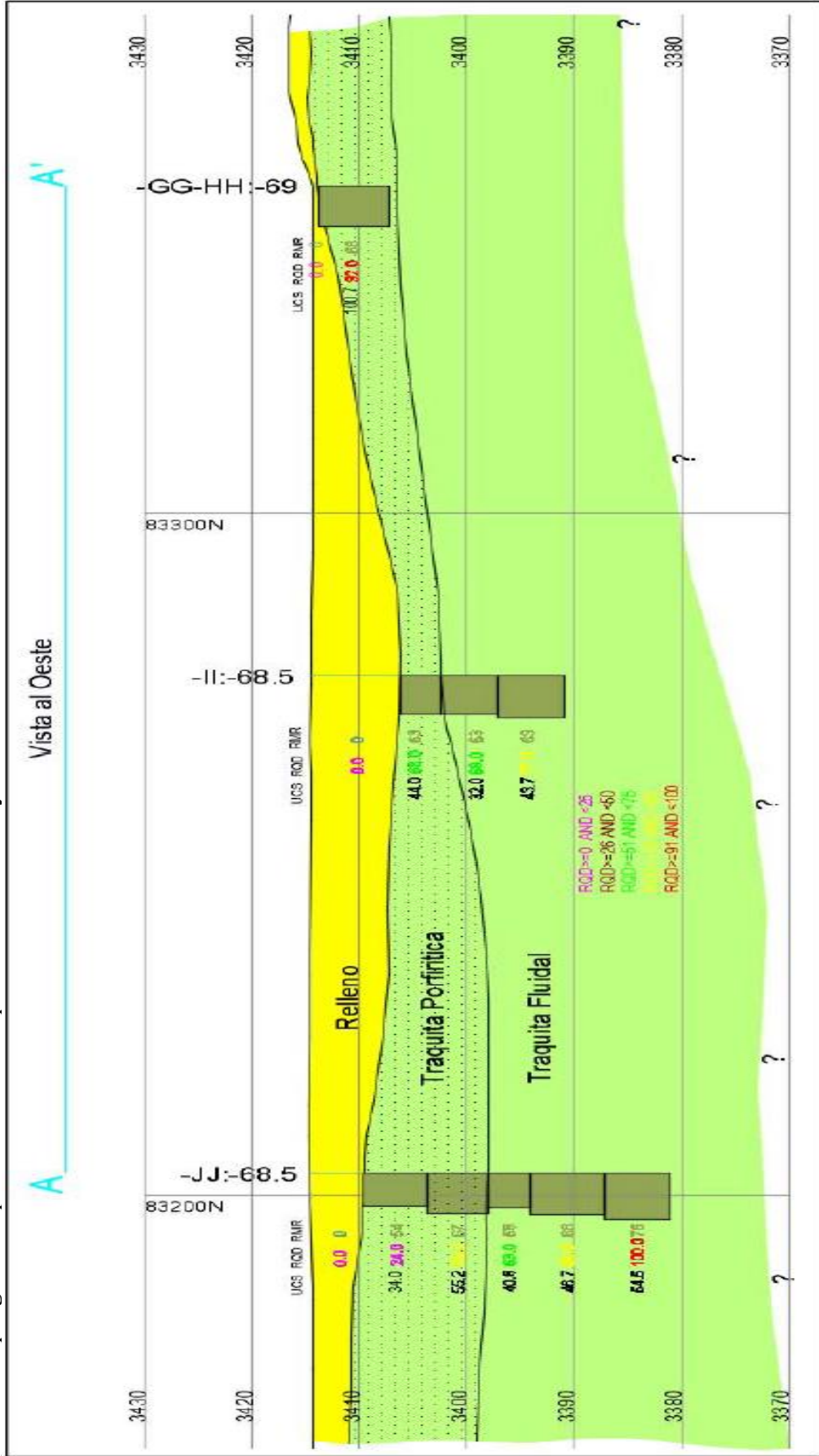
ANEXO B. Sección A-A' con vista al Sur-Oeste.

