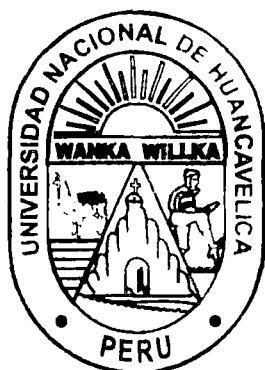


UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAMELICA

(Creada por Ley N° 25265)

FACULTAD DE INGENIERÍA DE MINAS - CIVIL

ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE MINAS



TESIS

**“ANÁLISIS DE ESFUERZOS DE LOS PERNOS HYDRABOLT
PARA ESTANDARIZACIÓN GEOMECÁNICA EN LA
CONSTRUCCIÓN DE CHIMENEAS CON EQUIPO ALIMAK
STH - 5E EN CONSORCIO MINERO HORIZONTE S.A. - 2012”**

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO DE MINAS

PRESENTADO POR:

Bach. ARCA CORDERO, PABLO LUIS

Bach. LUME TOVAR, ISABEL VIVIANA

ASESOR:

Msc. QUISPEALAYA ARMAS, LUIS

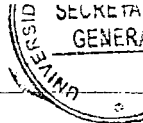
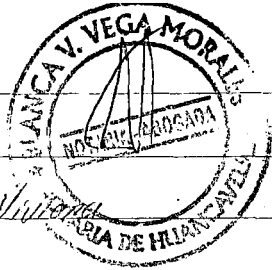
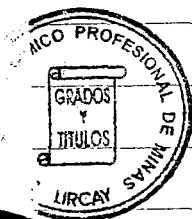
HUANCAMELICA -PERU

2012

Acta de Sustentación de Tesis de los Bachilleres:

Arca Cordero Pablo Luis

Luzer Taver Isabel Viviana



98

En la ciudad de Lircay en el paritorio de la facultad de Ingeniería de Minas - Civil de la Universidad Nacional de Huancavelica el día Trece de Diciembre del dos mil doce siendo a horas Trece (1:00 P.M.) Reunidos los Miembros del Jurado conformado por el Dr. Francisco Rosales, Feliciano (Presidente), MSc. De la Cruz Curado Pedro Felix (Secretario) y Lic. Esteban Páezman, Manuel (Vocal).

El Presidente luego de la lectura de la Resolución de Consejo de facultad N° 029-2012-FIME-R-VUEH, de fecha 03 de Diciembre del 2012 otorga a los sustentantes un tiempo de 25 minutos para la sustentación de Tesis titulado "ANÁLISIS DE ESFUERZOS DE LOS PERNOS HYDRABOLT PARA ESTANDARIZACIÓN GEOMECÁNICA EN LA CONSTRUCCIÓN DE CHIMENEAS CON EQUIPO ALIHAKE 5H-5E EN CONSORCIO MINERO HORIZONTE 5A. 2012" presentado por los Bachilleres Arca Cordero, Pablo Luis y Luzer Taver Isabel Viviana, una vez concluida la sustentación el Presidente dispone para la ronda de preguntas por parte de los Miembros de Jurado, las cuales son absueltas por los sustentantes seguidamente el presidente dispone que todos sustentantes como publica en general abandonen el local para que el jurado deliberare el resultado. Luego de la deliberación de los Miembros del Jurado se invita a retornar a los sustentantes y publica en general. Luego de la lectura del Acta de Sustentación se concluye APROBADO POR MAYORÍA. firmando los jurados en señal de conformidad siendo las 1:58 p.m.

Dr. Feliciano G. Rosales

PRESIDENTE

MSc. Pedro de la Cruz Curado

SECRETARIO

Lic. Manuel Esteban Páezman

VOCAL

Le dedicamos primeramente este trabajo a Dios, fué el creador de todas las cosas, el que nos ha dado fortaleza para continuar. Por todo lo mencionado, agradecemos con toda la humildad que de nuestro corazón puede emanar.

Los Investigadores

A mi madre Rosalbina, mis hermanos Paolo, Paul, Mara y mi nueva familia Jacqueline mi amor y mi hijo mi vida, por haber sido mis impulsos y motivos de mis proyectos.

Pablo

"A mis padres Tomas y Esperanza que me encumbraron hasta estas instancias y nunca dejaron de apoyarme".

Isabel

AGRADECIMIENTOS

Primero dar gracias a Dios, por estar con nosotros en cada paso que damos, por fortalecer nuestros corazones e iluminar nuestras mentes y por haber puesto en nuestro camino a aquellas personas que han sido nuestros soportes y compañía durante todo el periodo de nuestros estudios.

Agradecer hoy y siempre a nuestras familias por el esfuerzo realizado por ellos. El apoyo en nuestros estudios, de ser así no hubiese sido posible. A nuestros padres y demás familiares ya que nos brindaron el apoyo, la alegría y nos dan la fortaleza necesaria para seguir adelante.

Nuestro agradecimiento especial al Ing. Otto Sandoval Zea Superintendente de Operaciones – CMHSA, Al Ing. José Herrera Salazar, Gerente General de la Contrata Especializada H&P S.A.C. por la colaboración, paciencia, apoyo y sobre todo por esa gran amistad que nos brindó y nos brinda, por escucharnos, aconsejarnos siempre. Y al Ing. Luis Quispealaya Armas, asesor, docente, amigo y consejero de nuestra prestigiosa casa superior de estudios la Universidad Nacional de Huancavelica.

Los Investigadores.

95

ÍNDICE

Índice
Resumen
Introducción

Capítulo I: Problema

1.1. Planteamiento del problema	13
1.2. Formulación del problema	14
1.3. Objetivo general y específicos	15
1.4. Justificación	15

Capítulo II: Marco Teórico

2.1. Antecedentes	17
2.2. Bases teóricas	24
2.3. Hipótesis	49
2.4. Variables de estudio	50

Capítulo III: Metodología de la investigación

3.1. Ámbito de estudio	52
3.2. Tipo de investigación	52
3.3. Nivel de investigación	52
3.4. Método de investigación	53
3.5. Diseño de Investigación	53
3.6. Población, muestra	54
3.7. Técnicas e instrumentos de recolección de datos	55
3.8. Procedimientos de recolección de datos	56
3.9. Técnicas de procesamiento y análisis de datos	56

Capítulo IV: Resultados de la Investigación

4.1. Presentación de resultados	57
4.2. Discusión de resultados	56
4.3 Prueba De Hipótesis	72

Conclusiones

Recomendaciones

Referencias bibliográficas

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 01: Grafico de Perno Hydrabolt En Función A Su Longitud Y Capacidad De Anclaje	49
FIGURA 1.1: Proceso de diseño para sostenimiento de Chimeneas.	45
FIGURA 02: Grafico de Coeficientes De Correlación Del Diseño De Investigación	60
FIGURA 03: Grafico de carga en el límite elástico vs. Posición sobre el perno Hydrabolt.	63
FIGURA 04: Grafico de Capacidad De Anclaje Vs Longitud Efectiva De Anclaje Del Perno	64
FIGURA 05: Lamina De Ubicación De Consorcio Minero Horizonte S.A	82
FIGURA 06: Lamina Del Batolito De Patáz	83

ÍNDICE DE CUADROS

CUADRO 01: Modelos Y Capacidades De Los Pernos Hydrabolt	47
CUADRO 02-A: Capacidad De Anclaje Vs Longitud Efectiva De Anclaje Del Perno	49
CUADRO 02 – B: Remplazando Y Donde	55
CUADRO 03: Magnitud De Esfuerzos Principales Promedios (Mpa).	57
CUADRO 04: Magnitud Esfuerzos Secundarios Promedios (MPa)	57
CUADRO 05: Muestras De La Ch – 862 – Ak, Con Sus Respectiva GSI Y RQD	58
CUADRO 06: Esfuerzos Máximos Principales Y Tensiones Cortantes	59
CUADRO 07: Capacidad De Sostenimiento De Los Pernos Hydrabolt	60
CUADRO 08: Factor de seguridad en Macizo Rocoso Vs. Pernos Hydrabolt.	68
CUADRO 09: Cuadro de espaciamiento de pernos Hydrabolt	70
CUADRO 10: Longitudes adecuadas de pernos en un macizo de densidad 2,7 TM/m3	70
CUADRO 11: Costo Total Por Perno Instalado En Función Del Tipo Y Longitud De Perno.	70
CUADRO 12: Cantidad de pernos y su costo por m ²	71
CUADRO 13: Matriz de Consistencia	78
CUADRO 14: Operacionalización De La Variable Dependiente	81

ÍNDICE DE FOTOGRAFÍAS

Fotografía 01 - A: equipo Alimak STH – 5E instalada en la chimenea 862 – S – AK	86
Fotografía 01 – B: Roca Granodiorita con GSI 85 en progresiva 2 m de la ch – 862 – S – AK	86
Fotografía 02: Roca Granodiorita con GSI 69 en progresiva 10 m de la ch – 862 – S – AK	87
Fotografía 03: Roca Granodiorita con GSI 76 en progresiva 16 m de la ch – 862 – S – AK	87
Fotografía 04: Roca Granodiorita con GSI 71 en progresiva 22 m de la ch – 862 – S – AK	88
Fotografía 05: Roca Granodiorita con GSI 67 en progresiva 30 m de la ch – 862 – S – AK	88
Fotografía 06: Roca diorita, cuarzo y pirita con GSI 61 en progresiva 40 m de la ch – 862 – S – AK	89
Fotografía 07: Roca diorita y cuarzo con GSI 76 en progresiva 46 m de la ch – 862 – S – AK	89
Fotografía 08: Roca Granodiorita y cuarzo con GSI 87 en progresiva 52 m de la ch – 862 – S – AK	90
Fotografía 09: Roca Granodiorita y cuarzo con GSI 70 en progresiva 60 m de la ch – 862 – S – AK	90
Fotografía 10: Roca Granodiorita y cuarzo con GSI 49 en progresiva 62 m de la ch – 862 – S – AK	91
Fotografía 11: Roca Granodiorita y cuarzo con GSI 33 en progresiva 70 m de la ch – 862 – S – AK	91
Fotografía 12: Roca Granodiorita, diorita y cuarzo-monzonita con GSI 17 en progresiva 80 m de la ch – 862 – S – AK	92
Fotografía 13: Roca granodiorita, diorita y cuarzo-monzonita con GSI 15 en progresiva 86 m de la ch – 862 – S – AK	92
Fotografía 14: Roca granodiorita - monzonita meteorizado con GSI 12 en progresiva 94 m de la ch – 862 – S – AK	93

Fotografía 15: Roca granodiorita con meteorización con GSI 13 en progresiva 100 m de la ch – 862 – S – AK	93
Fotografía 16: Roca granodiorita con meteorización con GSI 11 en progresiva 107.5 m de la ch – 862 – S – AK	94
Fotografía 17: Cx – 867 de 11.5 metros conectado a Superficie	94
Fotografía 18: Software Fase2 v 6.0	95
Fotografía 19: Software Roclab	95

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 01: Tabla Comparativo De Pernos Cargados Y Descargados	57
TABLA 02: Espaciamiento De Perno Hydrabolt De 5 Pies	86

Anexos

Matriz de consistencia	92
Operacionalización De La Variable Dependiente	95

RESUMEN

En esta tesis de investigación se examinara el comportamiento de un macizo rocoso donde se plantea la ejecución de una excavación cuadrada vertical de 107.5 metros de altura, sometida a un campo de esfuerzos hidrostáticos, viendo tanto la respuesta del macizo como la del sostenimiento. Se supone un comportamiento elastoplástico del macizo siguiendo el criterio de rotura Hoek – Brown pues es el que más se asemeja al comportamiento real de macizo.

Actualmente los estudios realizados sobre la interacción entre el macizo rocoso y el sostenimiento colocado en una excavación subterránea se suelen hacer en dos dimensiones.

Se presenta la comparación del estudio de la excavación en distintos puntos elegidos en un número de 16 muestras, donde a partir de la condición superficial y estructural se obtiene el GSI (Índice de Estructura Geológica). Luego se evalúa con el RMR89 (Rango del macizo rocoso a partir del GSI obtenido) los Ángulos de Fricción y los Coeficientes de Cohesión, se procesan con la finalidad de obtener los parámetros de los cuales dependerán el esfuerzo principal y esfuerzo cortante del macizo rocoso los cuales serán relacionado con el factor de seguridad versus el esfuerzo cortante de los pernos Hydrabolt.

En el presente trabajo se planteara un problema de campo donde se evaluara el número de pernos Hydrabolt, espaciamiento y distanciamiento entre pernos para estabilizar un macizo rocoso abierto por actividad minera.

Por último se plateara una tabla Geomecánica teniendo en cuenta los esfuerzos cortantes, principales, comportamiento del macizo rocoso, radio de acción de los pernos Hydrabolt demostrados matemáticamente. Con la finalidad de estandarizar procesos de sostenimiento en la ejecución de estos tipos de proyectos utilizando equipo Alimak.

Para una adecuada resolución de todos estos planteamientos se ha realizado una exhaustiva recopilación bibliográfica de los trabajos relacionados con el tema publicado hasta el momento.

ABSTRACT

Between September 2010 and April 2011 we developed a research on the qualities of sustaining four types of rock bolts, including: Split Sets, Helical Bar, Swellex Hydrabolts and for which, were made boot test (pull test) in the mining unit of Cia Minera Relics Castrovirreyna (Huancavelica). Among the four types of bolts studied, who demonstrated greater anchoring capacity were Hydrabolt (Giraldo, 2011). This comparative advantage is that motivated this research, the causes why Hydrabolt have greater carrying capacity than similar.

In this thesis research was to examine the behavior of a rock mass which raises the execution of a vertical excavation 107.5 square meters, subject to a hydrostatic stress field, watching both the response of the solid as the support. Elastoplastic behavior is assumed massif following the failure criterion Hoek - Brown it is the most similar to the actual behavior of solid.

Currently studies on the interaction between the rock mass and the support placed in an underground excavation is usually done in two dimensions.

We present a comparison study of the excavation at various selected points in a number of 16 samples, where from the surface and structural condition yields the GSI (Geological Structure Index). After evaluating the RMR89 (Range rock mass obtained from GSI) friction angles and cohesion coefficients are processed in order to obtain the parameters of which depend on the main effort of the bulk and shear Rocos the which are related to the safety factor versus the shear bolts Hydrabolt.

In this paper we raise a field problem where the numbers of bolts evaluate Hydrabolt, spacing and distance between bolts to stabilize a rock mass open mining. Finally Geomechanics be plated table considering the shear, major rock mass behavior, range of bolts Hydrabolt proven mathematically. In order to standardize support processes in the implementation of these types of projects using Alimak equipment.

For proper resolution of these approaches has done extensive bibliography of works on the topic published so far

INTRODUCCIÓN

Las rocas situadas a una cierta profundidad están sujetas a esfuerzos resultados del peso del macizo rocoso, tensiones tectónicas residuales, etc. Cuando se realiza una excavación subterránea en estas rocas, el campo de los esfuerzos es alterado localmente y se produce una redistribución de las tensiones originales que existen en el medio. Las tensiones que actuaban en la roca extraída para realizar el túnel, se redistribuyen y deben ser soportadas por la roca que se encuentra en las proximidades de la excavación, lo mismo sucede en la ejecución de Chimeneas pero con comportamiento vertical de esfuerzos.

Si la roca, sin exceder su resistencia, puede soportar indefinidamente esta carga, no es necesaria la colocación de un sostenimiento. En la mayoría de los casos, la excavación tiende a cerrarse y sin la colocación de sostenimiento adecuado llegaría a colapsar.

Debido a la existencia de fracturas y juntas en una excavación sin sostenimiento, el colapso de la misma a menudo se manifiesta por la caída de bloques, al introducir el sostenimiento este comportamiento no se suele producir. Del análisis de la interacción entre el macizo rocoso y el sostenimiento, se suele asumir para el macizo rocoso un comportamiento Elasto – plástico continuo controlado por el sostenimiento, representado en el contorno interior de la excavación por una presión radial uniforme.

En este trabajo de investigación analizaremos el elemento de sostenimiento (Perno Hydrabolt), relacionado con el esfuerzo principal y tensión cortante del macizo rocoso la cual será hallada en el campo con una metodología Pre – experimental.

CAPÍTULO I

PROBLEMA

1.1. PLANTEAMIENTO DE PROBLEMA

El sostenimiento en la ejecución de Chimeneas Alimak STH - 5E (Ch – Ak/STH – 5E), en las labores subterráneas es una tarea de grandes proporciones según sea el proyecto y de gran complejidad por los parámetros de eficiencia, donde el fin principal es garantizar la seguridad y la eficacia de los fines en ventilación, Ore Pass, Servicios Auxiliares u otros; de estos proyectos, los cuales apoyaran en el método de explotación mecanizado Cut and Fill y en la profundización de la mina donde se realizan las labores de extracción de mineral.

Una de las condiciones necesarias para que el sostenimiento se realice eficientemente luego de realizada una voladura vertical en estas chimeneas, es la correcta indagación y evaluación Estructural del Macizo Rocoso, este es el punto de inicio confiable para seguir en la tarea de seguridad, avance y desarrollo que se ha trazado en el planeamiento del proyecto de la Chimenea Alimak.

Durante la elaboración de la Chimenea Alimak en la minería subterránea se pone en manifiesto una serie de condiciones y problemas de la mecánica de rocas que si no se tienen en consideración con anterioridad y no se estudia a fondo pueden alterar significativamente las características de la operación de la ejecución del proyecto.

Para el Planeamiento de un proyecto de la Chimenea Alimak STH – 5E, es necesario, la cuantificación de las características Geomecánica del macizo rocoso, teniendo una justificación técnico – económica para una programación, segura y rentable; estando

además su utilización orientada a: diseño de la chimenea Alimak, selección de accesorios para el equipo Alimak, selección de equipos de perforación, perforación y voladura, sostenimiento, conservación del medio ambiente, avance, desarrollo y los controles de economía y gestión.

Entre los aspecto más relevantes del sistema de evaluación Geomecánica, relacionado a las características del comportamiento mecánico de la masa rocosa y sus componentes, son los ensayos insitu, con la finalidad de determinar las propiedades físicas mecánicas de las rocas, minerales y el monitoreo de la masa rocosa en ejecución de un proyecto de chimenea Alimak.

1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.2.1. Problema General

¿Cómo influye el análisis de esfuerzos de los pernos Hydrabolt en la estandarización Geomecánica para la construcción de chimeneas con equipo Alimak STH – 5E en Consorcio Minero Horizonte S.A. – 2012?

1.2.2. Problemas Especifico

- a) ¿Cómo se hace la medición de esfuerzos del Batolito de Patáz en Consorcio Minero Horizonte S.A. - 2012?
- b) ¿Cuál es el funcionamiento de los pernos Hydrabolt en Consorcio Minero Horizonte S.A. – 2012?
- c) ¿Qué relación existe entre los esfuerzos del Batolito de Pátaz con el funcionamiento de los Pernos Hydrabolt para la estandarización Geomecánica del sostenimiento en la construcción de chimeneas con equipo Alimak STH – 5E en Consorcio Minero horizonte – 2012?

1.3. OBJETIVO

1.3.1. OBJETIVO GENERAL

Analizar los esfuerzos de los Pernos Hydrabolt, para la estandarización Geomecánica en la construcción de chimeneas con Equipo Alimak STH – 5E en Consorcio Minero Horizonte S.A. – 2012

además su utilización orientada a: diseño de la chimenea Alimak, selección de accesorios para el equipo Alimak, selección de equipos de perforación, perforación y voladura, sostenimiento, conservación del medio ambiente, avance, desarrollo y los controles de economía y gestión.

Entre los aspecto más relevantes del sistema de evaluación Geomecánica, relacionado a las características del comportamiento mecánico de la masa rocosa y sus componentes, son los ensayos insitu, con la finalidad de determinar las propiedades físicas mecánicas de las rocas, minerales y el monitoreo de la masa rocosa en ejecución de un proyecto de chimenea Alimak.

1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.2.1. Problema General

¿Cómo influye el análisis de Esfuerzos de los Pernos Hydrabolt en la estandarización Geomecánica para la construcción de chimeneas con equipo Alimak STH – 5E en Consorcio Minero Horizonte S.A. – 2012?