En este perfil se puede apreciar de relleno que contiene clastos angulosos de traquita porfírica y fluidal, constituyendo en su matriz: arcillas, limos, arenas, óxidos y materia orgánica.




ANEXO C. Sección A – A' con Vista hacia el Oeste

. En este perfil se puede apreciar un horizonte de relleno que contiene clastos angulosos de Traquita Porfírica y Fluidal, constituyendo en su matriz arcillas, óxidos y materia orgánica con un espesor variable desde 1.51m a 11m. Debajo de este horizonte, se observa la traquita porfírica que gradúa en profundidad a Traquita Fluidal con mayor aumento de vesículas.






ANEXO D.2 Clasificación Geomecánica según Bieniawski, 1989. Para el túnel cv-203

		PROYECTO: MEJORA TECNOLÓGICA CUAJONE " SOUTHER PERU COPPER CORPORATION"										TÚNEL CV - 203	
Hoja N°: 01 de 02		CLASIFICACION GEOMECANICA SEGÚN BIENIAWSKI "RMR" - 2016										AREA GEOMECANICA	
Progresivas (Km)		Longitud (m)	Bieniawski Índice "RMR"	Tipo de Roca (Según Ejecutado)								Tipo de soporte	
De	A			I	IIA	IIB	IIIA	IIIB	IIIA	IVB	V		
7+441.00	7+443.00	2.00	23.00							2.00		IVB	
7+443.00	7+444.50	1.50	22.00							1.50		IVB	
7+444.50	7+445.00	0.50	23.00							0.50		IVB	
7+445.00	7+446.00	1.00	24.00							1.00		IVB	
7+446.00	7+447.50	1.50	25.00							1.50		IVB	
7+447.50	7+449.10	1.60	21.00							1.60		IVB	
7+449.10	7+450.00	0.90	19.00								0.90	V	
7+450.00	7+451.00	1.00	19.00								1.00	V	
7+451.00	7+451.60	0.60	19.00								0.60	V	
7+451.60	7+452.50	0.90	19.00								0.90	V	
7+452.50	7+453.00	0.50	19.00								0.50	V	
7+453.00	7+454.20	1.20	19.00								1.20	V	
7+454.20	7+455.50	1.30	19.00								1.30	V	
7+455.50	7+456.60	1.10	19.00								1.10	V	
7+456.60	7+457.00	0.40	19.00								0.40	V	
7+457.00	7+458.00	1.00	19.00								1.00	V	
7+458.00	7+460.30	2.30	19.00								2.30	V	
7+460.30	7+460.80	0.50	19.00								0.50	V	
7+460.80	7+462.20	1.40	19.00								1.40	V	
7+462.20	7+462.50	0.30	19.00								0.30	V	
7+462.50	7+463.20	0.70	19.00								0.70	V	
7+463.20	7+463.50	0.30	19.00								0.30	V	
7+463.50	7+464.80	1.30	19.00								1.30	V	
7+464.80	7+465.30	0.50	19.00								0.50	V	
7+465.30	7+466.10	0.80	19.00								0.80	V	
7+466.10	7+467.00	0.90	19.00								0.90	V	
7+467.00	7+467.40	0.40	19.00								0.40	V	
7+467.40	7+468.40	1.00	19.00								1.00	V	
7+468.40	7+469.40	1.00	19.00								1.00	V	
7+469.40	7+470.00	0.60	19.00								0.60	V	
7+470.00	7+470.50	0.50	19.00								0.50	V	
7+470.50	7+471.00	0.50	19.00								0.50	V	
7+471.00	7+471.95	0.95	19.00								0.95	V	
7+471.95	7+472.40	0.45	19.00								0.45	V	
7+472.40	7+473.10	0.70	19.00								0.70	V	
7+473.10	7+473.70	0.60	19.00								0.60	V	
7+473.70	7+474.50	0.80	19.00								0.80	V	
7+474.50	7+475.30	0.80	19.00								0.80	V	
7+475.30	7+475.90	0.60	19.00								0.60	V	
7+475.90	7+477.10	1.20	21.00							1.20		IV B	
7+477.10	7+478.10	1.00	21.00							1.00		IV B	
7+478.10	7+479.10	1.00	21.00							1.00		IV B	
7+479.10	7+480.50	1.40	21.00							1.40		IV B	
7+480.50	7+481.70	1.20	21.00							1.20		IV B	
7+481.70	7+482.20	0.50	21.00							0.50		IV B	
7+482.20	7+482.70	0.50	21.00							0.50		IV B	
7+482.70	7+483.00	0.30	22.00							0.30		IV B	
7+483.00	7+483.50	0.50	22.00							0.50		IV B	
7+483.50	7+484.10	0.60	26.00							0.60		IV B	
7+484.10	7+485.00	0.90	26.00							0.90		IV B	



		PROYECTO: MEJORA TECNOLÓGICA CUAJONE " SOUTHER PERU COPPER CORPORATION"										TÚNEL CV - 203	
Hoja N°: 02 de 02		CLASIFICACION GEOMECHANICA SEGÚN BIENIAWSKI "RMR" - 2016										AREA GEOMECHANICA	
Progresivas (Km)		Longitud (m)	Bieniawski Índice "RMR"	Tipo de Roca (Según Ejecutado)								Tipo de soporte	
De	A			I	IIA	IIB	IIIA	IIIB	IVA	IVB	V		
7+485.00	7+486.00	1.00	26.00							1.00		IV B	
7+486.00	7+486.70	0.70	26.00							0.70		IV B	
7+486.70	7+488.30	1.60	26.00							1.60		IV B	
7+488.30	7+490.10	1.80	26.00							1.80		IV B	
7+490.10	7+492.30	2.20	26.00							2.20		IV B	
7+492.30	7+494.60	2.30	30.00							2.30		IV B	
7+494.60	7+497.70	3.10	36.00						3.1			IV A	
7+497.70	7+500.10	2.40	36.00						2.4			IV A	
7+500.10	7+502.30	2.20	45.00					2.2				III B	
7+502.30	7+504.70	2.40	45.00					2.4				III B	
7+504.70	7+507.10	2.40	36.00						2.4			IV A	
7+507.10	7+510.10	3.00	36.00						3.0			IV A	
7+510.10	7+512.60	2.50	30.00							2.50		IV B	
7+512.60	7+514.10	1.50	25.00							1.50		IV B	
7+514.10	7+516.50	2.40	25.00							2.40		IV B	
7+516.50	7+519.00	2.50	25.00							2.50		IV B	
7+519.00	7+521.70	2.70	29.00							2.70		IV B	
7+521.70	7+524.20	2.50	29.00							2.50		IV B	
7+524.20	7+527.20	3.00	21.00							3.00		IV B	
7+527.20	7+529.70	2.50	21.00							2.50		IV B	
7+529.70	7+531.00	1.30	21.00							1.30		IV B	
7+531.00	7+534.00	3.00	21.00							3.00		IV B	
7+534.00	7+534.70	0.70	19.00								0.70	V	
7+534.70	7+535.70	1.00	19.00								1.00	V	
7+535.70	7+537.20	1.50	19.00								1.50	V	
7+537.20	7+538.50	1.30	19.00								1.30	V	
7+538.50	7+540.00	1.50	19.00								1.50	V	
7+540.00	7+542.02	2.02	19.00								2.02	V	
Longitud Total (m)		101.02						4.60	10.90	50.70	34.82		



ANEXO E: Diseño de dosificación de lechada

De acuerdo a la norma ASTM C-109 se tiene una relación agua-cemento de 0.485 para todos los cementos portland.

Se utilizara aditivo para lograr una mejor penetración del aglomerante en fisuras o poros, además de ello estabilizar la mezcla reduciendo la segregación y aumentando la adherencia e impermeabilidad.