1.2.2. Problemas Especifico

- a) ¿Cómo se hace la medición de esfuerzos del Batolito de Patáz, en Consorcio Minero Horizonte S.A. - 2012?
- b) ¿Cuál es el funcionamiento de los pernos Hydrabolt?
- c) ¿Qué relación existe entre: los esfuerzos del Batolito de Pátaz con los Pernos Hydrabolt para la estandarización Geomecánica del sostenimiento en la construcción de chimeneas con equipo Alimak STH – 5E en la corporación minera horizonte 2012?

1.3. OBJETIVO:

1.3.1. OBJETIVO GENERAL

Analizar los esfuerzos de los Pernos Hydrabolt, para la estandarización Geomecánica en la construcción de chimeneas con Equipo Alimak STH – 5E en Consorcio Minero Horizonte S.A. – 2012

1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Para conseguir el objetivo General hay que superar una serie de puntos intermedios de forma que su conocimiento es una parte importante del trabajo desarrollado en la tesis, y estos son los objetivos específicos tales como:

- a) Realizar la medición de esfuerzos del Batolito de Patáz en Consorcio Minero Horizonte S.A.-2012.
- b) Conocer el funcionamiento de los pernos Hydrabolt en Consorcio Minero Horizonte S.A. – 2012.
- c) Establecer la relación entre los esfuerzos del Batolito de Patáz con el funcionamiento de los Perno Hydrabolt para la estandarización Geomecánica en la construcción de chimeneas con Equipo Alimak STH – 5E.

Alcanzados estos objetivos, es necesario formular matemáticamente el problema de estudio. Esto implica el uso de métodos numéricos que habrá que analizar y conocer en detalle, tanto su manejo como la formulación de los detalles a estudiar.

1.4. JUSTIFICACIÓN

En Perú a partir de la década de los ochenta empezó a producir metales, extrayendo los minerales de las minas. En la década de los noventa en el gobierno del Ing. Alberto Fujimori Fujimori se privatizo este importante sector del estado y por su gran demanda de inversionistas empezó a dar mayor PBI a la Nación.

Pero lo acontecido luego para el año 1995 en adelante donde empezó grandes proyectos que demandaron mayor producción de minerales. Justificado por los impuestos que el gobierno le impuso dentro de las condiciones de las concesiones mineras, como ejemplo CANON MINERO. Obligando así a estas empresas utilizar métodos de explotación subterránea cada vez más eficientes. Estos métodos de explotación fueron pasando cifras de 600 TMH a 5000 TMH en minería subterránea. Estos cambios sucedidos han venido trayendo tecnología en equipos mineros subterráneos como ScoopTrams, Dámper, Jumbos y Otros. También los trabajos siguieron profundizando a zonas cada vez con cotas más bajas llegando así a los

1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Para conseguir el objetivo General hay que superar una serie de puntos intermedios de forma que su conocimiento es una parte importante del trabajo desarrollado en la tesis, y estos son los objetivos específicos tales como:

- Conocer los procedimientos de medición de esfuerzos del batolito de Pataz en consorcio Minero Horizonte.
- Conocer los procesos de instalación de pernos Hydrabolt en la construcción de chimeneas con equipo Alimak STH – 5E.
- Relacionar los esfuerzos del Macizo Rocosó con los del Perno Hydrabolt para la estandarización Geomecánica en la construcción de chimeneas con Equipo Alimak.

Alcanzados estos objetivos, es necesario formular matemáticamente el problema de estudio. Esto implica el uso de métodos numéricos que habrá que analizar y conocer en detalle, tanto su manejo como la formulación de los detalles a estudiar.

1.4. JUSTIFICACIÓN

En Perú a partir de la década de los ochenta empezó a producir metales, extrayendo los minerales de las minas. En la década de los noventa en el gobierno del Ing. Alberto Fujimori Fujimori se privatizó este importante sector del estado y por su gran demanda de inversionistas empezó a dar mayor PBI a la Nación.

Pero lo acontecido luego para el año 1995 en adelante donde empezó grandes proyectos que demandaron mayor producción de minerales. Justificado por los impuestos que el gobierno le impuso dentro de las condiciones de las concesiones mineras, como ejemplo CANON MINERO. Obligando así a estas empresas utilizar métodos de explotación subterránea cada vez más eficientes. Estos métodos de explotación fueron pasando cifras de 600 TMH a 5000 TMH en minería subterránea.

Estos cambios sucedidos han venido trayendo tecnología en equipos mineros subterráneos como ScoopTrams, Dámper, Jumbos y Otros. También los trabajos siguieron profundizando a zonas cada vez con cotas más bajas llegando así a los

promedios de los 700 metros de profundización con rampas que pasan los 7 Km con gradientes de 14% . teniendo así problemas con la ventilación de minas que es un tema que no abarcaremos en este trabajo de investigación, pero si diremos que las labores verticales que se demanda en construcción llamadas Chimeneas de ventilación son de emergencia y de vital importancia en las operaciones subterráneas y en especial si la zona de explotación es mecanizada como el caso de corporación minera Horizonte, que empieza a aumentar la demanda de equipo pesado para la extracción de mineral, creando zonas con concentraciones por encima de los LMP (Límites Máximos Permisibles – 25 PPM) D.S. 055 – EM – 2010 . Por tal motivo se realizan las ejecución de chimeneas ya sea para ventilación, relleno, servicios auxiliares u otras aplicación que se le pueda dar. Estas chimeneas demandadas tienen que cumplir algunos parámetros que dificultan su construcción tal como: orientación, Longitudes, inclinación, que cada vez se hacen más complicados seguir estos parámetros con las chimeneas convencionales a puntales o sobre cuadros y pasando a utilizar equipo ya sea eléctrico, neumático o hidráulico llamados EQUIPOS ALIMAK (Manual de Instalación y Montaje de Raises Climber ALIMAK).

La complicación que se tiene con estos equipos es con el sostenimiento ya que no existes un estándar de sostenimiento con estos equipos y en la actualidad se está basando en la productividad y no en planeamiento creándose problemáticas con la estabilidad del macizo rocoso al momento de ser penetrado por estos equipos verticalmente y exponiendo así a los trabajadores a posibles impactos de rocas provocado por un descontrol de esfuerzos del macizo rocoso creando problemas en: Seguridad Y Salud Ocupacional De Los Trabajadores; En la ejecución de la Chimenea con equipo Alimak, se crea los desprendimiento de rocas por falta de precisión en la colocación de los tipos de sostenimiento y evaluación Geomecánica. Retrasando las actividades subterráneas; Si llegara a ocurrir un accidente / incidente se detendrá el proceso o por un derrumbe se podría perder el proyecto; Al paralizar las labores y la ejecución de estas chimeneas o tan simplemente detenerse por unos días esto afectan a las demás labores ya que el personal necesita los servicios que derivan después de la construcción de estas Chimeneas con equipo Alimak para el desarrollo de la minería subterránea.

CAPITULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 ANTECEDENTES

2.1.1 Internacionales

- a) Los Ing. Maureen Carrillo (2006), Lepolt Linkimer (2006), Albán Rodríguez & Héctor Zúñiga de la Escuela Centroamericana de Geología, Pág. 2 – 14, 2006 Universidad de Costa Rica en el trabajo “Clasificación Geomecánica Y Análisis Estabilidad De Taludes Del Macizo Rocos Coris, Cartago, Costa Rica”, en el cual llegan a las siguiente conclusión: que El método Rock Mass Rainting (RMR) para la clasificación de macizos rocosos fue desarrollado por Bieniawski (1972). Este método permite, de forma sencilla, estimar la calidad del macizo rocoso, mediante la cuantificación de parámetros de fácil medición, los cuales se establecen en el campo de manera rápida y con costos económicos mínimos.

Este artículo involucra el estudio de las propiedades físicas y mecánicas más relevantes del macizo rocoso de la Formación Coris, expuesto en la mina, propiedad de la empresa Sílice de Costa Rica S.A. (SIRCORSA). La mina se localiza a 250 metros al NE del poblado de Coris, provincia de Cartago, en las coordenadas 205,9 N y 537,7 W, de la hoja topográfica Istaru, escala 1: 50 000 del Instituto Geográfico Nacional. Donde se llegó a la siguiente conclusión de que El macizo rocoso estudiado se clasifica como de muy mala calidad, con $RMR < 20$, un RQD de 23 y un Q de 0,5.

La orientación de los sistemas de discontinuidades y su ángulo de buzamiento, se considera como la característica más desfavorable que posee este macizo rocoso en particular.

El caso más crítico de estabilidad será cuando el talud de explotación se orienta paralelo a algunos de los sistemas de diaclasas, con lo cual, existe la posibilidad de deslizamiento a lo largo de las discontinuidades. En la mina propiedad de SICORSA, la orientación del frente norte de explotación es de $S70^{\circ}E$, con inclinación al SW. Es por esta razón que los sistemas denominados 2 y 3, se considera como medianamente desfavorable, ya que se inclinan al $S37^{\circ}E$ y al $S31^{\circ}W$.

El frente de explotación actual, con una altura de 7 m, tiene un factor de seguridad de 2,2. De acuerdo con el análisis realizado, el talud es estable hasta una altura de 15m, alcanzando un factor de seguridad de 1,3.

- b) La Ing. Mercedes Garrido Rodriguez del departamento de recursos minerales y obras subterráneas de la escuela técnica superior de ingenieros de minas Madrid, diciembre de 2003 en su tesis "Evaluación De Coeficiente De Seguridad Del Sostenimiento De Galerías Y Túneles En Función De Su Rigidez Y Distancia Al Frente En Diferentes Macizos Rocosos Y Caracterización Mediante El Método De Impacto – Eco". Llega a la conclusión: En esta tesis doctoral se examina el comportamiento de un macizo rocoso donde se plantea la ejecución de una excavación circular sometida a un campo de esfuerzos hidrostáticos, viendo tanto la respuesta del macizo rocoso como la del sostenimiento. Se supone un comportamiento elastoplástico del macizo siguiendo el criterio de rotura de Hoek – Brown pues es el que más se asemeja al comportamiento real del macizo. Y se llega a las siguientes conclusiones; Al realizar una simulación tridimensional del avance del frente de una excavación, se puede obtener el valor de las curvas de convergencia – confinamiento y con ello la relajación necesaria que debe sufrir el macizo rocoso antes de la colocación del sostenimiento. En función del paso de excavación elegido, se comprueba que a mayor paso de excavación mayor

desplazamiento de la zona sin sostener y como la zona de influencia del frente por delante de él, es decir en la zona de macizo rocoso sin excavar inmediatamente posterior, es mayor. Es importante considerar este factor, en la ejecución de excavación en macizos rocosos fracturados o donde se deban atravesar zonas de materiales de peor calidad, ya que de esta forma se pueden tomar medidas para evitar el colapso de la excavación en el instante de su ejecución.

Al variar el espesor del sostenimiento se puede comprobar como el momento flector desarrollado en el sostenimiento del macizo A1 produce una curva más tendida que la producida en el macizo A2, y como en ambos casos el valor del momento flector aumenta en casi un 50% al pasar de un espesor de 20 cm a uno de 30 cm, mientras que al pasar de 30 a 40 cm el valor máximo del momento flector aumenta aproximadamente un 38%. Para un espesor de 20 cm de sostenimiento colocado en la sección de estudio de 30, se produce una disminución del valor del momento flector con el avance del túnel más acentuado en el macizo A1, mientras que para los espesores de 30 y 40 cm, se observa que el momento flector aumenta. Cuando el frente de la excavación se encuentra situado a 42 m de la boca del túnel, es decir a 4 radios por delante de la sección de estudio; a partir de ese instante, para los tres espesores, el momento flector sufre variaciones mínimas por lo que se puede decir que tiende a estabilizar. Este hecho se produce en los dos macizos rocosos; esto implica que para el mismo tipo de sostenimiento, los momentos flectores del sostenimiento colocado en el macizo en el macizo A2 son mayores que los del macizo A1 debido a que presentan mayor facilidad de deformación.

2.1.2 Nacionales

- a) EL ING° Luis Torres Yupanqui en su trabajo de la "Capacidad De Anclaje De Los Pernos De Roca – UNMSAM – LIMA 2008"; Plantea el Planeamiento de minado, para la explotación racional de un yacimiento

o depósito minero, subterráneo o superficial, están consideradas como operaciones y/o fases mineras unitarias: La perforación, voladura, limpieza, sostenimiento, carguío, entre otras, cada una de estas operaciones mineras unitarias en este caso el Sostenimiento; cuyo objetivo es el restablecimiento del equilibrio del macizo rocoso, mediante el refuerzo, soporte, revestimiento, relleno, grouting, con la finalidad de garantizar la estabilidad de la labor minera; está basado en criterios de teorización e investigaciones de campo, que consideran parámetros como: La Clasificación Geomecánica del Macizo Rocos, diseño del sistema y/o elemento de sostenimiento; para una mayor producción y productividad, con seguridad para el personal, equipos, maquinarias e infraestructura de la operación minera. Se llega a la conclusión de que Actualmente varias Compañías y/o Empresas Mineras nacionales vienen utilizando pernos de roca, como elemento de refuerzo, en el sostenimiento de labores mineras subterráneas y superficiales; en diferentes tipos de Calidad del Macizo rocoso y condiciones naturales del yacimiento, para lo cual es necesario el conocimiento del comportamiento del perno de roca (Capacidad de anclaje) para obtener mejores resultados, y evitar caídas y/o desprendimientos de rocas, que hoy en día es uno de los mayores índices de accidentes fatales. Es necesario para un mejor entendimiento del comportamiento de los pernos de roca (Rock Bolt) en general, a fin de mejorar la calidad del elemento de refuerzo, como del sistema de sostenimiento, en labores mineras subterráneas y superficiales; para racionalizar su uso y aplicaciones; realizar investigaciones integrales sobre este evento, la misma que considera diferentes tipos y condiciones del macizo rocoso, el comportamiento de la excavación y el tiempo de estabilización del mismo, contando para ello con los instrumentos y equipos necesarios.

- b)** El Ing. Rudy Beltran Villanueva de la Compañía de Minas Buenaventura SAA realiza un trabajo de investigación en "El Sostenimiento De Mina

Orcopampa” a la cual llega a la siguiente conclusión: El yacimiento de la Mina Chipmo, se viene explotando desde hace 11 años, tiempo en el cual se ha ido profundizando los niveles de explotación estando en estos momentos por debajo de los 570 metros de profundidad. Las condiciones Geomecánicas en dicho yacimiento son muy desfavorables por la calidad de la masa rocosa y por condiciones especiales que esta presenta: Rocas de Mala Calidad y Expansivas en algunos sectores, agravadas por la presencia de agua.

Con estas características de masas rocosas, los sostenimientos instalados sufrían deformaciones que obligaban a realizar mantenimiento de los mismos incrementando los costos de minado en este rubro. Esta problemática obligo a utilizar diversos tipos de sostenimiento y a buscar nuevas alternativas de los mismos a fin de mejorar sus rendimientos y racionalizar sus costos.

De igual manera, las condiciones del terreno presente en la Mina Chipmo, genera que el costo de sostenimiento será considerable, ya que la totalidad de las labores mineras deben de ser sostenidas. Esto también ha obligado a buscar algunas innovaciones las cuales han podido generar una reducción considerable del costo operativo minero.

Dentro de estas innovaciones se puede mencionar el uso de los “Mini-split set”, con los cuales se han logrado excelentes resultados en los trabajos de sostenimiento en nuestras labores temporales (tajeos, Galería), y también, la aplicación del concreto lanzado (shotcrete), diseñando una nueva técnica de sostenimiento, la cual ha permitido incrementar nuestros avances, manteniendo seguras nuestras labores y reduciendo su costo de operación.

En el presente trabajo, se mostraran los progresos que se han tenido en la U.E.A. Orcopampa en la búsqueda de soluciones para el control de la estabilidad de las labores mineras y su reducción de costos mediante algunas innovaciones de sostenimiento. Y con el trabajo técnico nos

lleva cada vez a un mayor entendimiento conceptual del problema que viene afrontando la Mina Orcopampa.

De igual manera, nos permite tomar medidas tácticas y estratégicas con mayor acierto y conocimiento del problema. Nos adelantamos a tomar medidas de seguridad, sin perder el rumbo del costo beneficio que implica este trabajo para el futuro de una producción segura y eficiente.

2.1.3. REGIONALES

- a) El informe de la optimización de la gestión operativa en interior mina, investigación realizada en consorcio minero horizonte s.a. marzo – Agosto 2006 concluye que: El foco de la investigación es experimentar con cambios controlados en algunos factores que influyen el desempeño del personal de línea en labores mineras subterráneas.

El trabajo de investigación es Ejecutar un piloto de cambio organizacional a fin de elevar la productividad de las labores mineras en la compañía.

Promover innovación apoya la mejora continua en operaciones mina.

Innovar: menor foco en costos, más bien promover cultura de cambio.

Romper paradigma minero que privilegia únicamente la producción.

Fomentar visión integradora de gestión responsable, promotora de calidad, seguridad y bienestar en labores

- Incrementar tiempo de supervisión y promover valores: maximiza compromiso con trabajo y minimiza hurtos.
- Liderazgo, colaboración y trabajo en equipo contribuyen con mayor productividad.
- Conocer percepción del personal (aspectos operativos) mejora gestión RRHH (bienestar, clima).

- b) La Mediciones De Esfuerzos Tectónicos In-Situ En La Mina Consorcio Minero Horizonte S.A., realizado por GEOMECANICA LATINA S.A. del Perú la materialización de estudios concernientes a establecer las condiciones tectónicas del área Vetas Rosarito y Túnel Balcón en su yacimiento aurífero Horizonte, ubicado en el distrito cordillerano del Batolito de Pataz, en la provincia La Libertad de la Cordillera Andina, al Norte del Perú. (Figura N° 05) muestra la ubicación de la zona de Pataz en La Libertad, y (Figura N°06) muestra un detalle del Batolito Estructural Distrito de Pataz, con la ubicación de la Mina Consorcio Minero Horizonte.**

Los ensayos de laboratorio sobre las muestras de rocas sobre perforadas in-situ, serían efectuados con las facilidades existentes en el laboratorio de Mecánica de Rocas del Dpto. de Minas de la Universidad Católica de Lima.

El manejo del equipo diamantino estuvo a cargo del personal de la Empresa Geotecnia Peruana.

En conformidad a lo anterior, el estudio así encargado se materializó durante las jornadas del 23 al 30 de Septiembre y del 11 al 19 de Noviembre del presente 2010. En los capítulos siguientes se describen las características del método empleados, los resultados obtenidos, y las proyecciones atingentes a la explotación del yacimiento Horizonte que se desprenden de las cifras así obtenidas. Las conclusiones del estudio Geomecánica llegaron a la conclusión del esfuerzo Principal Mayor S1 cumple con las características de ser subhorizontal, fenómeno que se repite en Chile y en otros continentes en donde se han efectuado estas mediciones.

A diferencia de lo que ocurre en el territorio Chileno en donde la orientación de estos esfuerzos Mayores son marcadamente E-W y coinciden con la orientación de empuje de la placa oceánica sobre la cordillera de los Andes, en el caso del Batolito de Pataz los esfuerzos son marcadamente NE –SW y consecuentemente se corresponden con una tectónica diferente.

2.2 BASES TEÓRICAS

1. CONSORCIO MINERO HORIZONTE

1.1. Antecedentes Históricos

Consortio Minero Horizonte S.A. cuyo denuncia minero abarca más de 35.000 has. es una de las principales empresas mineras auríferas de la región La Libertad. La importancia económica de la zona se debe a los trabajos realizados por los exploradores Raymondi y Tarnawiecki. La exploración y explotación de oro en la región de Pataz data desde el incanato, pues se conocen extensas labores de explotación de antigua data; sin embargo durante el presente siglo se inicia la explotación sistemática del oro en la provincia a través de empresas mineras como Sindicato Minero Parcoy, Aurífera Buldibuyo, Compañía Poderosa, Consortio Minero Horizonte (CMHSA), MARSA, entre otras empresas, pequeñas y de mediana envergadura, que han tratado mineral con promedios anuales de 12 gr. Au/TM. mediante métodos subterráneos. Consortio Minero Horizonte S. A. actualmente produce 150,000 oz. Au y cuenta con una capacidad de tratamiento de 1500 t/día.