Por lo tanto:

Bolsa de Cemento Yura tipo IP = 42.5 Kg.

Relación Agua-Cemento = 0.485

Calculo de Cantidad de Agua.

$$\text{Cantidad de Agua} = 42.5 \times 0.485$$

$$\text{Cantidad de Agua} = 20.61 \text{ Litros.}$$

Calculo de Cantidad de Aditivo.

De acuerdo a la ficha técnica del aditivo (Intraplast PE) se debe de usar 1 bolsa de 850 gr por bolsa de cemento.

De acuerdo a la relación agua-cemento se determina que por cada bolsa de 42.5 Kg. de cemento se debe de usar 20.61 litros de agua como máximo y 1 bolsa de 850 gr de Intraplast PE.

Calculo del volumen generado de mezcla.

El cálculo de volumen será expresado en litros.

Agua: 20.61 Litros

Cemento:

Densidad del cemento. 2850 Kg/m³

Bolsa de Cemento: 42.5 Kg.

$$\text{Volumen} = 0.015 \text{ m}^3$$

Volumen = 15 Litros.



Intraplast PE:

Densidad del Aditivo. 1.40 Kg/l.

Bolsa de Intraplast PE = 0.85 Kg.

Volumen = 0.61 Litros

Total Volumen generado:

Agua = 20.61lts

Cemento = 15 lts

Intraplast PE = 0.61 lts

$\Sigma = 36.22$ lts

Total Volumen Generado de 36.22 Litros, de lechada de cemento (Grout). Por 01 bls de cemento Yura IP de 42.5

ANEXO F: Panel fotográfico en la etapa de construcción del túnel cv-203



Figura F-1. Excavación de túnel cv-203 en relleno detrítico y bloques de Traquita
Figura F-2. Instalación de cercha reticular de 4 barras km 7+441.00

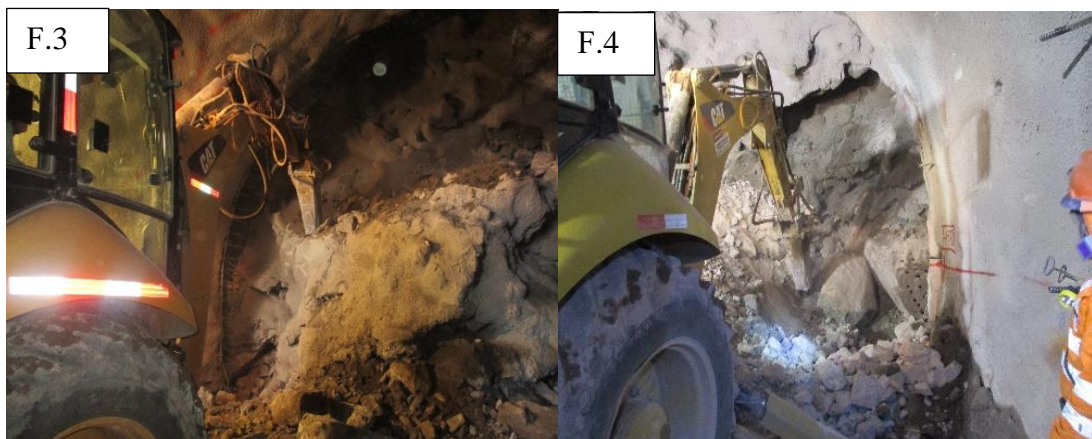


Figura: F-3,4. Perfilado de roca Traquita en los hastiales y frente del túnel cv-203