La explotación del batolito de Pataz en La Libertad data del siglo XIX. El batolito de Pataz es un cuerpo intrusivo cuya forma lenticular y alargada se debe a su emplazamiento a lo largo de una gran fractura regional de dirección andina NW-SE. Constituido por dioritas-tonalitas, granodioritas con cambios graduales a monzogranito (edad: 328-329 Ma, Haeberlin, 2000); su mecanismo principal de deformación es el cizallamiento debido a un gran contraste de competencia con las rocas metamórficas adyacentes. Los sistemas de vetas auríferas (edad 312-314 Ma, Haeberlin 2000) en la región de Pataz están ligados espacialmente a la geometría del batolito, enclavados en las zonas marginales de este cuerpo intrusivo. Las áreas mineralizadas se encuentran en vetas transicionales relacionadas a un campo de esfuerzos entre tensión y cizalla rellenando fracturas, con orientaciones N-S/45° SE y NW-SE/45° E, enlazadas entre si formando una mega brecha de cizallamiento. Estas vetas son cortadas

y desplazadas por tres familias de fallas subverticales regionales sincrónicas a la mineralización, la 1ra NNW-SSE, la 2da E-W y la 3ra NE-SW. Por lo mismo las estructuras son de tipo filoneas que se formaron durante el Carbonífero superior, las vetas mineralógicamente presentan cuarzo-sulfuros-cloritas y oro nativo. Estas estructuras principales lo conforman las vetas Candelaria, Santa Rosa, Rosa Orquídea, Sissy, Lourdes y Milagros, entre las cuales se ubican splits, ramales, sigmoides y vetas tensionales, algunas de las cuales han sido trabajadas desde inicios del siglo antepasado. El asiento minero de Horizonte pertenece a una zona aurífera que fue explotada desde tiempos remotos, primero por los incas y posteriormente por los españoles, quienes descubrieron el potencial minero en la zona. A mediados del siglo XX disminuyó notablemente la explotación de las vetas, debido al agotamiento de los minerales con oro libre, lo que motivó bajas recuperaciones. Como consecuencia de ellos los trabajos fueron esporádicos en la zona. En 1934 se fundó el Sindicato Minero Parcoy (SIMPAR) que inició sus actividades al año siguiente. La carretera partía de Trujillo hasta la ciudad de Huamachuco, de ahí seguía un camino a lomo de mula de tres jornadas de doce horas cada una. Para superar este problema el fundador de SIMPAR, Ing. Eulogio Fernandini, contrato tres aviones cóndor que transportaban maquinaria moderna.

En 1938 la Cía. aurífera Anglo-Peruana S.A. exploró las vetas Chinchines, Sissy y Elisa al oeste de la zona, pero aparentemente no llegó a procesar el mineral; se devolvió la firma y sus concesiones pasaron a poder del Sindicato Minero de Parcoy (SIMPAR) que ya había consolidado gran parte de las propiedades de toda la área. SIMPAR trabajó durante 25 años gran número de vetas, entre las cuales cabe mencionar: Esperanza, Carlos Bernabé, Carmencita, Mishahuara, San Francisco, Encanto, Michencanto y Cabana entre otros más.

En 1960 el precio del oro se estancó a US\$ 35/onza, valor que no permitía cubrir los costos de operación, por tanto haciendo la producción de oro

menos rentable, por lo cual paralizaron las exploraciones solo dedicándose a la explotación hasta que se agotó el mineral.

En 1978, con la promulgación de la ley de la promoción aurífera, surgió el interés de los ingenieros Rafael Navarro Grau y Jaime Uranga para trabajar los relaves dejados por la operación de SIMPAR con buenas perspectivas y se rehabilitaron 19 concesiones antiguas: Bernabé, Cabana, Ichigrande, Pucalabor, Carmencita, Retamas, etc. y también dos concesiones nuevas Horizonte N°8 y Horizonte N°12.

En 1982 luego del informe geológico preliminar y un estudio geológico minero se inició la rehabilitación de algunas labores. Se exploró la parte alta, San Antonio; la parte baja, Bonita, pero no fue suficiente para alimentar debidamente la planta.

En 1984, al reabrir el socavón Fernandini, se consiguieron mejores resultados hasta llegar a mediados de 1986 a una porción mineralizada que hizo despertar el yacimiento. La explotación inicial fue de 10 ton/día, teniendo únicamente una veta en un solo nivel. Posteriormente se abrió un nivel superior, incrementando la producción a 30, 50 ton/día hasta estabilizar la producción de 100 ton/día en 1988, en 1989 a 159 ton/día con una reserva aproximada de 100000 ton con 10 gr Au/ton en promedio.

A partir de entonces el crecimiento de la producción ha sido continuo durante la década pasada el 2006 y actualmente la producción es de 400 Kg Au/mes con una ley promedio 11 gr Au/tm.

1.2. Ubicación Geográfica y Acceso

La provincia aurífera de Pataz, con una extensión de 160 Km de largo y de 1 a 3 Km de ancho, es conocida por sus vetas auríferas de cuarzo-sulfuros desde la época incaica (siglos XV y XVI). Durante los últimos 100 años más de 16 minas subterráneas distribuidas en los distritos de Pataz, Parcoy y Buldibuyo han producido 6 millones de onzas de oro y se estima que los recursos asciendan a 40 Millones de onzas aproximadamente.

El área de la empresa Consorcio Minero Horizonte S.A, CMHSA, unidad Parcoy, se encuentra en el distrito de Parcoy, provincia de Pataz, departamento (región) de La Libertad, en las coordenadas geográficas:

77°36' Longitud Oeste;

08°00' Latitud Sur,

A una altura de 2600 a 4100 m.s.n.m.

Es accesible por las siguientes vías:

- Vía Aérea: Trujillo – Pías / Lima – Pías
- Vía Terrestre: Trujillo – Chagual – Parcoy (400 Km. Aprox.)

2. COMPORTAMIENTO DE LOS MACIZOS ROCOSOS

2.1. INTRODUCCIÓN

La caracterización o descripción cuantitativa del macizo rocoso para el diseño y construcción de una excavación es probablemente el elemento más importante en Geomecánica. La necesidad de caracterizar la roca se percibe desde los puntos de vista de la economía, seguridad y obligaciones contractuales en la construcción de excavación subterráneas. Los macizos rocosos donde se realizan las obras subterráneas constituyen un medio discontinuo complejo cuyas características pueden cambiar bruscamente. En el caso de obras lineales verticales (Chimeneas), suelen aparecer distintas condiciones estructurales, cada una de ellas con sus propiedades mecánicas características, y planos de discontinuidad de distintos orígenes, orientaciones y propiedades que complican el problema de definición del sostenimiento.

Los procedimientos para realizar el diseño de obras subterráneas se reducen a tres:

- **MÉTODOS EMPÍRICOS:** se basa en las clasificaciones Geomecánicas. Este procedimiento está ampliamente aceptado por su facilidad de comprensión y aplicación, al relacionar los problemas de diseño y construcción de labores subterráneas con las calidades de los macizos rocosos en los que se sitúan. Sin embargo, no se puede garantizar su precisión considerando que son válidas en las fases de viabilidad y anteproyecto.

- **MÉTODO OBSERVACIONAL:** de carácter cualitativo requiere de otras herramientas para realizar medidas y observaciones en la excavación. Se mide las convergencias, los desplazamientos en el interior del macizo rocoso próximo a la excavación y las tensiones y cargas sobre los sostenimientos.
- **MÉTODOS NUMÉRICOS:** con el uso de modelos numéricos se pueden hacer estimaciones del estado tensional en los macizos rocosos atravesados por la excavación así como las deformaciones producidas. La dificultad se tiene al estimar los parámetros geotécnicos de los modelos.

Los tres métodos exigen una caracterización Geológica y Geomecánica de los macizos rocosos. Dentro de los aspectos más importantes cabría destacar:

1. Identificación del material (litología, características resistentes).
2. Estructura del macizo rocoso (superficies de discontinuidades, estructura y dominio estructural).
3. Características Geomecánicas de las discontinuidades (orientación, espaciado, dimensiones, rugosidad, resistencia de los labios, apertura, relleno, circulación de agua, número de familias, tamaño de los bloques).

3. CLASIFICACIONES GEOMECAÑICOS

Durante las etapas preliminares de diseño de una excavación el uso de las clasificaciones de los macizos rocosos se pueden considerar beneficioso para chequear toda la información que se considere importante sobre ellos, siempre que esta sea escasa y si se conoce el estado tensional. Una excavación subterránea es una estructura muy compleja y con la ayuda de las herramientas teóricas se pueden construir modelos simplificados para estudiar la estabilidad de la excavación.

Las clasificaciones se han estado desarrollando desde que en 1879 Ritter formalizara un método empírico para determinar el sostenimiento requerido por los túneles. Se suelen usar, por ejemplo, para analizar la influencia de las discontinuidades estructurales o las tensiones que se originan alrededor de la excavación. Para considerar el sostenimiento inicial elegido para una excavación se pueden utilizar varias clasificaciones para ver la relación existente entre las

condiciones del macizo y el sostenimiento requerido y estimar la resistencia y deformación del macizo rocoso.

Sobre las Clasificaciones Geomecánicas existen opiniones contrapuestas. A favor está su uso generalizado, que cuantificar hechos naturales complejos y que establecen un lenguaje tectónico común. En contra cabe señalar que no tiene base teórica por ser métodos empíricos, simplifican excesivamente los problemas reales y en ocasiones no son fiables porque personas sin la debida formación pueden pensar que mediante la aplicación del método clasificatorio resuelven un proceso complejo. Por otra parte, los posibles errores se arrastran de manera sistemática, haciéndose muy difíciles su detección. Por lo tanto hay que considerarlas como una herramienta más.

Bieniawski (1997) recomienda "que las clasificaciones se usen en el contexto global de un proceso global de diseño ingenieril y solo en fases preliminares y/o planteamiento, pero no para definir las medidas finales de diseño". Algunas clasificaciones más significativas son:

- **CLASIFICACIÓN DE TERZAGHI:** En 1946 Terzaghi propuso una clasificación para estimar las cargas que podían soportar los arcos metálicos colocados en un túnel. Describió distintos tipos de terrenos y basándose en su experiencia en el sostenimiento con arcos metálicos de los túneles de los Alpes, asignó rangos de carga roca en función de las discontinuidades del terreno. Esta teoría tiene la limitación de no ser aplicable a túneles de anchura superior a 9 metros considerando que el techo de la excavación se encuentra situado por debajo del nivel freático. Singh y otros (1995) modifican la teoría de Terzaghi para túneles y cavernas ya que al medir la presión de sostenimiento estas estructuras observan que no aumenta proporcionalmente con el tamaño de la excavación, tal como afirmaba Terzaghi, por lo cual recomienda unos rangos de presión de sostenimiento para ambos casos.
- **CLASIFICACIÓN DE LAUFFER:** Lauffer en 1958 llegó a la conclusión de que el tiempo de mantenimiento para un tramo sin sostenimiento depende de la calidad

de la roca en la que se excava. En un túnel, el tramo sin sostenimiento se define como la distancia entre el frente y la zona sostenida más cercana. La importancia de este concepto es que un aumento de la anchura del túnel significa una reducción en el tiempo de colocación del sostenimiento. La clasificación original de Lauffer ha sido modificada por números autores entre ellos Pacher en 1974 y actualmente forma parte del método de excavación de túneles conocidos como Nuevo Método Austriaco.

- **ÍNDICE DE CALIDAD DE LA ROCA (RQD):** El índice RQD (Rock Quality Designation) fue definido en 1967 por Deere y otros para estimar cuantitativamente la roca de calidad existente en un sondeo. Se define como el porcentaje de piezas de roca intacta mayores de 100 mm que hay en la longitud total de 100 mm que hay en la longitud total de una maniobra en un sondeo. Hay que considerar que el RQD es un parámetro que depende de la dirección del sondeo pudiendo variar muchos según su orientación. Para determinar el RQD existen dos tipos de métodos: directos e indirectos. Dentro de los primeros estaría la recomendación de la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (ISRM) de usar un tamaño de corona de diamante de al menos NX (54.7 mm) con sondeo de doble tubo. Entre los indirectos están los métodos sísmicos y el sugerido por Palmstrom (1982). El RQD es un parámetro fundamental tanto en la clasificación de Bieniawski y como en la de Barton.
- **EVALUACIÓN DE LA ESTRUCTURA DE LA ROCA (RSR):** Wickham y otros (1972) desarrollan un método cuantitativo para describir la calidad del macizo rocoso y seleccionar un sostenimiento adecuado. La mayoría de los casos históricos usados en este sistema eran túneles pequeños con sostenimiento de arcos metálicos aunque fue el primero en hacer referencia al sostenimiento de hormigón proyectado. El RSR (Rock Structure Rating) es un valor numérico ($RSR = A + B + C$) obtenido a partir de un porcentaje de sus tres componentes: (A) geología (Tipo, dureza y estructura de la roca), (B) geometría (espaciado y orientación de las juntas y dirección del túnel) y (C) calidad del macizo rocoso en

base a la combinación de A y B, condición de las juntas (buena, media y mala) y cantidad de flujo de agua.

- **CLASIFICACIÓN DE BIEIAWSKI (RMR):** Para la aplicación la clasificación Geomecánica definida por el índice RMR (Rock Mass Rating) hay que dividir el macizo rocoso en dominios estructurales, es decir unidades en las cuales cada tipo de roca es limitada por unidades estructurales, es decir en unidades en las cuales cada tipo de roca es limitada por unidades estructurales (discontinuidades). Al considerar el índice RMR hay que hacer referencia si se utiliza la modificación del año 1976 (RMR₇₆) o la del año 1989 (RMR₈₉), ya que varía los ratios y el tiempo sin sostenimiento en función de la calidad del macizo rocoso. Esta clasificación se puede usar para obtener distintos parámetros como el tiempo de mantenimiento, el tramo sin sostenimiento y la presión de sostenimiento para una excavación subterránea. También se puede usar para seleccionar el método de excavación y el sistema de sostenimiento permanente. La aplicación de este índice no tiene apenas limitaciones, excepto en rocas expansivas y fluyentes donde no es aconsejable. Las predicciones del RMR suelen ser acertadas en terrenos de calidad media, ya que se tiende a no utilizar valores extremos en los parámetros. Otra limitación radica es que por ser una suma de parámetros, el índice no es muy sensible a variaciones grandes en cada uno de ellos. El RQD y el espaciado de las juntas se evalúan por separado, sin considerar que están relacionados a través del tamaño de los bloques del macizo, factor que tiene una gran influencia ya que si se suma los valores de ambos parámetros se alcanzan 40 puntos sobre 100, máximo valor RMR. Por otro lado, esta clasificación no considera el estado tensional de la roca, es decir la profundidad a la que se realiza la excavación.
- **CLASIFICACIÓN DE BARTON (Q):** Barton, Lien y Lunde en 1974 propusieron el índice de calidad Q de clasificación de macizos rocosos. El parámetro original Q no ha cambiado, pero Grisman y Barton (1993) cambiaron algunos de los ratios del SRF ya que la antigua clasificación recomienda un sostenimiento menor del requerido para rocas duras masivas sometidas a esfuerzos elevados. Esta

clasificación está especialmente recomendada para túneles y cavernas con el techo en arco. En el 2002 Barton hace un estudio de la aplicación del parámetro Q y de sus seis componentes para la predicción, correlación y extrapolación de datos investigados in – situ y para la obtención de una primera estimación de datos de juntas y del macizo continuo. En este estudio se muestra la relación del parámetro Q con distintos factores como son la velocidad de las ondas p, el módulo de deformación estático, la presión del sostenimiento, la deformación del túnel y la posible cohesión y fricción del macizo sin alterar, o como se ve afectado por la excavación. El índice Q tiene un alto grado fiabilidad ya que está basado en un elevado número de casos que comprenden muy diversos tamaño de excavación, profundidades y calidades de macizo rocos, todo los tipos de macizo rocoso, menos los sometidos a todas las clasificaciones geomecánicas), están bien representados. Esta clasificación tiene en cuenta el estado tensional del macizo por medio del parámetro SRF, pero evaluación es muy subjetiva y no considera la historia tectónica ni otro factor Geomorfológicos.

4. MODELO CONSTITUTIVO DE UN MACIZO ROCOSO

Como se indicaba en el primer apartado de este capítulo para caracterizar correctamente un macizo rocoso donde se quiere realizar una obra de ingeniería hay que conocer los parámetros básicos que definen la roca y las discontinuidades y realizar una adecuada caracterización geológica y geométrica del macizo rocoso, donde destaca diversos aspectos como la identificación del material, la estructura del macizo rocoso y las características Geomecánicas de las discontinuidades. También hay que considerar el estado tensional in – situ y las posibles alteraciones producidas por la presencia de otras excavaciones subterráneas.

Cuando se quiere estudiar el comportamiento de un macizo rocos para ver su respuesta ante la ejecución de un determinado tipo de excavación que origina un cambio en el campo tensional existente en el mismo, es importante plantear un modelo constitutivo adecuado de forma que el macizo trabaje como medio continuo o discontinuo. A la hora de modelizarlo se pueden considerar distintos tipos:

- **Macizo Rocos Masivo:** medio continuo con las propiedades de la roca sana.

- **Macizo rocoso Fracturado:** medio con las propiedades de la roca sana atravesada por juntas con propiedades conocidas, aunque su localización solo se conoce estadísticamente.
- **Macizo Rocosos Muy Fracturado:** únicamente se puede considerar como medio continuo con propiedades medias obtenidas a partir de las propiedades de las roca sana y de las propiedades de las discontinuidades (a través de índices de calidad). Se toma un medio continuo equivalente de forma que los desplazamientos y tensiones del medio fracturado continuo con el desplazamiento y tensiones del medio fracturado coincidan con los desplazamientos y tensiones del medio sin fracturas con las propiedades mecánicas deterioradas.

5. CRITERIOS DE ROTURA

En este apartado se recogen los criterios de rotura aplicables para definir el comportamiento de un macizo rocoso. De las dos variables que definen el comportamiento de la roca, **tensión y deformación**, la primera es la mayormente aceptada para formular los criterios de rotura. Casi todos los criterios de rotura definen la resistencia a la rotura y no la deformación producida.

En cualquier punto de las proximidades de la excavación, seis tensiones: tres normales y $(\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z)$ y tres tangenciales $(\sigma_{xy}, \sigma_{yz}, \sigma_{xz})$ son inducidas. A partir de estas tensiones se pueden obtener las tensiones principales $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$. Una vez obtenidas se utiliza un **criterio de rotura** para estimar la estabilidad de la excavación.

El **criterio de rotura** se define como la superficie límite expresada en coordenadas de tensiones principales $f(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = 0$, de forma que cualquier punto, en el que sus tensiones principales caigan en esta superficie o fuera de ella, rompe. Debido a las limitaciones físicas existentes en la fase experimental, los criterios de rotura se suelen expresar en dos dimensiones al indicar la relación de tensiones existente entre las tensiones principal mayor y la menor, ya que la influencia de la tensión intermedia sobre la rotura es pequeña. Algunos autores como Pan –

Hudson (1988) proponen una variación tridimensional del criterio de rotura de Hoek – Brown considerando la influencia de la tensión intermedia σ_2 .

Sheorey (1997) hace una recopilación de los **criterios de rotura** existentes diferenciando su utilización para roca intacta o para macizo rocoso, por orden cronológico los criterios son:

$$\sigma_1 = \sigma_c \left(1 + \frac{\sigma_3}{\sigma_c} \right)^b \quad (\text{Balmer 1952, Sheorey et al 1989}), \quad (1.1)$$

$$(\sigma_1 - \sigma_3)^2 = a + b(\sigma_1 - \sigma_3) \quad (\text{Fairhurst 1964}), \quad (1.2)$$

$$\sigma_1 = \sigma_c + \sigma_3 + a\sigma_3^b \quad (\text{Hobbs 1964}), \quad (1.3)$$

$$\sigma_1 = \sigma_c + a\sigma_3^b \quad (\text{Murrell 1965}), \quad (1.4)$$

$$\sigma_1 = \sigma_c + a\sigma_3^b \quad (\text{Bodonyi 1970}), \quad (1.5)$$

$$\sigma_1 - \sigma_3 + a(\sigma_1 + \sigma_3)^b \quad (\text{Franklin 1971}), \quad (1.6)$$

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_c} = a + b \left(\frac{\sigma_3}{\sigma_c} \right)^b \quad (\text{Bieniawski 1974, Yudhbir 1983}), \quad (1.7)$$

$$\sigma_1 - \sigma_3 + \sqrt{m\sigma_c\sigma_3 + s\sigma_c^2} \quad (\text{Hoek \& Brown 1980}), \quad (1.8)$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 + a\sigma_3 \left(\frac{\sigma_c}{\sigma_3} \right)^b \quad (\text{Ramamurthy 1985}), \quad (1.9)$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right)^a \quad (\text{Hoek \& Brown 1997}), \quad (1.10)$$

En estas ecuaciones a , m_b y s son constantes que se determinan con la resistencia a compresión uniaxial σ_c y la resistencia a tracción σ_t mediante curvas obtenidas a partir de ensayos de laboratorio.

Algunos de los criterios, los dados por las ecuaciones 1.3, 1.4, 1.7 y 1.9 vienen expresados para la región de compresión del criterio de rotura y no existen en el cuadrante de tracción, aunque lo ideal es que un criterio de rotura se aplique en ambas zonas. Un criterio de rotura compresivo puede utilizarse cuando se desarrollan en la estructura rocosa tensiones de compresión. El criterio de Bodonyi es equivalente al criterio de Mohr – Coulomb lineal. Los criterios de Bieniawski – Yudhbir,

Ramamurthy y Hoek – Brown se utiliza tanto para roca intacta como para macizo rocoso.

Cuando se determina el criterio de rotura que sigue el macizo rocoso donde se quiere realizar la excavación hay que distinguir entre varios casos, que siga un comportamiento elástico, Elasto – plástico, visco – elástico o visco – plástico.

5.1. COMPORTAMIENTO ELÁSTICO

Todos los materiales tienen ciertas propiedades elásticas, es decir, si una fuerza externa produce una deformación de la estructura, que no excede un cierto límite, la deformación desaparece cuando lo hace la fuerza que la origina.

La relación entre las componentes de la tensión y de la deformación se establece experimentalmente mediante la ley de Hooke. En un material isótropo las tensiones normales no producen deformaciones de los ángulos de un elemento. La magnitud de la unidad de elongación de dicho elemento viene dada por:

$$\epsilon_x = \frac{\sigma_x}{E}, \quad (1.12)$$

Siendo E el módulo de elasticidad o de Young. El alargamiento en la dirección x viene acompañado por contracciones laterales:

$$\epsilon_y = -\nu \frac{\sigma_x}{E} \quad \epsilon_z = -\nu \frac{\sigma_x}{E}, \quad (1.13)$$

Donde ν es una constante denominada coeficiente de Poisson, de carácter adimensional, con valores entre 0 y 0.5 de forma que cuando su valor se acerca a 0.5 el material tiende a ser incomprensible. Estos dos parámetros E y ν se obtienen a partir de ensayos de compresión uniaxial sobre probeta cilíndricas. También se pueden considerar los parámetros de Lamé (λ y μ), el módulo de rigidez o de bulk (b) y el módulo cortante G , todos ellos relacionados entre sí:

$$\lambda = \frac{\nu E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \quad \mu = \frac{E}{2(1 + \nu)}, \quad (1.14)$$

$$b = \frac{E}{3(1 - 2\nu)} \quad G = \mu, \quad (1.15)$$

5.2. CRITERIO DE ROTURA DE MOHR - COULOMB

El criterio de rotura de Coulomb (1773) describe las condiciones de rotura al corte de una roca mediante la relación existente entre las tensiones cortante τ y normal σ asociadas a la superficie de rotura, por lo tanto puede expresarse como:

$$\tau = c + \sigma \tan \phi, \quad (1.16)$$

Donde c es la cohesión y ϕ el ángulo de rozamiento interno.

El criterio de Mohr (1900) es más general que el criterio lineal de Coulomb ya que representa la curva que engloba a los círculos de Mohr que representa el estado tensional del material para diferentes estados tensionales. La relación τ y σ viene representada por una curva de tipo parabólico que divide el plano en dos zonas, de forma que el estado tensional del material representado por un círculo situado completamente en el interior de la envolvente indica que el material no rompería. Cuando el círculo es tangente a la envolvente, el material romperá por un plano que forma un ángulo mitad al que forma la recta que une el centro del círculo con el punto tangente. Cuando el círculo es secante, en la zona exterior a la misma se han superado las tensiones límites del material y este romperá; es imposible la existencia de un círculo de este tipo.

Expresándolo en forma de tensiones principales el criterio de Mohr – Coulomb tomaría la forma:

$$\sigma_1 - K_p \sigma_3 + \sigma_c = 2c \sqrt{K_p} \quad K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}, \quad (1.17)$$

Donde K_p es el coeficiente pasivo de tierras y σ_c es la resistencia a la compresión del material. Debido a las heterogeneidades de la roca, el conjunto de círculo de Mohr, que se obtendría en un ensayo de compresión triaxial, no se puede expresar matemáticamente como una familia de curvas en función de un parámetro. Por eso hay que aproximar a una recta, denominada recta de Coulomb, suponiendo que la recta ajustada a los máximos de los círculos y la envolvente de Mohr – Coulomb se cortan en un punto situado el eje de abscisas.

5.3. CRITERIO DE ROTURA DE HOEK - BROWN

Hoek y Brown (1980) propusieron un método para estimar la resistencia de las juntas de los macizos rocosos basados en la evaluación de las uniones entre los bloques de roca y las condiciones de las superficies entre los bloques. Este criterio viene expresado por:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m\sigma_c\sigma_3 + s\sigma_c^2} \quad , \quad (1.27)$$

Donde σ_1 es la tensión principal mayor en la rotura, σ_3 es la tensión principal menor aplicada a la muestra, σ_c es la resistencia a compresión simple de la roca m y s son constantes que dependen de la roca y del macizo rocoso.

Posteriormente este criterio ha sufrido diversas modificaciones (Hoek 1983, Hoek y Brown 1988). Basándose en las experiencias realizadas en distintos proyectos los autores presentan una relación entre los parámetros m y s y el RMR₇₆ de Bieniawski, tanto para macizo rocoso sano como para macizo rocoso alterado por procesos de excavación.

Hoek y otros (1995) introducen el criterio de Hoek – Brown generalizado:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right)^a \quad , \quad (1.28)$$

Donde σ_1 y σ_3 son las tensiones efectivas máximas y mínimas en la rotura, m_b es el parámetro de m del macizo rocoso alterado, s y a son constantes que dependen de las características del macizo rocoso y σ_c es la resistencia a compresión uniaxial de las muestras de la roca intacta.

Se aplica para macizos rocosos fracturados donde se pone de manifiesto la relación entre los parámetros m y s con el GSI (Geological Strength Index) en lugar de con el RMR. El GSI proporciona un sistema para estimar la disminución de la resistencia del macizo rocoso en diferentes condiciones geológicas. Puede estimarse a partir de la estructura y condiciones superficiales del macizo rocoso. Este índice es adimensional y toma valores que oscilan entre 0 y 100. Los valores próximos a 10 corresponden a macizos de muy mala calidad y cuando toma el valor 100 se tienen macizos de calidad excelente (resistencia del macizo igual a la de la roca intacta).

En función del GSI, se calculan diferentes parámetros del criterio. m_n se obtiene de:

$$m_n = m_i e^{\left(\frac{GSI-100}{28}\right)}, \quad (1.29)$$

Para $GSI \geq 25$ (macizos rocosos de calidad relativamente buena) los valores de s y α dado se obtienen de:

$$s = e^{\left(\frac{GSI-100}{4}\right)} \quad \alpha = 0.5, \quad (1.30)$$

Para $GSI < 25$ (macizos rocosos de calidad muy mala) se aplica:

$$s = 0 \quad \alpha = 0.65 - \frac{GSI}{200}$$

Se escoge valor 25 arbitrariamente de forma que por encima o por debajo de dicho valor, el comportamiento es diferente. Para macizos rocosos $GSI \geq 25$, este índice es equivalente al Rock Mass Rating introducido por Bieniawski en 1976.

El criterio de rotura de Hoek – Brown, que se asume comportamiento de las rocas y del macizo rocoso isótropo, solo debe aplicarse a macizo rocosos en los que exista un número suficiente de discontinuidades no muy espaciadas, con similares características superficiales. Cuando la estructura analizada es grande en comparación con el tamaño de bloque, la roca puede tratarse como un material de Hoek – Brown.

Cuando el tamaño del bloque es del mismo orden que la estructura analizada o cuando un conjunto de discontinuidades es significativamente más débil que los otros, el criterio de Hoek – Brown no debe utilizarse. En estos casos, hay que analizar la estabilidad de la estructura considerando mecanismos de rotura que impliquen deslizamientos o rotación de bloques y cuñas definidas por la intersección de formas estructurales. En el caso de macizos claramente estratificados, cuyo comportamiento está fijado por una única familia de discontinuidades, sería más acertado utilizar otros criterios que simulen dos comportamientos diferentes según la rotura se produzca a través de las discontinuidades o del propio material.

El criterio del Hoek – Brown suele aplicarse en la práctica que definir el estado tensional bajo el cual el macizo rocoso se deformara inelásticamente y colapsara si no tiene un sostenimiento adecuado. Aunque este criterio se ha utilizado en un gran número de

proyectos existen algunas incertidumbres e imprecisiones para su incorporación en programas de modelización de equilibrio límite en taludes. Por ello Hoek y otros (2002) proponen una modificación del criterio de Hoek – Brown en función del parámetro D que recoge el grado de alteración del macizo rocoso debido a las voladuras y a la relajación de tensiones. El criterio de Hoek – Brown generalizado es:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right)^a, \quad (1.32)$$

Dónde:

$$\frac{m_b}{m_i} = e^{\left(\frac{GSI-100}{28-4E} \right)}, \quad (1.33)$$

s y a son constantes para el macizo rocoso y viene dado por las expresiones:

$$s = e^{\left(\frac{GSI-100}{9-3D} \right)}, \quad (1.34)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{\frac{20}{3}} \right), \quad (1.35)$$

El valor de D se estima en túneles y excavaciones subterráneas según el macizo rocoso:

- Voladura con excelente control o excavación mecánica con TBM con una perturbación mínima del macizo rocoso que rodea al túnel: D=0
- Problema de squeezing. Flujo de roca que den lugar a la elevación de la solera. Si se coloca un sostenimiento temporal de la misma se utilizara el D del caso anterior: D=0.5
- Voladura poco cuidadosas en macizos rocosos duros, que den lugar a daños en el macizo que se extienda entre 2 y 3 m hacia su interior: D=0.8.

5.4. OBTENCIÓN DE LOS PARÁMETROS DE MOHR - COULOMB A PARTIR DEL CRITERIO DEL HOEK – BROWN

La mayoría de los programas de modelización de geotecnia utiliza el criterio de la rotura de Mohr – Coulomb, en el que la resistencia de la roca se define mediante la cohesión c y la fricción ϕ , de ahí que se importante definir la envolvente de Mohr – Coulomb a partir de los parámetros de Hoek – Brown. Como no existe una

correlación directa entre ambos criterios, la obtención de los valores de la cohesión y la fricción para un macizo rocoso evaluado como un material de Hoek – Brown resulta un problema complicado.

Según Hoek – Brown (1997) la aproximación más rigurosa es la desarrollada por J.W. Bray, donde a partir de los resultados de ensayos triaxiales (σ_1, σ_3) usando las ecuaciones 1.36 y 1.37 se obtienen las tensiones normal σ_n y cortante τ y mediante regresión lineal los valores de c y ϕ para el macizo rocoso.

$$\sigma_n = \sigma_3 + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\frac{\delta\sigma_1}{\delta\sigma_3} + 1}, \quad (1.36)$$

$$\tau = (\sigma_1 - \sigma_3) \sqrt{\frac{\delta\sigma_1}{\delta\sigma_3}}, \quad (1.37)$$

Para GSI > 25, cuando $a = 0.5$:

$$\frac{\delta\sigma_1}{\delta\sigma_3} = 1 + \frac{m_b \sigma_c}{2(\sigma_1 - \sigma_3)}. \quad (1.38)$$

Para GSI < 25, cuando $s=0$:

$$\frac{\delta\sigma_1}{\delta\sigma_3} = 1 + am_b^a \left(\frac{\sigma_3}{\sigma_c} \right)^{a-1}. \quad (1.39)$$

Los valores de c y ϕ obtenidos de esta manera son muy sensibles al rango de valores de la tensión de confinamiento σ_3 usado para realizar los ensayos triaxiales. Los resultados más consistentes son los obtenidos utilizando ocho valores equiespaciados de la tensión de confinamiento dentro del rango $0 < \sigma_3 < 0.25\sigma_c$.

Sofianos y Halakatevakis (2002) sugieren un método para evaluar los parámetros resistentes equivalentes c y ϕ de Mohr – Coulomb a partir de los parámetros resistentes de Hoek – Brown para túneles con GSI > 25.

$$\tan\phi = \frac{\tan\psi - 1}{\tan\psi + 1} = \frac{2M - \sqrt{s}}{2p_{0N} - \sqrt{s}}, \quad (1.40)$$

$$c_N = \frac{c}{\sigma_{ci}} = \frac{C_u}{\sigma_{ci} 2\sqrt{\tan\psi}} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{s}{\tan\psi}} \quad (1.41)$$

Donde: el subíndice N indica que el valor esta normalizado respecto a σ_{ci} y

$$M = \frac{1}{2} \sqrt{\left(\frac{m}{4}\right)^2 + m_b p_{0N} + s - \frac{m_b}{8}}$$

Sofianos (2003) presenta un método de evaluación de los parámetros resistentes de Mohr – Coulomb en macizo rocosos que satisfacen el criterio de Hoek – Brown generalizado ($a \neq 0$).

5.5. ESTIMACIÓN DE PROPIEDADES DEL MACIZO ROCOSO

Al modelizar el comportamiento de un macizo rocoso es muy importante definir adecuadamente las propiedades que definen su comportamiento.

Los parámetros que definen el criterio de Hoek – Brown se pueden estimar mediante ensayos de laboratorio sobre muestras de roca intacta, realizando un posterior ajuste para reducir la resistencia del macizo $\sigma_{cm} = \sigma_c s^a$ debido a la presencia de juntas y zonas de debilidad, siendo σ_{cm} la resistencia del macizo rocoso y σ_c la resistencia de la roca intacta. La condición de rotura según el criterio de Hoek – Brown para muestras de roca intacta en el caso particular de que $a = 0.5$, sigue la ley parabólica (Hoek y Brown 1980):

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m_i \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + 1}. \quad (1.42)$$

La ecuación 1.42 también se puede escribir como:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)^2 = m_i \sigma_c \sigma_3 + s \sigma_c. \quad (1.43)$$

Para caracterizar la muestra de roca según la ecuación 1.42 es necesario determinar los parámetros σ_c y m_i . Esto se hace mediante un análisis estadístico de los resultados (σ_3, σ_1) obtenidos de ensayos triaxiales sobre “n” muestras de roca intacta (Granodiorita). Las ecuaciones utilizadas son:

$$\sigma_c^2 = \frac{\sum (\sigma_1 - \sigma_3)^2}{n} + \frac{\sum \sigma_3 \left(\frac{n \sum \sigma_3 (\sigma_1 - \sigma_3)^2 - \sum \sigma_3 (\sigma_1 - \sigma_3)^2}{n \sum \sigma_3^2 - (\sum \sigma_3)^2} \right)}{n}. \quad (1.44)$$

$$m_i = \frac{1}{\sigma_c} \left(\frac{n \sum \sigma_3 (\sigma_1 - \sigma_3)^2 - \sum \sigma_3 (\sigma_1 - \sigma_3)^2}{n \sum \sigma_3^2 - (\sum \sigma_3)^2} \right). \quad (1.45)$$

Se puede evaluar un coeficiente de regresión r para estimar la bondad del ajuste de la aproximación parabólica.

$$r_{ci}^2 = \frac{(n \sum \sigma_3 (\sigma_1 - \sigma_3)^2 - \sum \sigma_3 (\sigma_1 - \sigma_3)^2)^2}{[n \sum \sigma_3^2 - (\sum \sigma_3)^2][n \sum (\sigma_1 - \sigma_3)^4 - (\sum (\sigma_1 - \sigma_3)^2)^2]}. \quad (1.46)$$

Como la resistencia del macizo rocoso normalmente es menor de la roca intacta, el módulo de deformación del macizo rocoso también suele ser menor que el de la roca intacta. Bieniawski (1978) desarrollo una relación empírica para el módulo de la deformación del macizo E_m (medido en GPa) basada en el RMR.

$$E_m \text{ (GPa)} = 2RMR - 100. \quad (1.47)$$

Serafin y Pereira (1983) propusieron una relación empírica para obtener el módulo de deformación del macizo rocoso a partir de la resistencia a compresión simple de la muestra de roca intacta y el valor del RMR_{75} de Bieniawski.

$$E_m \text{ (GPa)} = 10^{\left(\frac{RMR-10}{40}\right)}, \quad (1.48)$$

Afrouz (1992) publico unas expresiones aplicables a macizos rocosos estratificados y relativamente poco resistentes en las que el módulo de la deformación del macizo rocoso con discontinuidades predominantemente horizontales y la ecuación 1.50 a macizos con juntas inclinadas de 45° a 60°

$$E_{rm} = Ee^{(0.0217RMR-2.17)}, \quad (1.49)$$

$$E_{rm} = Ee^{(0.0564RMR-5.64)}, \quad (1.50)$$

Hoek – Brown (1997) proponen una relación entre el módulo de deformación y el GSI:

$$E_{rm} \text{ (GPa)} = C(\sigma_c) 10^{\left(\frac{GSI-10}{40}\right)}, \quad (1.51)$$

Dónde:

$$C(\sigma_c) = 1 \quad \text{si} \quad \sigma_c \geq 100 \text{ MPa} ; \quad C(\sigma_c) = \sqrt{\frac{\sigma_c}{100}} \quad \text{si} \quad \sigma_c \leq 100 \text{ MPa} \quad (1.52)$$

En el análisis de deformación Elasto – plástico se utiliza más el módulo de cizalla o cortante G_{rm} . Este se puede estimar a partir del módulo de deformación como se indicaba en la ecuación 1.14

Hoek y otros (2002) proponen una modificación de la ecuación 1.51 mediante la utilización del parámetro D:

$$E_{rm} \text{ (GPa)} = \left[1 - \frac{D}{2}\right] C(\sigma_c) 10^{\left(\frac{GSI-10}{40}\right)}, \quad (1.53)$$

En esta ecuación el término $C(\sigma_c)$ toma el valor indicado en la ecuación 1.52

6. MÉTODO DE LA CURVAS CONVERGENCIA – CONFINAMIENTO

6.1. INTRODUCCIÓN.

Cuando se planea, analiza y detalla una estructura se pretende que no sufra ningún colapso durante el tiempo de vida estimado para su uso. Al realizar una excavación en un macizo rocoso se produce una redistribución del estado tensional existente, lo que puede originar deformaciones permanentes o incluso el colapso de la excavación debido a que se ha superado la resistencia de la roca. Para que esto no ocurra es necesario realizar un análisis para predecir el comportamiento de la excavación y su tiempo de vida útil. El esquema de los principales elementos implicados en el proceso de diseño de un túnel, según la ITA (International Tunnelling Association). El termino sostenimiento se usa para describir los procedimientos y materiales utilizado para mejorar la estabilidad y mantener la capacidad de carga de los bordes de la excavación subterráneas. El principal objetivo de un sostenimiento es

conservar la resistencia inherente del macizo rocoso para que llegue a sostenerse por sí mismo.