Figura F.5: Instalación de cercha reticular de 04 barras

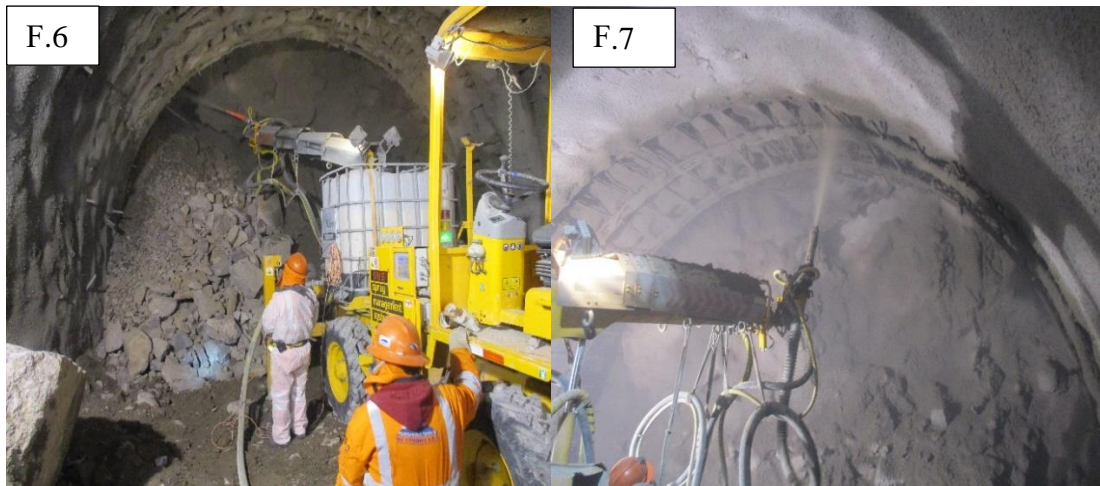


Figura F.6. Gunitado de shotcrete preventivo sin fibra
Figura F.7. Gunitado de shotcrete con fibra

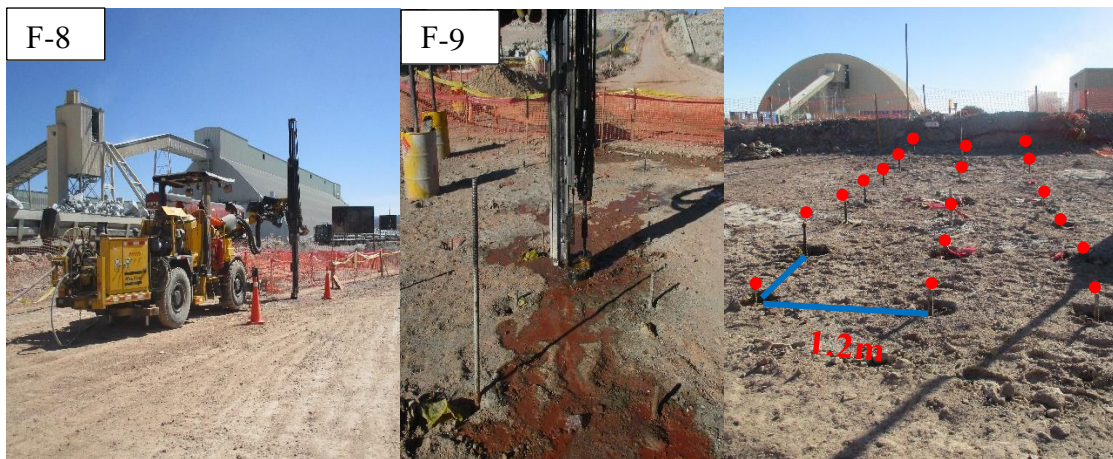


Figura F-8,9: Perforación de Pernos de consolidación desde superficie km 7+460.00