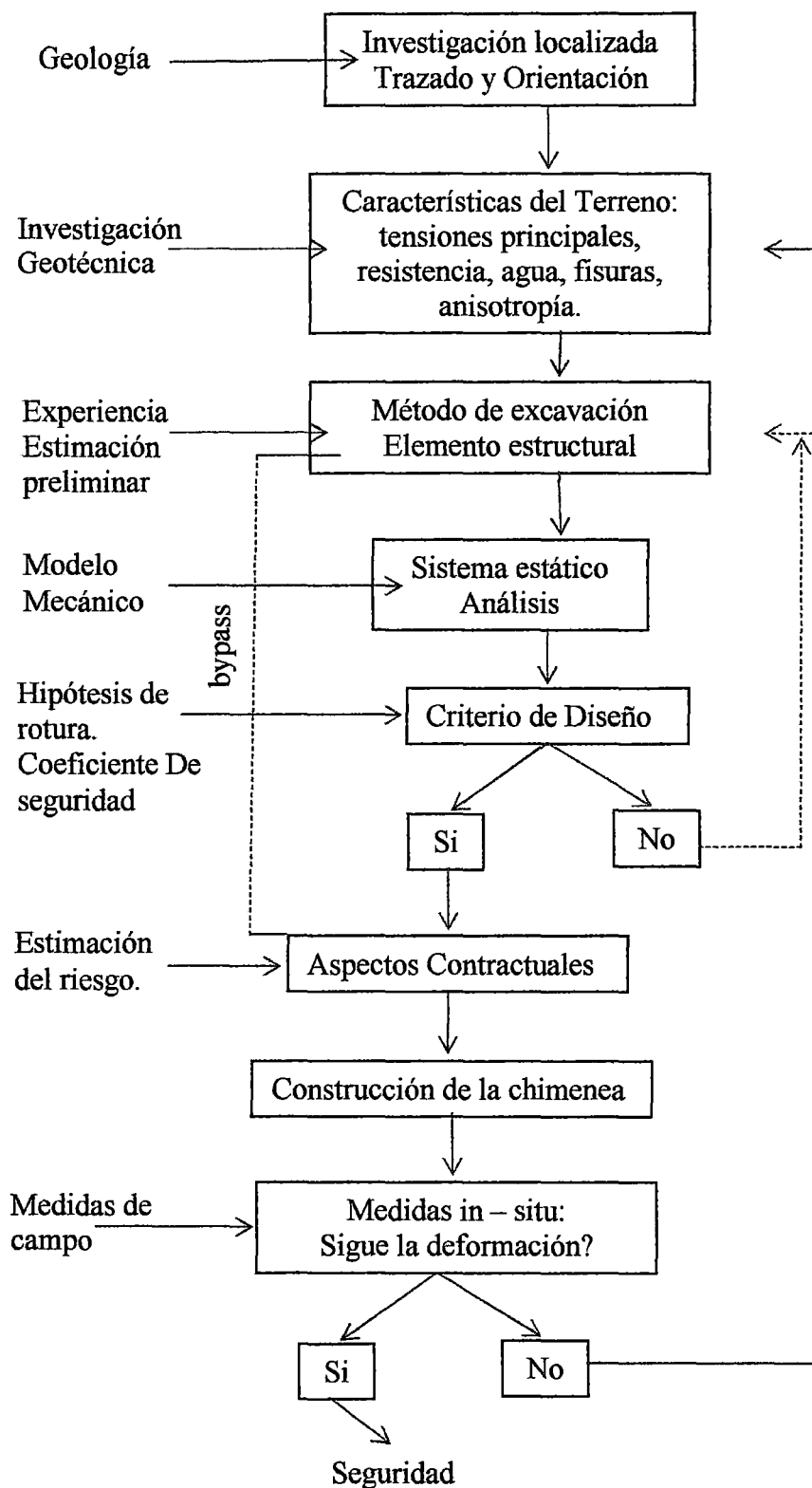
Para túneles excavados en macizos rocosos poco fracturados, constituidos por roca cuya resistencia es elevada frente a las tensiones que existen en el macizo, la excavación de una obra subterránea no implica roturas y las convergencias son de unos pocos milímetros.

En el caso de obras subterráneas donde la excavación se acompaña de grandes deformaciones que se manifiestan por importantes convergencias de las paredes de la excavación, el sostenimiento colocado se pone a estas deformaciones. La determinación de las tensiones que ejerce en el macizo sobre el sostenimiento, a menudo llamadas presiones de terreno, es un problema difícil. Su complejidad reside tanto en la definición de las leyes de comportamiento del terreno y del estado de las tensiones iniciales en el macizo, como también en la influencia de la forma del Hueco, del método de excavación, del tipo de sostenimiento y del tiempo que pasa entre la fase de excavación y la aplicación de este sostenimiento.

Debido a estos fenómenos hay que realizar un estudio detallado del macizo rocoso para colocar un sostenimiento adecuado que permita una duración prolongada de la excavación. Un sostenimiento debe cumplir tres reglas:

- Estabilizar la excavación a corto plazo a medida que se va avanzando.
- Soportar las presiones del terreno que pueden desarrollarse a largo plazo y que están vinculadas al comportamiento diferido del macizo.
- Limitar las deformaciones resultantes de la excavación para que sean compatibles con el fin último de la obra y de otras obras tanto subterráneas como superficiales situadas en las proximidades.

Figura 1.1: Proceso de diseño para sostenimiento de Chimeneas:



Fuente: ITA (International Tunnelling Association) 1988.

6.2. MODELIZACIÓN CON PHASE2 V 6.0

Las modelizaciones numéricas del proceso de excavación de tuneles y del comportamiento de macizo rocoso y del sostenimiento se ha llevado a cabo con el programa comercial PHASE2 Versión 6.0.

7. PERNOS HYDRABOLT

El Hydrabolt es un tubo fabricado de acero, "C" sección transversal en forma, y sellado en ambos extremos. En un extremo, un pezón hidráulico, con integral válvula de no retorno, permite la conexión a una bomba hidráulica.

Después de la perforación de un agujero de soporte en la roca hasta el diámetro requerido y la longitud, la Hydrabolt se inserta y se utiliza una bomba para expandir el rockbolt tubular radialmente con agua a presiones típicamente 25 MPa (3500psi). Resistencia por fricción entre la pared del hoyo y Hydrabolt ofrece excepcional resistencia a la extracción.

El Hydrabolt ha sido diseñado para facilitar la instalación y para proporcionar al usuario con apoyo inmediato y un entorno de trabajo seguro. A diferencia de otros diseños, el Hydrabolt incorpora una válvula de retención para evitar que el fluido sea liberada una vez que la boquilla de inflado se eliminó. Este sistema proporciona un mejor agarre como la sujeción en el interior del agujero se adapta a la forma, el tamaño y las irregularidades del agujero y distribuye la fuerza de apriete uniformemente por toda la longitud del agujero. Como la Hydrabolt instalado está sellada, la corrosión interna es auto-inhibidor. El diseño patentado de la válvula Hydrabolt proporciona un método visual para verificar la correcta instalación de los roofbolts. El indicador de carga integral indica que el Hydrabolt ha sido correctamente instalado por apareciendo hacia adelante una vez que el Hydrabolt se ha instalado con la presión interna correcta, en segundo lugar el color del indicador de carga que identifica la longitud de Hydrabolt ha sido instalado. El indicador de carga también confirma si un Hydrabolt o X-Pandabolt ha sido instalado.

7.1. INDICADOR HYDRABOLT

Hydrabolt ahora puede ser equipado con un botón de nuevo y un indicador, donde el indicador de carga sobresale del botón después de presurización correcta. Esto permite una mejor visibilidad del indicador en la comprobación de la correcta instalación.

7.2. AREA DE INFLUENCIA

Tres modelos de la Hydrabolt están actualmente disponibles y se pueden fabricar en longitudes que van desde 0,9 hasta 3,0 metros en incrementos de 0,3 metros. Longitudes no estándar se pueden acomodar a petición.

CUADRO 01: MODELOS Y CAPACIDADES DE LOS PERNOS HYDRABOLT

MODELO	Diámetro Nominal (mm)	Diámetro del Agujero Recomendado (mm)	Máxima Capacidad de Carga	Longitud del enlace típico
Hydrabolt NT	26	30–36	8.0	250
Hydrabolt Normal	26	32–36	10.0	250
Hydrabolt Ø29	29	34–40	10.0	300

Los Hydrabolts son pernos contruidos de tubos de acero, conformando una sección en "C" de doble pared, similar a su antecesor, el Swellex.

Está sellado por ambos extremos con bujes, donde el extremo posterior (cabeza), lleva una válvula anti retorno (check), permite retener el agua después de su inflado con una bomba hidroneumática de alta presión (New Concept Mining, URL).

Hacen anclaje, inmediatamente después de su instalación. Cuando el inflado ha concluido, una válvula de color sella el niple por donde se alimenta el agua, facilitando además su verificación de la correcta instalación. New Concept Mining ha establecido un código de colores en función de la longitud del perno, agrupados en 3 modelos: Hydrabolt NT, Hydrabolt Normal e Hydrabolt Ø 29.

El diámetro de los taladros para su instalación va de 30 á 36 mm para los dos primeros modelos y de 34 á 40 mm para el tercer modelo (NCM, URL). Asimismo, la instalación puede llevarse en forma manual o mecanizada.

7.3. CARACTERÍSTICAS DE LOS PERNOS HYDRABOLT UTILIZADOS EN LAS PRUEBAS

Los pernos Hydrabolts usados para las pruebas fueron donados por la Consorcio Minero Horizonte, del modelo HYDRABOLT Φ 29, con 29 mm de diámetro y todos de 5 pies de longitud (1,5 m) y espesor de la pared del tubo de 2 mm.

Los taladros se perforaron con dos diámetros, de 41 mm hasta una profundidad igual a la longitud del tubo de estrangulamiento, y la profundidad restante de 38 mm donde se alojaría la parte que haría anclaje (al fondo del taladro).

Debido a la perforación de los taladros con mayor diámetro (41 mm) en el tramo inicial, los pernos se introdujeron dentro de los taladros con suma facilidad, teniendo como referencia los bordes de los tubos de estrangulamiento (cerca a la cabeza del perno), quedando libre la cabeza del perno que porta la válvula de alimentación del agua y la arandela acoplada para sujetar la mordaza del equipo de arranque.

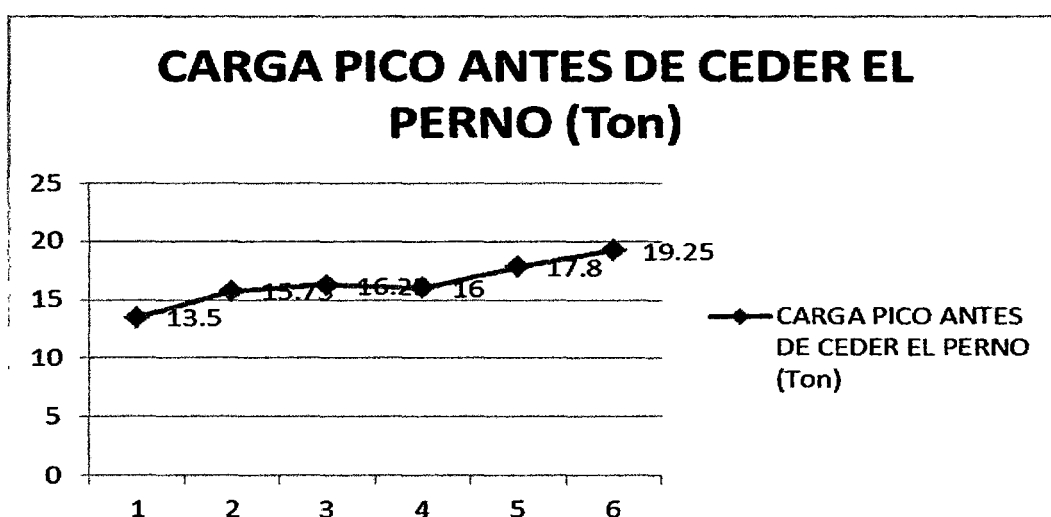
7.4. RESULTADOS DE LAS PRUEBAS

Aplicando el factor de corrección de la UNI se obtuvieron las cargas corregidas Vs la longitud efectiva de anclaje, presentadas en la tabla N°01, con cuyos resultados se obtuvo del cuadro N°02, donde se observa que la curva tiene una pendiente muy suave y creciente, lo cual significa un anclaje uniforme conforme aumenta la longitud del perno.

CUADRO 02-A: CAPACIDAD DE ANCLAJE Vs LONGITUD EFECTIVA DE ANCLAJE DEL PERNO HYDRABOLT

LONGITUD EFECTIVA DEL PERNO PIES	CARGA PICO ANTES DE CEDER EL PERNO (Ton)
1	13.5
2	15.75
3	16.25
4	16
5	17.8
6	19.25

FIGURA 01: GRAFICO PERNO HYDRABOLT EN FUNCION A SU LONGITUD Y CAPACIDAD DE ANCLAJE



2.3 HIPÓTESIS

H₁: El análisis de esfuerzos de los pernos Hydrabolt influye significativamente en el sostenimiento para la construcción de Chimeneas con Equipo Alimak STH – 5E en Consorcio Minero Horizonte S.A. – 2012

H₀: El análisis de esfuerzos de los pernos Hydrabolt no influye significativamente en el sostenimiento para la construcción de Chimeneas con Equipo Alimak STH – 5E en Consorcio Minero Horizonte S.A. – 2012

2.3.1 Hipótesis Específicas

- a) La medición de esfuerzos en Consorcio Minero Horizonte S.A. – 2012 es favorable para la obtención de esfuerzos del Batolito de Patáz.
- b) El funcionamiento de los Pernos Hydrabolt es significativamente importante para la estabilización del macizo rocoso por áreas de influencia de sus esfuerzos en la construcción de Chimenea con equipo Alimak - 5E en Consorcio Minero Horizonte – S.A. 2012.
- c) Existe una relación directa y positiva entre los esfuerzos del Batolito de Patáz y el funcionamiento de los pernos Hydrabolt para la Estandarización Geomecánica en la Construcción de Chimeneas Alimak STH – 5E en Consorcio Minero Horizonte S.A. – 2012

2.4 VARIABLES DE ESTUDIO.

2.4.1 Variables

Variable Independiente:

X : Factor de seguridad del Análisis de esfuerzos de los Pernos Hydrabolt

Variable Dependiente

Y₁ : Estandarización Geomecánica con los Esfuerzos Principales del macizo rocoso.

Y₂ : Tensión Cortante del Macizo Rocosos

2.3.1 Hipótesis Específicas

- El procedimiento Overcoring realizado por la empresa GEOMECANICA LATINA S.A. en Consorcio Minero Horizonte S.A. en la Región La Libertad 2012 se presentan favoritamente para la estabilidad del macizo rocoso.
- El procedimiento e instalación de los Pernos Hydrabolt estabilizan el macizo rocoso por áreas de influencia en la construcción de Chimenea con equipo Alimak - 5E en Consorcio Minero Horizonte S.A. en la Región La Libertad 2012
- Existe una relación directa y positiva (Factor de Seguridad) entre la aplicación de los Pernos Hydrabolt y la Estandarización Geomecánica de Procedimientos para la Construcción de Chimeneas con equipo Alimak STH – 5E en su ejecución en Consorcio Minero Horizonte S.A. en la Región La Libertad 2012

2.4 VARIABLES DE ESTUDIO.

2.4.1 Variables

Variable Independiente:

X: Factor de seguridad del Análisis de esfuerzos de los Pernos Hydrabolt

Variable Dependiente

Y₁ : Estandarización Geomecánica con los Esfuerzos Principales del macizo rocoso.

Y₂ : Tensión Cortante del Macizo Rocosos

2.4.2 OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

VARIABLE	DEFINICION CONCEPTUAL	DEFINICION OPERATIVA	INDICADORES
X₁: Análisis de esfuerzos de los Pernos Hydrabolt	El factor de seguridad es el cociente entre el valor calculado de la capacidad máxima de un sistema y el valor del requerimiento esperado real a que se verá sometido. (Wikipedia)	Corresponde a un factor adimensional entre los esfuerzos del terreno vs. La tensión cortante del elemento de sostenimiento.	FACTOR DE SEGURIDAD: Adimensional
Y₁: Estandarización Geomecánica con los Esfuerzos Principales del macizo rocoso	Proporcionar una evaluación Geomecánica global del macizo rocoso a partir de observaciones empíricas y experimentales.	Corresponde a la elaboración de una tabla a base de estudios estadísticos entre el comportamiento de los esfuerzos principales en el macizo rocoso.	ESFUERZOS: Mega-pascalaes (MPa)
Y₂: Tensión Cortante del Macizo Rocosó	Es la adición entre el coeficiente de cohesión versus el producto del esfuerzo normal y la tangente del Angulo de fricción. (HOEK - BROWN)	La tensión cortante o tensión de corte es aquella que, fijado un plano, actúa tangente al mismo.	TENSIÓN CORTANTE: MPa

CAPITULO III

METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

3.1 ÁMBITO DE ESTUDIO

Distrito	: Parcoy.
Provincia	: Pataz.
Región	: La Libertad.

3.2 TIPO DE INVESTIGACIÓN

Según **A. Gonzales, D. Oseda, F. Ramirez, J. Gave / (2011:141)**, El tipo de estudio de la presente investigación es aplicada o tecnologica porque persigue fines de aplicación directos e inmediatos. "Busca la aplicación sobre una realidad circunstancial antes que el desarrollo de teorías. Esta investigación busca conocer para hacer y para actuar".

3.3 NIVEL DE INVESTIGACIÓN

El nivel de investigación es el descriptivo - explicativo. Según **A. Gonzales, D. Oseda, F. Ramirez, J. Gave / (2011:142)** "Busca el porqué de los hechos mediante el establecimiento de relaciones causa - efecto. En este sentido, los estudios explicativos pueden ocuparse tanto de la determinación de las causas (investigación postfacto), como de los efectos (investigación experimental) mediante la prueba Hipótesis. Sus resultados y conclusiones constituyen el nivel más profundo de conocimientos".

3.4 MÉTODO DE INVESTIGACIÓN

3.4.1. MÉTODO GENERAL: En la presente investigación, se utilizará el Método Científico como método general. En la actualidad según **A. Gonzales, D. Oseda, F. Ramirez, J. Gave, (2011; 71)**: “El estudio del método científico es objeto de estudio de la epistemología. Asimismo, el significado de la palabra “método” ha variado. De acuerdo al significado actual el método es: a) el procedimiento o plan que sigue el investigador. b) el conjunto de técnicas o procedimientos que le permite al investigador realizar sus objetivos. c) un conjunto de normas, pero no de reglas fijas, que deberán servir de pautas a la investigación”.

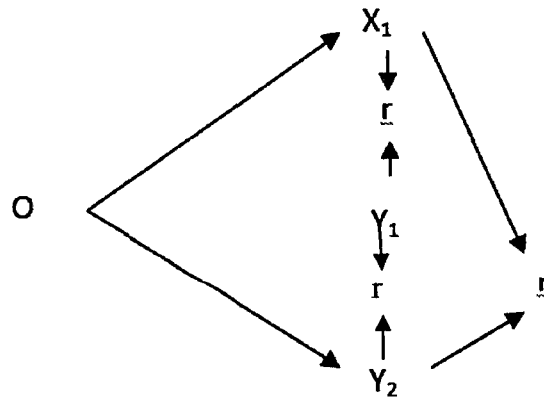
3.4.2. MÉTODO ESPECÍFICO: El Método Pre Experimental. Según **Mayer, J. (2005:32)**: “El método pre experimental es un proceso lógico, sistemático que responde a la incógnita: ¿Si esto es dado bajo condiciones cuidadosamente controladas; qué sucederá?”.

Asimismo se hará uso del método estadístico. Según **Ary, Donald y otros (1993:76)** “Los métodos estadísticos describen los datos y características de la población o fenómeno en estudio. Esta nivel de Investigación responde a las preguntas: quién, qué, dónde, cuándo y cómo”.

3.5 DISEÑO DE INVESTIGACIÓN

El diseño general viene a ser Descriptivo – Correlacional Múltiple Según: **A. Gonzales, D. Oseda, F. Ramirez, J. Gave (2011-213)**: Quiere decir:

“correlación más de dos variables de estudio en una muestra específica”. Su esquema es el siguiente:



DONDE:

- O** : Muestra
- X₁** : Variable Independiente
- Y₁** : Variable dependiente 1
- Y₂** : Variable dependiente 2
- r** : relación entre las variables

3.6 POBLACIÓN, MUESTRA Y MUESTREO

3.6.1 LA POBLACIÓN:

Según **A. Gonzales, D. Oseda, F. Ramirez, J. Gave** (2011-142) “La población o universo es el conjunto de individuos que comparten por lo menos una característica, sea una ciudadanía común, la calidad de ser miembros de una asociación voluntaria o de una raza, la matrícula en una misma universidad, o similares”.