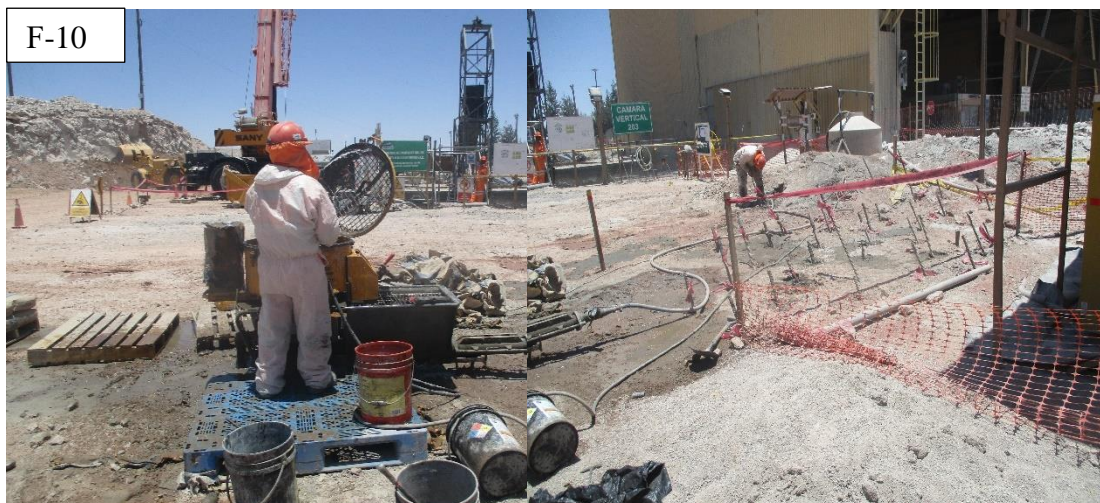


Figura F-10: Inyección de lechada a relación A/C 0.485 km 7+524.05



F-11



F-12

Figura M-11. Extracción de núcleo para km 7+460.00

Figura M-12. Rotura a compresión simple de núcleos, km 7+460



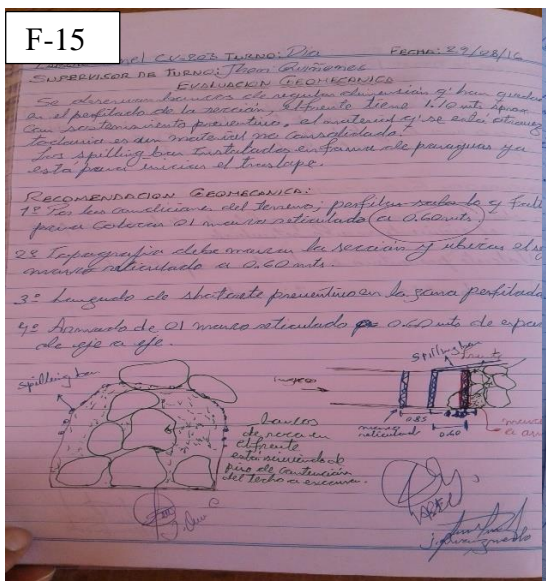
F-13



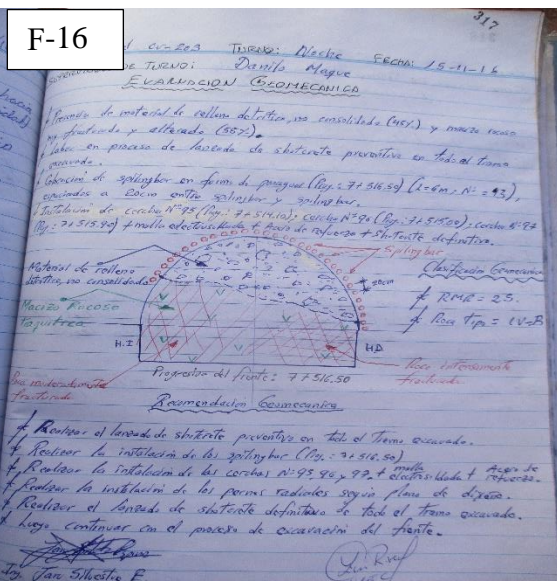
F-14

Figura F-13. Perforación de SpillinnBars con perno autopercutores R-38

Figura F-14. Inyección con lechada, para consolidación de la bóveda del túnel cv-203