Nuestro conjunto de individuos son los 117 metros de la chimenea realizada en el la mina Victoria en el nivel 2400- la CH – 862 – S – AK.

3.6.2 MUESTRA:

Según **A. Gonzales, D. Oseda, F. Ramirez, J. Gave (2011-144)** mencionan que "la muestra es una parte pequeña de la población o un subconjunto de esta, que sin embargo posee las principales características de aquella. Esta es la principal propiedad de la muestra (poseer las principales características de la población) la que hace posible que el investigador, que trabaja con la muestra, generalice sus resultados a la población".

TECNICA DE MUESTREO PARA LA CH – 862 – S – AK.

FORMULA:

$$n_D = \frac{Z^2 N P Q}{Z^2 P Q + (N-1) E^2}$$

CUADRO 02 – B: REMPLAZANDO Y DONDE:

N	POBLACION	117.5
P	PROB. ÉXITO	0.5
Q	PROB. FRACASO	0.5
Z	NIVEL DE SIGNIFICANCIA	0.98
E	ESTIMACION DE ERROR	0.12
	N° DE MUESTRAS	16

3.7 TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

3.7.1 TÉCNICAS:

Las técnicas usadas en la presente investigación serán por observación directa, análisis de Clasificaciones Geomecánicas, análisis de esfuerzos cortantes y monitoreo de progresivas de avance de la chimenea.

3.7.2 LOS INSTRUMENTOS:

Los instrumentos usados en la presente investigación serán:

- Datos de campo (in situ)
- Datos de GSI y RQD de las muestras
- Datos de Esfuerzos normales, tangenciales y principales.
- Software Phase2 V 6.0

3.8 PROCEDIMIENTO DE RECOLECCIÓN DE DATOS

Los procedimientos de recolección de datos estarán en función al cronograma establecido del proyecto de tesis.

3.9 TÉCNICAS DE PROCESAMIENTOS Y ANÁLISIS DE DATOS

Se utilizó el programa Excel para calcular los siguientes estadígrafos:

- Ecuación de regresión lineal y el coeficiente de correlación (r^2)
- Cuadro Geomecánico para el sostenimiento del macizo rocoso teniendo en cuenta la estructura y la tensión superficial.

CAPITULO IV

RESULTADOS

4.1. PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

La composición litológica del Batolito es ácida a intermedia, caracterizado por granodiorita, diorita y cuarzo-monzonita. Diques aplíticos, microdioríticos y andesíticos posteriores, afectan al Batolito y en algunos casos cortan algunas vetas.

Conforme la geología del lugar, las rocas es de calidad variable en sectores RMR 21-30, 31-40 y 41-50.

Según el INFORME: "MEDICIONES DE ESFUERZOS TECTÓNICOS IN-SITU EN LA MINA CONSORCIO MINERO HORIZONTE S.A." se aprecia la magnitud de esfuerzos principales (CUADRO N°02)

CUADRO 03: Magnitud De Esfuerzos Principales Promedios (Mpa).

ESTACIÓN	σ_1 (MAYOR)	σ_3 (MENOR)	σ_2 (INTERMEDIO)
OVER 1	49.0	17.0	28.0
OVER 2	28.0	14.0	23.5

MEDICIONES DE ESFUERZOS TECTÓNICOS IN-SITU EN LA MINA CONSORCIO MINERO HORIZONTE S.A

CUADRO 05: MUESTRAS DE LA CH – 862 – AK, CON SUS RESPECTIVA GSI Y RQD

MUESTRA	FOTO	PROGRESIVA (metros)	GEOLOGIA	ESTRUCTURA - λ	CONDICION SUPERFICIAL	DENOMI NACION	GSI	RQD	OBSERVACION
1	N° 01	2 metros	Granodiorita	1.2	Regular	F/R	85	57.16%	roca sin alteracion
2	N° 02	10 metros	Granodiorita	1.6	Regular	MF/R	69	47.31%	roca sin alteracion
3	N° 03	16 metros	Granodiorita	1.2	Regular	MF/R	76	57.16%	roca sin alteracion
4	N° 04	22 metros	Granodiorita	1.2	Regular	MF/R	71	57.16%	roca sin alteracion
5	N° 05	30 metros	Granodiorita	1.6	Regular	F/R	67	47.31%	roca sin alteracion
6	N° 06	40 metros	Diorita, Cuarzo y Pirita	2	Regular	MF/R	61	39.11%	presencia de veta de 0.95 m
7	N° 07	46 metros	Diorita, Cuarzo	2	Regular	MF/R	76	39.11%	alteracion
8	N° 08	52 metros	Granodiorita, Cuarzo	2	Regular	F/R	87	39.11%	Al tope de la chimenea
9	N° 09	60 metros	Granodiorita, Cuarzo	1.2	Regular	MF/R	70	57.16%	presencia de alteracion de oxidis
10	N° 10	62 metros	Granodiorita, Cuarzo	2.8	Mala	MF/M	49	26.64%	Al tope de la chimenea
11	N° 11	70 metros	Granodiorita, Cuarzo	1.2	Mala	IF/M	33	57.16%	presencia de alteracion de oxidis
12	N° 12	80 metros	Granodiorita, Diorita y Cuarzo- Monzonita	3.6	MUY MALA	IF/MM	17	18.08%	Presencia de veta monzonitica en cajas transversales al astial
13	N° 13	86 metros	Granodiorita, Diorita y Cuarzo- Monzonita	4	MUY MALA	IF/MM	15	14.87%	Presencia de falsas cajas muy suelas
14	N° 14	94 metros	Granodiorita - Monzonita meteorizado	4.4	MUY MALA	IF/MM	12	12.23%	A unos 21 m de la superficie
15	N° 15	100 metros	Granodiorita con meteorizacion	4.4	MUY MALA	IF/MM	13	12.23%	A unos 15 m de la superficie
16	N° 16	107.5 metros	Granodiorita con meteorizacion	4.8	MUY MALA	L/MM	11	10.04%	A 7.5 m de la superficie. Presencia laminar, cajas falsas.
e	2.7182818				PROMEDIO		50.75	36.99%	
					PROMEDIO RMR - 89		45.75		

De los resultados del Cuadro 04 podemos deducir un Índice de Estructura Geológica promedio de 50.75, un RQD 36.99% y un RMR de 45.75, refiriéndose a una roca

De calidad REGULAR tendiendo a muy mala en la parte final de la chimenea.

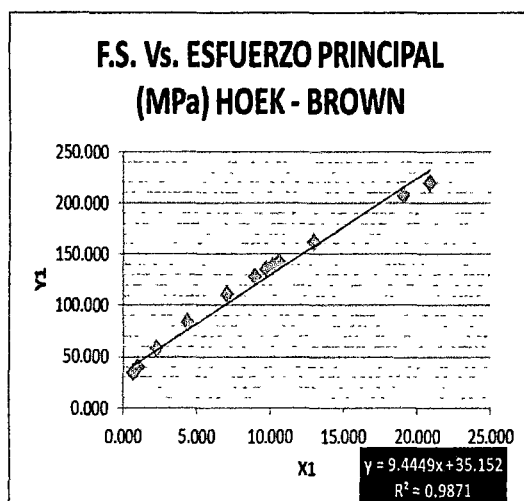
En el **Cuadro 06** se aprecia el esfuerzo principal máximo σ_1 y la tensión cortante τ obtenidos con los GSI y parámetros de Hoek – Brown los que serán utilizados para el factor de seguridad de cuñas existentes y puestas sistemática de pernos Hydrabolt

Cuadro 06: Esfuerzos Máximos Principales Y Tensiones Cortantes

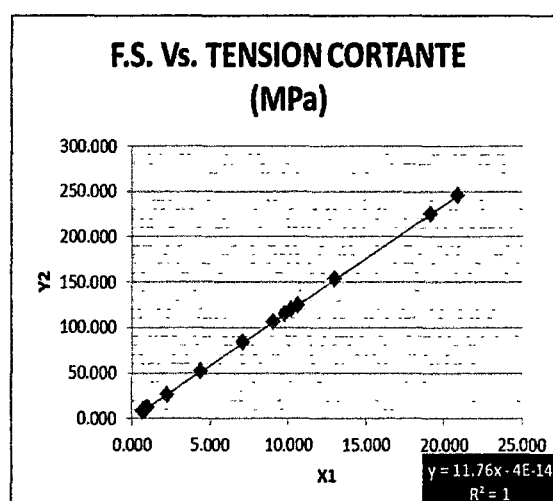
MST	PROGRESIVA	RMR – 89	ANGULO DE FRICCIÓN	COEFICIENTE DE COHECION	A	Mb	S	σ_1 (MPa)	τ (MPa)
1	2 metros	80	45.0	17.724	0.500	10.965	0.1137	207.02	224.74
2	10 metros	64	37	13.457	0.501	4.552	0.0112	134.70	114.95
3	16 metros	71	40.5	15.201	0.501	6.687	0.0309	161.31	152.97
4	22 metros	66	38	13.939	0.501	5.081	0.0150	141.69	124.63
5	30 metros	62	36	12.988	0.502	4.078	0.0084	128.14	106.08
6	40 metros	56	33	11.651	0.503	2.933	0.0035	110.68	83.52
7	46 metros	71	40.5	15.201	0.501	6.687	0.0309	161.31	152.97
8	52 metros	82	46	18.339	0.500	12.239	0.1520	219.66	245.80
9	60 metros	65	37.5	13.696	0.501	4.809	0.0129	138.14	119.69
10	62 metros	44	27	9.242	0.506	1.517	0.0006	83.53	51.80
11	70 metros	28	19	6.441	0.518	0.630	0.0001	58.15	26.46
12	80 metros	12	11	3.888	0.553	0.261	5.97E-06	39.92	11.64
13	86 metros	10	10	3.577	0.561	0.234	4.47E-06	37.95	10.26
14	94 metros	7	8.5	3.114	0.575	0.199	2.89E-06	35.10	8.35
15	100 metros	8	9	3.268	0.570	0.210	3.34E-06	36.04	8.97
16	107.5 metros	6	8	2.960	0.580	0.188	2.50E-06	34.18	7.76

CUADRO 07: IDENTIFICACIÓN DEL ESTADÍSTICO

MUESTRA	X1	Y1	Y2
IT	ANÁLISIS DEL PERNO HYDRABOLT FS	ESFUERZOS PRINCIPALES DEL MACISO ROCOSO - MPa	TENSION CORTANTE DEL MACIZO ROCOSO - Mpa
1	19.111	207.021	224.745
2	9.776	134.699	114.960
3	13.008	161.312	152.975
4	10.598	141.687	124.637
5	9.021	128.137	106.085
6	7.102	110.676	83.525
7	13.008	161.312	152.975
8	20.902	219.659	245.803
9	10.178	138.137	119.693
10	4.405	83.532	51.804
11	2.250	58.153	26.464
12	0.990	39.920	11.648
13	0.873	37.952	10.269
14	0.711	35.104	8.360
15	0.763	36.039	8.976
16	0.660	34.182	7.764

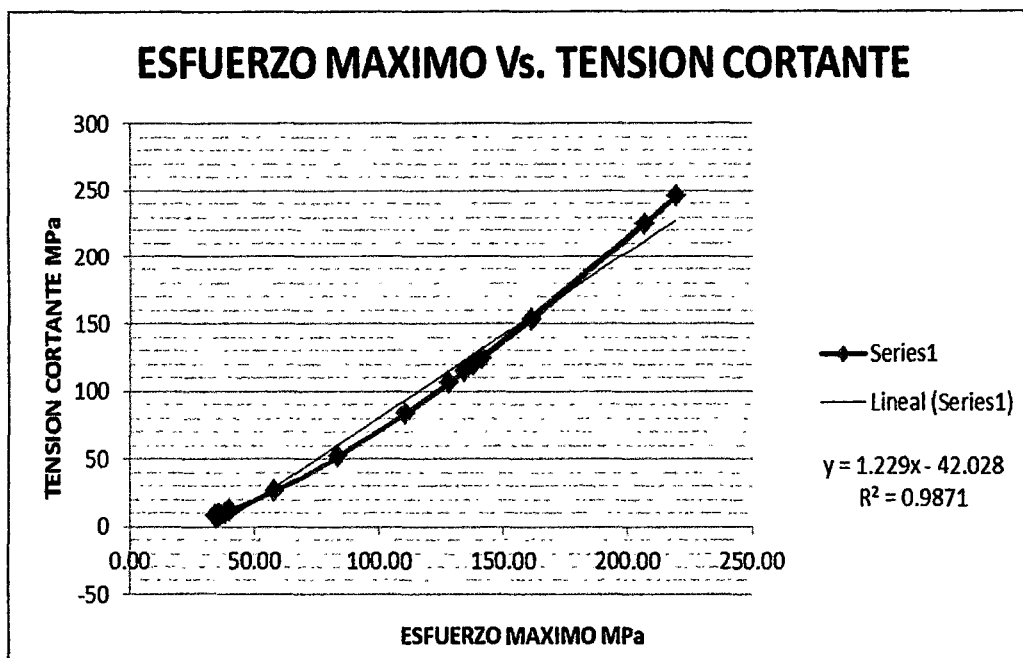
FIGURA 02: GRAFICO DE COEFICIENTES DE CORRELACIÓN DEL DISEÑO DE INVESTIGACIÓN:

**VARIABLE INDEPENDIENTE VS.
VARIABLE DEPENDIENTE N° 01**



**VARIABLE INDEPENDIENTE VS.
VARIABLE DEPENDIENTE N° 02**

FIGURA 03: GRAFICO ECUACION DE REGRESION LINEAL Y COEFICIENTE DE DETERMINACION MULTIPLE DE ESFUERZOS MAXIMOS Vs. TENSION CORTANTE.



VARIABLE DEPENDIENTE N° 01 VS. VARIABLE DEPENDIENTE N° 02

En esta relación se obtiene la ecuación lineal: $y = 1.229x - 42.028$ y una R^2 relación de correlación 0.9871, denominado coeficiente de determinación múltiple, puede interpretarse como el porcentaje de variabilidad de Y explicada o debida a la recta de regresión, cuando esta se aproxima a la unidad es verídica los resultados de la ecuación lineal.

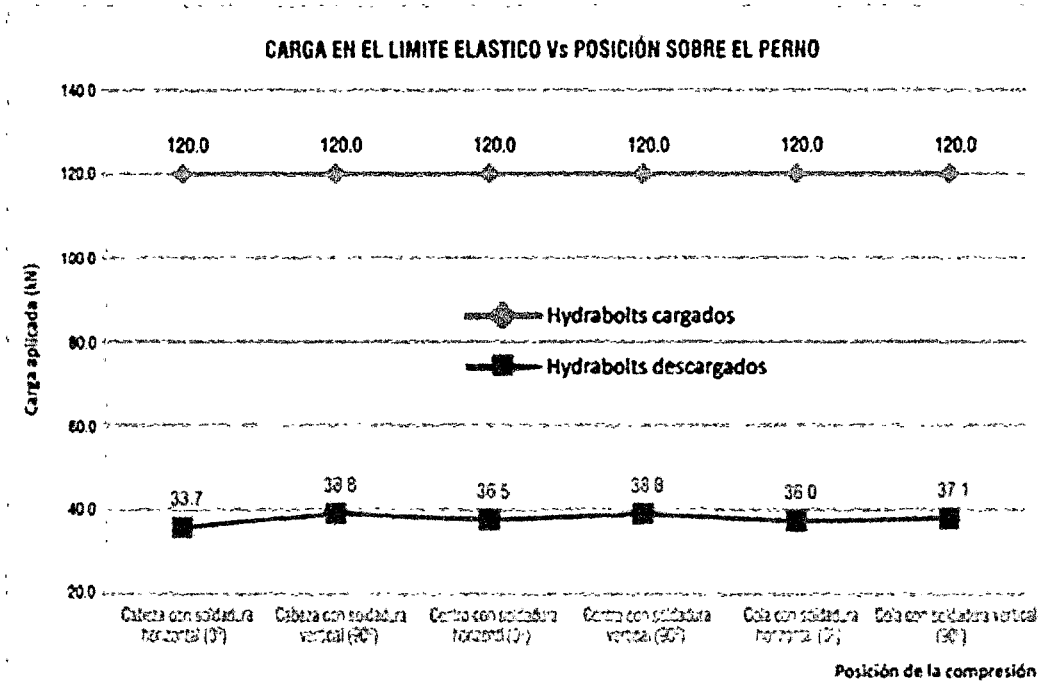
Se planteó hacer un estudio comparativo de la resistencia a la compresión y deformación de los pernos Hydrabolt, su capacidad de sostenimiento, entre otros. Para lo cual, en atención a nuestra solicitud, la Cía. New Concept Mining puso a nuestra disposición 36 pernos Hydrabolt de seis pies, los que luego de inflarlos a 25 MPa, 18 quedaron con agua a presión en su interior (cargados) y los 18 restantes sin agua (descargados). Las pruebas de compresión se llevaron a cabo en el Laboratorio de Materiales de la Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP), que cuenta entre otras, con la prensa hidráulica marca Zwick / Roell modelo SP 600, que tiene una capacidad de carga de 600 KN (60 TM).

Previamente se estableció que las pruebas se llevarían a cabo en seis posiciones sobre los pernos, tres con la costura de la soldadura en posición horizontal (0°) y tres en posición vertical (90°), para las dos condiciones: cargado y descargado, y a fin de establecer una base de datos que den resultados confiables, se hicieron tres pruebas de cada caso, totalizando 36 pruebas y en ningún caso se hizo más de una prueba sobre un mismo perno. Las posiciones donde comprimieron las mordazas de la prensa, se marcaron adecuadamente a 16 cm de cada extremo y uno al centro. Adicionalmente, se hizo un ensayo sobre un Swellex Estándar inflado (Atlas Copco, 2010; Ros, 2005).

Para las pruebas de compresión de los Hydrabolt cargados se limitó a 400 KN de carga, por temor del personal de laboratorio de la PUCP a que estallen violentamente; sin embargo, sólo un Hydrabolt se destruyó. El resto solo quedó deformado sin llegar a destruirse. En caso de los Hydrabolt descargados, las cargas máximas aplicadas estuvieron por el orden de 50 KN. Los resultados de los ensayos fueron reportados por la PUCP; para el caso de los Hydrabolt cargados únicamente reportó la máxima carga aplicada más no el límite elástico; pero en el caso de los Hydrabolt descargados, además de ello, reportó las cargas en el límite elástico.

Con los datos reportados por la PUCP y los registrados por el autor, se hicieron los cálculos y análisis para establecer las bondades de estos elementos de sostenimiento. Entre otros aspectos, se analizaron la deformación diametral de los pernos, tanto vertical como horizontal, las cargas en el límite elástico y máximas aplicadas, límite elástico en caso de los Hydrabolt cargados, capacidad de recuperación de forma y deformaciones diferenciales.

FIGURA 03: GRAFICO DE CARGA EN EL LIMITE ELASTICO Vs. POSICION SOBRE EL PERNO HYDRABOLT.



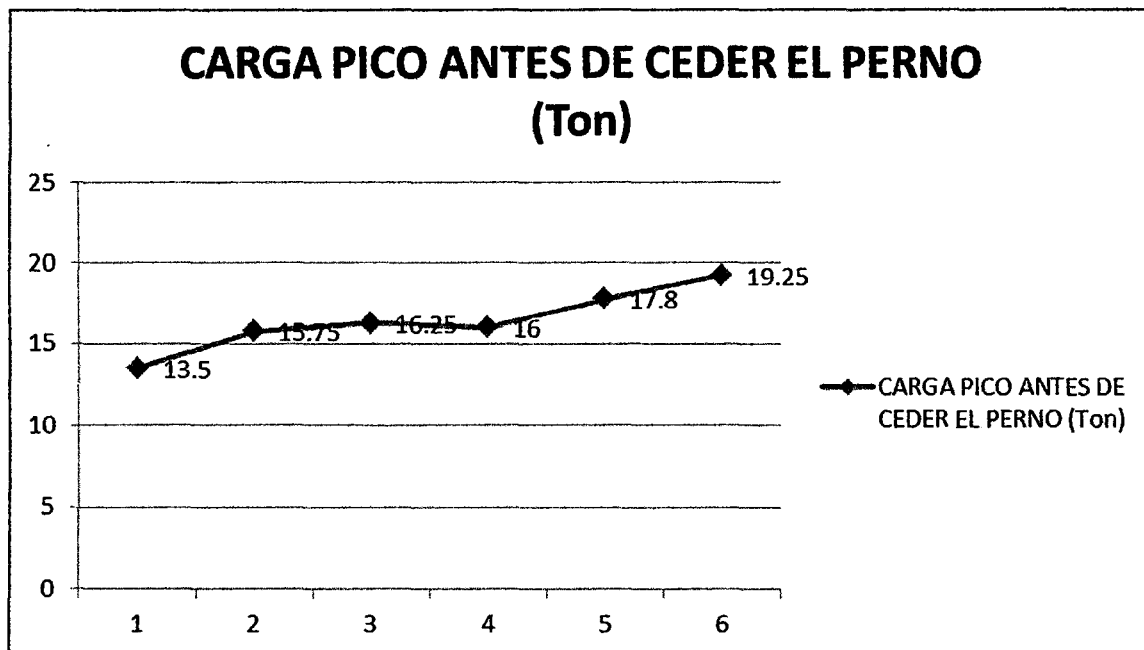
FUENTE: Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP)

Del análisis de la deformación diferencial de los Hydrabolt cargados, se concluye que el límite elástico se presenta bajo una carga de 120 KN y de los reportes de la PUCP se deduce lo propio para los Hydrabolt descargados en 36,8 KN. Es decir, los Hydrabolt cargados son 326 % más resistentes a la deformación plástica.

CUADRO 07: CAPACIDAD DE SOSTENIMIENTO DE LOS PERNOS HYDRABOLT

LONGITUD EFECTIVA DEL PERNO PIES	CARGA PICO ANTES DE CEDER EL PERNO (Ton)
1	13.5
2	15.75
3	16.25
4	16
5	17.8
6	19.25

FIGURA 04: GRAFICO DE CAPACIDAD DE ANCLAJE Vs LONGITUD EFECTIVA DE ANCLAJE DEL PERNO



FUENTE: Variabilidad de la capacidad de sostenimiento de un macizo rocoso Vs longitud de pernos de roca Universidad Nacional Mayor de San Marcos – 2011 (UNMSM)

En ningún caso, las capacidades de anclaje de los pernos guardan una relación lineal con su longitud, así sea uniforme o no la capacidad de sostenimiento del perno.

TABLA 01: Comparativo De Pernos Cargados Y Descargados

Parámetros Comparativos	Valores / Apreciación	
	Hydrabolt Cargados	Hydrabolt Descargados
Presión de inflado(Mpa)	25	25
Presión en el interior del Hydrabolt después del inflado (Mpa)	25	1 atm (0,1013 MPA)
Carga en el límite elástico (TM)	12	3,68
Diámetro deformado en el límite elástico (mm) (diámetro inicial= 45,5 mm)	39,3	36,2
Capacidad pico aplicada (TM)	400	50
Diámetro deformado después de la carga pico (mm) aplicada en el centro de los Hydrabolt	18,05	23,1
Recuperación de la forma inicial de diámetro, después de la acción de la carga pico, desde la deformación pastica (mm)	12	5,4
Consecuencia de colocar un Hydrabolt bajo un bloque de roca de 12 TM de peso	Solo deformación elástica	Completamente aplastado
Consecuencia de colocar un Hydrabolt bajo un bloque de roca hasta 40 TM de peso	Deformación plástica, con capacidad de recuperar su forma en 30%	Completamente aplastado, con nula capacidad de recuperar su forma
Fuerzas activas a lo largo de taladro como consecuencia de la presión activa en el interior del Hydrabolt cargado	Si	No
Capacidad para evitar la formación de fisuras o reducir la separación entre bloques de roca por las ya existentes	Alta	Baja
Fuerza de rozamiento en el contacto con las paredes de los taladros	Alta	Baja

4.2 DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Con los resultados obtenidos en la **CUADRO N° 06** que trata sobre los esfuerzos max. principales de los metrados de la Ch – 862 – S – AK y sus tensiones cortantes estudiadas; mencionado cuadro es el resultado del proceso de clasificación del Índice de Estructura Geológica (GSI), convirtiéndolo al RMR₈₉, los cuales serán necesarios para la obtención del Angulo de fricción interna y cohesión de partículas para obtener los parámetros de Hoek y Brown (a , m_b y s),

que son utilizados en la formula generalizada del '97. (Hoek - Brown). Y con las variables independientes, se procedió a realizar el Diseño de investigación obteniendo los siguientes correlaciones (r^2) relacionados a la variable independiente para la identificación del Estadístico Correlacional:

Factor de Seguridad Vs. ESFUERZO PRINCIPAL (MPa) HOEK – BROWN		
(Variable Independiente X_1 ; Variable Dependiente Y_1)	:	$r^2 \rightarrow 0.9871$

Factor de Seguridad Vs. TENSION CORTANTE (MPa)		
(Variable Independiente X_1 ; Variable Dependiente Y_2)	:	$r^2 \rightarrow 1$

ESFUERZO MAXIMO Vs. TENSION CORTANTE		
(Variable Dependiente Y_1 ; Variable Dependiente Y_2)	:	$r^2 \rightarrow 0.9871$

La contratación de la Hipótesis se determinó con la correlación descrita.

4.2.1 CAPACIDAD DE ANCLAJE DE LOS PERNOS

La capacidad de anclaje del Perno Hydrabolt estudiado, se presenta en el Gráfico N° 03, donde se explicita y evidencia lo siguiente:

- En ningún caso, las capacidades de anclaje de los pernos Hydrabolt guardan una relación lineal con su longitud, así sea uniforme o no la capacidad de sostenimiento del perno.

4.2.2 DEDUCCIÓN DE ECUACIONES PARA EL CÁLCULO DE LONGITUDES DE PERNOS EN UNA EXCAVACIÓN

En base a los resultados obtenidos en CMHSAC y basado en los estudios de la UNMSM en la mina Reliquias (Castrovirreyna), se puede deducir las ecuaciones para el cálculo de la longitud adecuada de pernos (L), en función de la altura de cuña o bloque y densidad del material.

Definitivamente, en cualquier situación de sostenimiento con pernos, L debe ser igual a:

$$L = LE + h + LM + Lr$$

Dónde:

L = Longitud del perno (m)

LE = Longitud efectiva de anclaje (m)

H = Altura de la cuña o bloque a sostener (m)

LM = Longitud muerta del perno (m), se presenta los extremos de los pernos, son las partes que no hacen anclaje, en el perno Hydrabolt es de 0.15 m

Lr = Es la parte del perno que queda sin hacer anclaje por las irregularidades del contorno de excavación en la boca del taladro donde se instalan. Esta longitud en promedio se puede considerar 0,15 m.

La longitud efectiva de anclaje (LE), puede determinarse a partir de un análisis regresional, sobre las curvas de tendencia correspondientes a las curvas presentadas en el gráfico N° 06, mediante la ecuación:

$$LE = m e^{(ah\rho - b)}$$

Donde:

m = Factor de conversión de pies a metros = 0,3.

e = Base del logaritmo neperiano = 2.71828182

a = Es la combinación de la constante del área de influencia de los pernos y el factor de conversión de TM a ton, varía de acuerdo al tipo de perno.

h = Altura de la cuña o potencia de bloque en a sostener (m).

ρ = Densidad de la roca (TM/m³).

b = Constante de regresión, varía de un perno a otro.

Ecuaciones para determinar la longitud de pernos Hydra Bolt en metros

$$L = 0.3 e^{(0.88h\rho - 7)} + h + 0.30$$

Por ejemplo, para sostener una cuña de 1,5 m de alto y roca 2,7 TM/m³ de densidad, sería necesario: Hydrabolt de 6 pies.

4.2.3 ELONGACIÓN DE LOS PERNOS HYDRA BOLT

La excesiva elongación de un perno, puede tener consecuencias muy adversas para la estabilidad de un macizo rocoso, toda vez que una cuña o un bloque de roca se desplazaría una distancia equivalente a la elongación y la fisura crecería en la misma proporción, incrementándose por consiguiente, la inestabilidad. Esto implica que la desestabilización del macizo rocoso continuaría, aun después de su sostenimiento debido a la elongación del perno, que finalmente puede traducirse en un colapso.

4.2.4 FACTOR DE SEGURIDAD

El factor de seguridad es hallado para el caso de Pernos Hydrabolt porcentualmente considerando la carga límite elástica del perno que es 12 TN y el tonelaje del esfuerzo máximo del macizo rocoso.

CUADRO 08: Factor de seguridad en Macizo Rocos Vs. Pernos Hydrabolt.

MUESTRA	TONELADAS/CM2		FS
1	2.29	TN/CM2	19.11
2	1.17	TN/CM2	9.77
3	1.56	TN/CM2	13.00
4	1.27	TN/CM2	10.59
5	1.08	TN/CM2	9.02
6	0.85	TN/CM2	7.10
7	1.56	TN/CM2	13.0
8	2.50	TN/CM2	20.90
9	1.22	TN/CM2	10.17
10	0.52	TN/CM2	4.40
11	0.27	TN/CM2	2.25
12	0.11	TN/CM2	0.99
13	0.10	TN/CM2	0.87
14	0.08	TN/CM2	0.71
15	0.09	TN/CM2	0.76
16	0.07	TN/CM2	0.66

Un Factor de Seguridad F.S. que garantice un valor de 1.5 es óptimo para el funcionamiento eficaz del perno Hydrabolt, en el cuadro N° 08 se observa muy claramente

que mientras el esfuerzo de la roca está disminuyendo el F.S. también disminuye esto se debe a la condición estructural y de aquí se deduce la siguiente tabla.

4.2.5 SIMULACIÓN DE SOSTENIMIENTO DE UN BLOQUE Y SU COSTO POR METRO CUADRADO

El presente análisis se realiza suponiendo que, a lo largo de una excavación de 6 x 5 m, se tiene que sostener un bloque de roca de 1,5 m de Potencia a lo largo de 10 m en la caja techo, tal como ilustra la figura N° 02, considerando además los datos abajo indicados, se desea saber lo siguiente:

- Número de pernos y su espaciamiento entre ellos, para estabilizar el bloque de roca en función de la longitud efectiva de anclaje
- Costo total para estabilizar el bloque en cuestión.
- Costo de sostenimiento por m del área expuesta del bloque de roca.

DATOS:

Ancho de la excavación (m)	:	6
Alto de la excavación (m)	:	5
Longitud del bloque a sostener (m)	:	10
Potencia del bloque a sostener, h (m)	:	1,50
Tipo de roca	:	Granodiorita
Densidad de la roca, ρ (TM/m ³)	:	2,7
Factor de seguridad (S)	:	1,5
Área expuesta del bloque de roca (m ²)	:	60
Peso del bloque de roca (ton)	:	267,91

a) Espaciamiento entre pernos (d)

El espaciamiento entre pernos, se ha calculado con la siguiente relación:

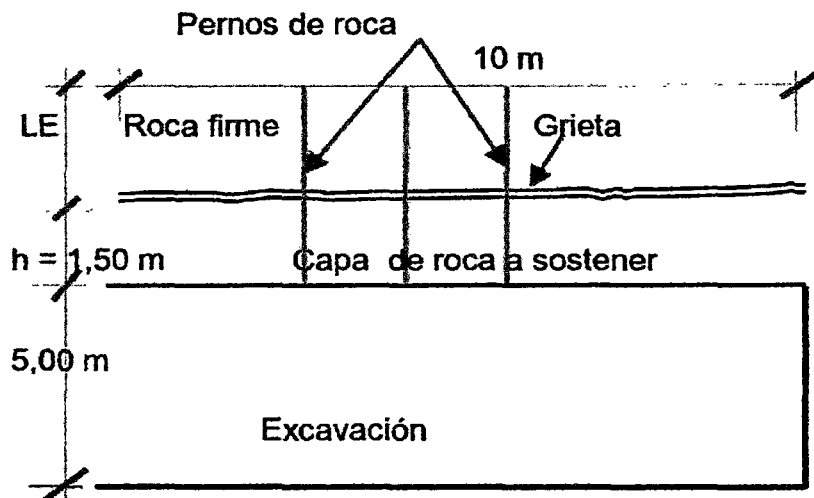
$$d = \frac{\text{Capac. de Anclaje de Perno}}{h \times \rho}$$

Donde:

d	= Capacidad de anclaje del perno Hydra Bolt
h	= potencia del bloque de roca = 1.50 m
ρ	= densidad de roca = 2.7 TM/m ³

CUADRO 09: Cuadro de espaciamento de pernos Hydrabolt

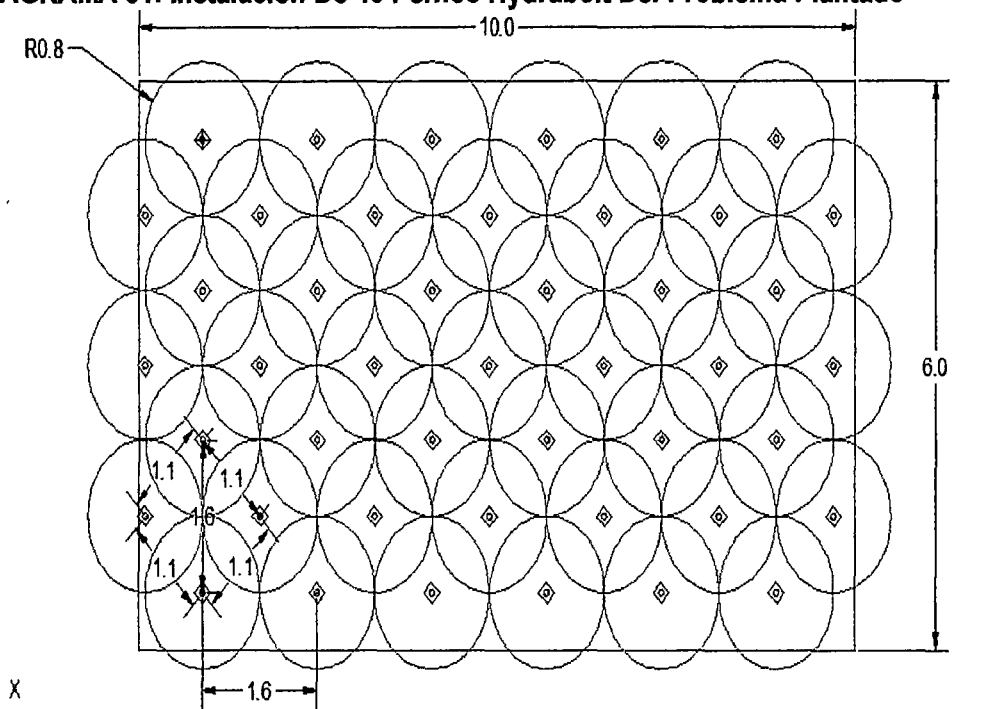
LONGITUD EFECTIVA DE ANCLAJE (pies)	CARGA PICO ANTES DE CEDER EL PERNO (MPa)	Espaciamento entre Hydra Bolt (m)
1	13.5	1.42
2	15.75	1.53
3	16.25	1.56
4	16	1.55
5	17.8	1.60
6	19.25	1.70

FIGURA 01: Representación idealizada de un bloque de roca a sostener con pernos de roca

Aplicando estas ecuaciones y asumiendo alturas de cuñas o bloques de 1,0 a 1,8 m y considerando la densidad de la roca 2,7 TM/m³, se deducen las longitudes de los pernos que se presenta en el cuadro N° 8:

CUADRO 10: Longitudes adecuadas de pernos en un macizo de densidad 2,7 TM/m³

Altura de Cuña (m)	Longitud DE Pernos en (Pies)
1.0	4
1.2	5
1.3	5
1.4	6
1.5	6
1.6	6
1.7	7
1.8	7

DIAGRAMA 01: Instalación De 46 Pernos Hydrabolt Del Problema Plantado**CUADRO 11: Costo Total Por Perno Instalado En Función Del Tipo Y Longitud De Perno.**

LONGITUD DE PERNOS (Pies)	COSTO TOTAL \$/perno
4	16.618
5	19.296
6	21.89
7	22.275
8	25.508

CUADRO 12: Cantidad de pernos y su costo por m²

TIPO DE PERNO	LONGITUD DE PERNO (L) PIES	LONGITUD EFECTIVA DE ANCLAJE LE (PIES)	ESPACIO ENTRE PERNOS S (m)	Área de influencia de los pernos, S ² (m ²)	CANTIDAD DE PERNOS NP	COSTO TOTAL DE PERNOS US\$	COSTO POR m ² (\$/m ²)
HYDRABOLT	5	2	1.6	2.02	46	887.616	14.7936

4.3 PRUEBA DE HIPOTESIS

Como resultado de todo el proceso de investigación y utilizando el criterio de rotura de Hoek - Brown se ha elaborado la tabla Geomecánica para el espaciamiento de la colocación sistemática de pernos Hydrabolt según condiciones estructural y superficial (GSI) basado en el rango del macizo rocoso (RMR_{89})

Se diseña la presente tabla para que se tome como referencia en la instalación de pernos Hydrabolt sistemático y puntuales basado en el estudio Geomecánico en el tramo de 107.5m de la CH – 862 – S – AK en Consorcio Minero Horizonte – Pataz - Trujillo – La libertad.

Propuesto en el área de Geomecánica de Consorcio Minero Horizonte.

TABLA 02: ESPACIAMIENTO DE PERNO HYDRABOLT DE 5 PIES

COLOR	INDICE RMR		PROMEDIO	Δ	ESPACIAMIENTO	AREA DE INFLUENCIA m ²
	61	80	70.5	+/-9.5	1.6	2.01
	51	60	55.5	+/-4.5	1.5	1.76
	41	50	45.5		1.2	1.13
	31	40	35.5		1	0.78
	21	30	25.5		0.5	0.19
	0.0	20	10	+/-10	CIMBRA	100%

Hipótesis:

H₁: El análisis de esfuerzos de los pernos Hydrabolt influye significativamente en el sostenimiento para la construcción de Chimeneas con Equipo Alimak STH – 5E en Consorcio Minero Horizonte S.A. – 2012

CONCLUSIONES

- Con respecto al objetivo principal "Analizar los esfuerzos de los Pernos Hydrabolt, para la estandarización Geomecánica en la construcción de chimeneas con Equipo Alimak STH – 5E en Consorcio Minero Horizonte S.A. – 2012". Podemos dar por concluido de que sí es muy importante realizar estos estudios de esfuerzos tanto como en los elementos de sostenimiento como la del macizo rocoso, para un control de estabilidad de la labor. Ya que cada proyecto tiene un comportamiento distinto al otro ya sea por filtraciones de agua, alteraciones, o daños de la voladura de parámetro D (Coeficiente de Masa de Roca Dañada).
- En Consorcio minero horizonte se realizó el estudio "Mediciones De Esfuerzos Tectónicos In-Situ En La Mina Consorcio Minero Horizonte S.A." por la empresa Chilena Geomecánica Latina S.A. con la finalidad de conocer los esfuerzos representativos del batolito de Pataz, con la técnica del Sobre - Perforado (Overcoring) con un sensor USBMDG; llegando a un esfuerzo máximo representativo de 49 MPa.
- La correcta instalación de los pernos Hydrabolt dependen de la presión de aire entrante a la bomba Hydrabolt con un mínimo de 80 PSI y la presión de agua que debe de inyectar la Bomba Hydrabolt (25 MPa / 250 – 300 Bar), La cual se mide con manómetro de Presión para verificar la presión de inflado. Esto logra evitar que el perno Hydrabolt sea removido por la voladura y por ende mejorar la seguridad.
- El factor de Seguridad que garantiza la estabilidad del macizo rocoso es de 1.5, este Relaciona los esfuerzos del Macizo Rocosos con los del Perno Hydrabolt para la estandarización Geomecánica en la construcción de chimeneas con Equipo Alimak.
- Con la utilización de la tabla Geomecánica elaborada en el presente trabajo de investigación, se llega a disminuir el empleo de pernos Hydrabolt o aumentarlos, esto con la finalidad de estabilizar con mayor eficiencia la abertura de la chimenea.
- En ningún caso, las capacidades de anclaje de los pernos guardan una relación lineal con su longitud, así sea uniforme o no la capacidad de sostenimiento del perno.
- El perno de más bajo costo por sostenido, es el Hydrabolt (14.8 \$/m²) y el de más alto costo es la Barra Helicoidal instalado con cartuchos de resina (50,67 \$/m²), con pernos

de cinco pies sistematizados, de acuerdo a las condiciones y realidades encontradas en Consorcio Minero Horizonte.