F-15



F-16

Figura F-15. Reporte en cuaderno de campo en la progresiva Km 7+450.25

Figura F-16. Reporte y recomendación Km 7+516.50

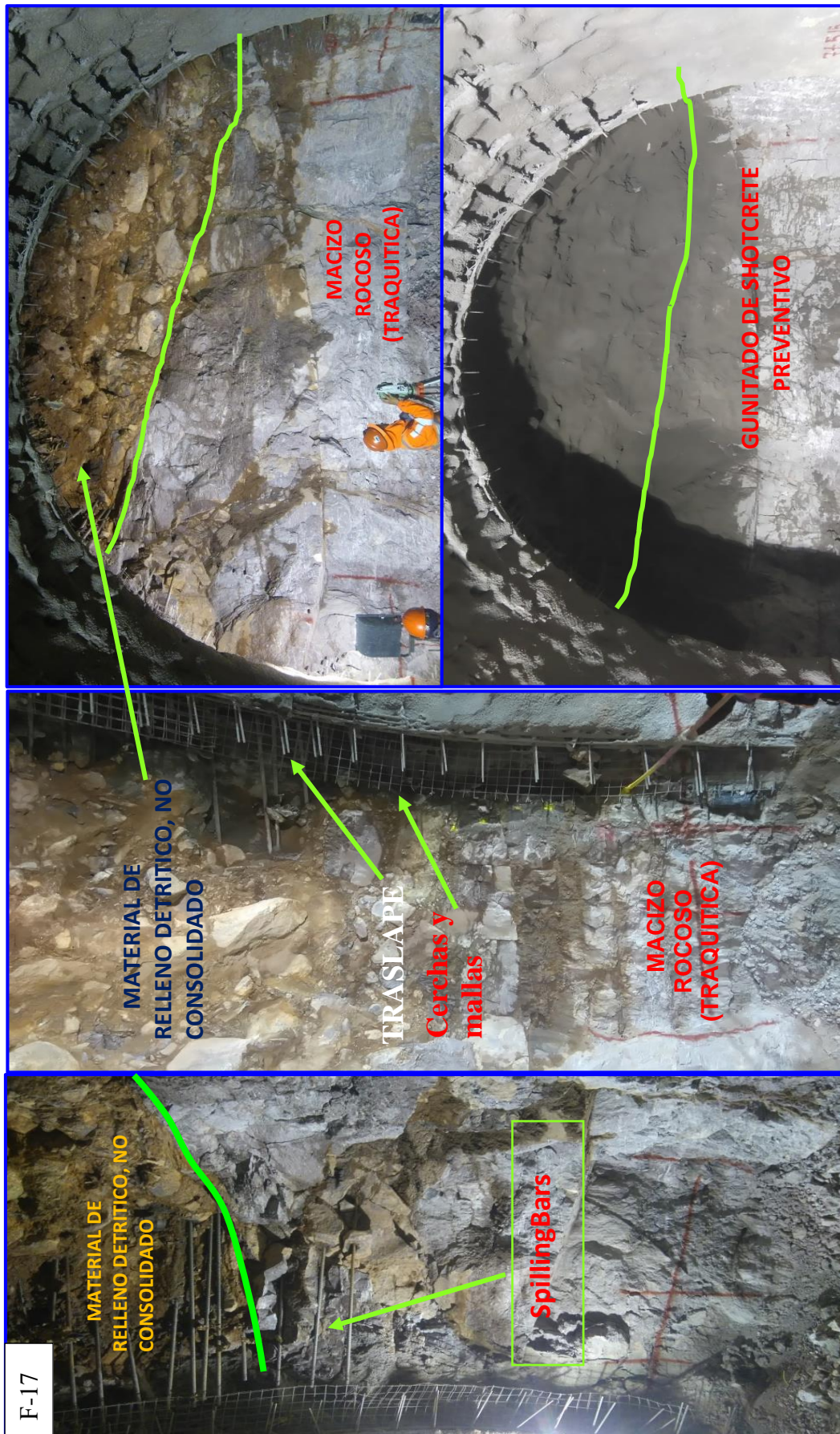


Figura F-17. Excavación en un medio con afloramiento de macizo rocoso traquita