RECOMENDACIONES

- La recomendación de Bieniawski (1997) menciona que: "las clasificaciones Geomecánicas se usen en el contexto global de un proceso de diseño ingenieril y solo en fases preliminares y/o planteamiento, pero no para definir las medidas finales de diseño". Por tanto se recomienda realizar estudios del comportamiento del Macizo Rocoso como se va avanzando en su apertura, y relacionarlo mediante el Factor de Seguridad con el sostenimiento deducido en su estabilidad.
- Se recomienda seguir analizando los esfuerzos secundarios promedios (Esfuerzos de compresión y esfuerzo Cizalle). Para la durabilidad de los pernos Hydrabolt instalados en los contornos de la chimenea Raise Climber. (sistematizado)
- En Consorcio Minero Horizonte S.A. se viene empleando este sistema de sostenimiento. En el presente trabajo de investigación se ha optimizado el uso de los pernos Hydrabolt de 5 pies en chimeneas con equipo Alimak STH – 5E. se recomienda que se siga haciendo el estudio con pernos de diferentes tamaños para estandarizar en diferentes labores subterráneas dentro de las operaciones mineras.
- El uso de cimbras metálicas es de vital importancia en la estabilidad del macizo rocoso, cuando el factor de seguridad disminuye de 1.5, como motivo de investigación es demostrar su estabilidad con el tiempo y con el cuadro base.
- La recomendación final es para los investigadores (alumnos, docentes y general) que mientras nos basemos en nuestros conocimientos para la optimización de una explotación minera subterránea, considerando el cuidado en el marco de seguridad y salud ocupacional, de nuestro recurso irremplazable el cual es el recurso Humano.

REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA

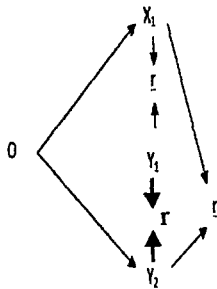
- (1) Cataldo, A. (1992): Manuel de Investigación científica. Ed, Eximpress. Lima.
- (2) Curvas Convergentes –confinamiento: resolución numérica y aplicada a macizos rocosos con comportamiento elastoplástico con blandecimiento, tesis doctoral E.T.S. Ingenieros Minas de Vigo.
- (3) E. Hoek & Brown, Excavaciones Subterráneas en roca, 1981.
- (4) Hernández, R. y otros (2006) Metodología de la Investigación. Ed. Mc. Graw Hill México
- (5) GEOMECANICA LATINA S.A. del Perú (2011), MEDICIONES DE ESFUERZOS TECTÓNICOS IN-SITU EN LA MINA CONSORCIO MINERO HORIZONTE S.A., Lima
- (6) Juan Manuel Ortega Carhuamaca (2002), Evaluación Geotecnica del Túnel Kovire, Lima UNMSM
- (7) Linden Alimak, Manual De Instrucción, Plataforma trepadora Alimak STH – 5, Canadá.
- (8) López P., Ernesto S. (2011): Caracterización del Macizo Rocoso del Crucero 752 del Nivel 642 – Unidad Minera Reliquias, Cia. Minera Castrovirreyna – Utilizando el Sistema de Clasificación Geomecánico RMR. Departamento de Geomecánica, Cía. Minera Castrovirreyna S.A.
- (9) Mecánica de Rocas Aplicada a la Minería Metálica Subterránea, RAMIREZ OYANGUREN, P. (1984).. ITGE. Madrid. pp. 210-247.
- (10) Método científico: Como aprender y enseñar investigación científica?, Abel Gonzales Castro, Dulio Oseda Gago, Felisicimo G.Ramirez Rosales, Jose Luis Gave Chagua – 2011. pp. 141 – 213.
- (11) Oseda, D. (2008) Metodología de la Investigación. Ed. Pirámide Robles Espinoza, Nerio H. (1994). Excavación de y Sostenimiento de Túneles en Roca. CONCYTEC, Lima – Perú.
- (12) Restituto, S. (2002) Tesis doctorales u trabajo de investigación científica. Ed. Paraninfo. México.

ANEXOS

Anexo N° 01

CUADRO 12: Matriz de Consistencia

TÍTULO: ANÁLISIS DE ESFUERZOS DE LOS PERNOS *HYDRABOLT* PARA ESTANDARIZACIÓN GEOMECÁNICA EN LA CONSTRUCCIÓN DE CHIMENEAS CON EQUIPO *ALIMAK STH – 5E* EN CONSORCIO MINERO HORIZONTE S.A. – 2012

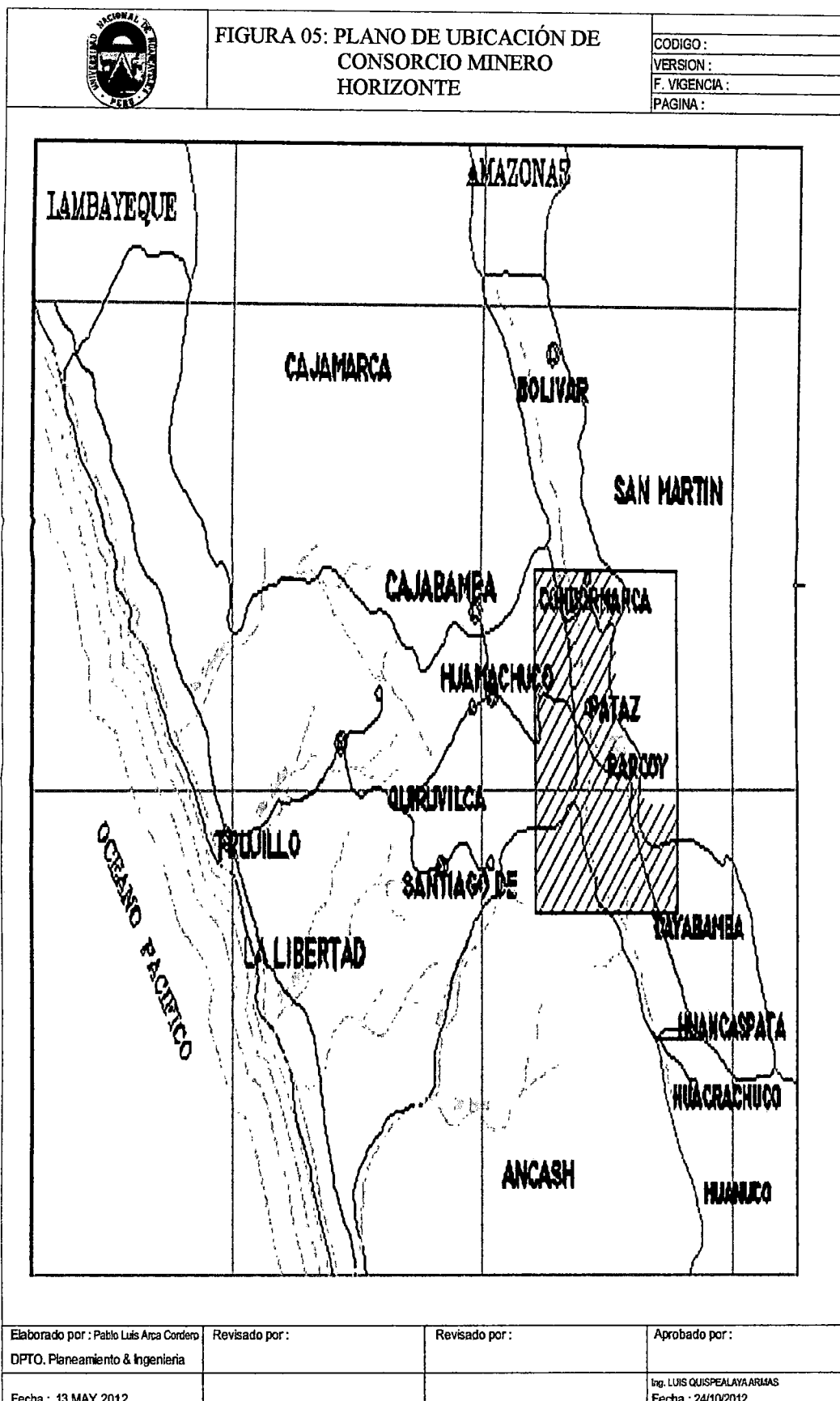
PROBLEMA	OBJETIVOS	MARCO TEÓRICO	HIPOTESIS Y VARIABLE:	METODOLOGÍA
PROBLEMA GENERAL ¿Cómo influye el análisis de esfuerzos de los pernos <i>Hydrabolt</i> en la estandarización Geomecánica para la construcción de chimeneas con equipo <i>Alimak STH – 5E</i> en Consorcio Minero Horizonte S.A. – 2012? PROBLEMAS ESPECÍFICOS a) ¿Cómo se hace la medición de esfuerzos del Batolito de Patáz en Consorcio Minero Horizonte S.A. – 2012? b) ¿Cuál es el funcionamiento de los pernos <i>Hydrabolt</i> en Consorcio Minero Horizonte S.A. – 2012? c) ¿Qué relación existe entre los esfuerzos del Batolito de Patáz con el funcionamiento de los Pernos <i>Hydrabolt</i> para la estandarización Geomecánica del sostenimiento en la construcción de chimeneas con equipo <i>Alimak STH – 5E</i> en	OBJETIVO GENERAL Analizar los esfuerzos de los pernos <i>Hydrabolt</i>, para la estandarización Geomecánica en la construcción de chimeneas con Equipo <i>Alimak STH – 5E</i> en Consorcio Minero Horizonte S.A. – 2012 OBJETIVOS ESPECÍFICOS a) Realizar la medición de esfuerzos del Batolito de Patáz en Consorcio Minero Horizonte S.A.-2012. b) Conocer el funcionamiento de los pernos <i>Hydrabolt</i> en Consorcio Minero Horizonte S.A. – 2012. c) Establecer la relación entre los esfuerzos del Batolito de Patáz con el funcionamiento de los Perno <i>Hydrabolt</i> para la estandarización Geomecánica en la construcción de chimeneas con Equipo <i>Alimak STH – 5E</i>.	1. ANTECEDENTES NIVEL NACIONAL - Néstor David Córdova Rojas. Geomecánica En El Minado Subterráneo Caso Mina Condestable. Lima: UNI-FIGMM; 2008. pág. 23 - Rojas Villasis, Raúl Eduardo. Exploración, desarrollo y estimación de recursos del yacimiento fluvio-glacial de oro la quinua -distrito Minero de Yanacocha, Cajamarca. Lima: UNIFIGMM; 2009. pág. 148 NIVEL INTERNACIONAL - Mercedes Garrido Rodríguez. Evaluación del Coeficiente de Seguridad del Sostenimiento de Galerías y Túneles en Función de su Rigidez y Distancia al Frente en diferentes Macizos Rocosos y Caracterización Mediante el Método de Impacto - ECO.	HIPÓTESIS GENERAL H₁: El análisis de esfuerzos de los pernos <i>Hydrabolt</i> influye significativamente en la estandarización Geomecánica para la construcción de Chimeneas con Equipo <i>Alimak STH – 5E</i> en Consorcio Minero Horizonte S.A. – 2012? H₀: El análisis de esfuerzos de los pernos <i>Hydrabolt</i> no influye significativamente en la estandarización Geomecánica para la construcción de Chimeneas con Equipo <i>Alimak STH – 5E</i> en Consorcio Minero Horizonte S.A. – 2012? HIPÓTESIS ESPECÍFICAS a) La medición de esfuerzos en Consorcio Minero Horizonte S.A. – 2012 es favorable para la obtención de esfuerzos del Batolito de Patáz.	TIPO DE INVESTIGACION Aplicada. NIVEL DE INVESTIGACION Descriptivo - Explicativo. DISEÑO DE INVESTIGACIÓN Descriptivo – Correlacional Múltiple.  DONDE O = Muestra X₁ = Variable Independiente Y₁ = Variable dependiente 01 Y₂ = Variable dependiente 02 r = Relación

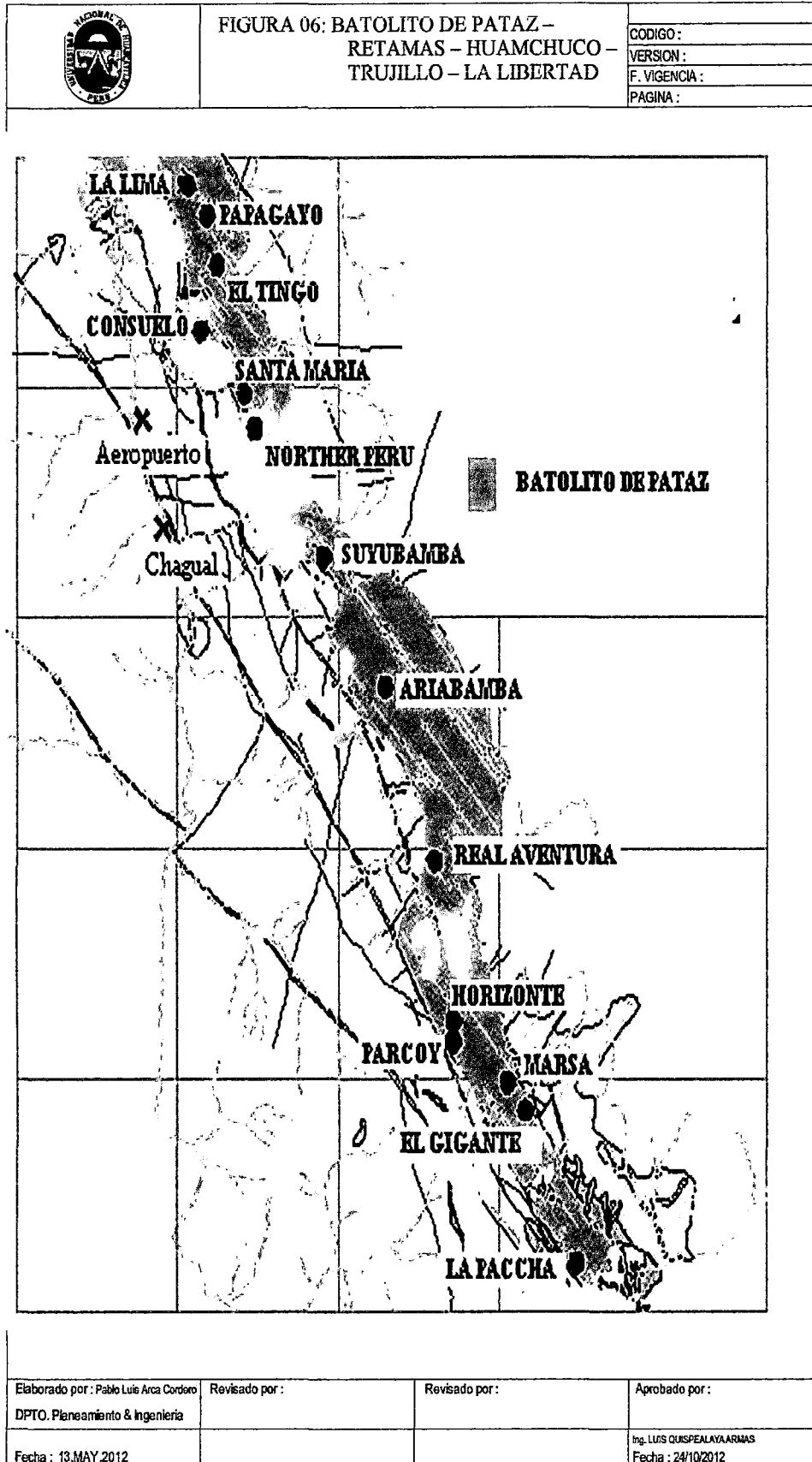
Consortio Minero horizonte – 2012?		España: UM; 2002. pág.254 - 320 - Albarracín Sepúlveda Olga Lucía, Gómez Acevedo Diana Carolina. Caracterización Y Clasificación Geomecánica Del Macizo Rocos Del Sector La Sierra, Sogamoso, Boyacá, Colombia: Universidad Pedagógica y Tecnológica de Colombia; 2008. pág. 45 – 127 2. MARCO TEORICO REFERENCIAL 1. Geología general de Consorcio Minero Horizonte S.A. 2. Geología estructural de Consorcio Minero Horizonte S.A. 3. Método de explotación de Consorcio Minero Horizonte S.A. 4. Equipo de labor vertical Alimak STH – 5E. 5. Esfuerzo del punto de vista geológico en el Macizo Rocos. 6. Mediciones de Esfuerzos Tectónicos In-Situ en la mina Consorcio Horizonte S.A. 7. Geomecánica en minería subterránea aplicando Phase	b) El funcionamiento de los Pernos <i>Hydrabolt</i> es significativamente importante para la estabilización del macizo rocos por áreas de influencia de sus esfuerzos en la construcción de Chimenea con equipo <i>Alimak - 5E</i> en Consorcio Minero Horizonte – S.A. 2012. c) Existe una relación directa y positiva entre los esfuerzos del Batolito de Patáz y el funcionamiento de los pernos <i>Hydrabolt</i> para la Estandarización Geomecánica en la Construcción de Chimeneas <i>Alimak STH – 5E</i> en Consorcio Minero Horizonte S.A. – 2012 VARIABLES: Variable Independiente: X₁: Análisis de esfuerzos de los Pernos <i>Hydrabolt</i> Variable Dependiente Y₁: Estandarización Geomecánica con los Esfuerzos	POBLACIÓN Y MUESTRA POBLACIÓN La población está constituida por las Chimeneas construidas con equipo <i>Alimak STH – 5E</i> en Consorcio Minero Horizonte S.A. MUESTRA 16 índices de resistencias geológicas (GDI) de la Chimenea <i>Alimak</i> 862 Sur del Nivel 2450 en Consorcio Minero Horizonte S.A. TÉCNICAS O INSTRUMENTOS DE RECOLECCION DE DATOS Los documentales, (las fichas bibliográficas, de resumen, de párrafo). Las no documentadas (las encuestas, entrevistas la observación). TÉCNICAS ESTADÍSTICAS DE ANALISIS DE DATOS Las técnicas usadas en la presente investigación serán por observación directa, análisis de Clasificaciones Geomecánicas, análisis de esfuerzos cortantes y monitoreo de progresivas de
---	--	--	--	---

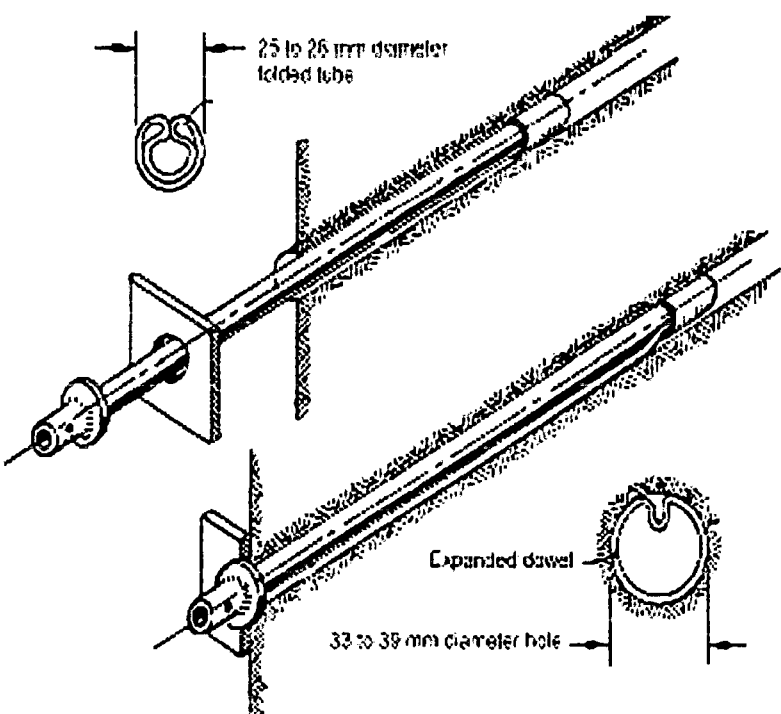
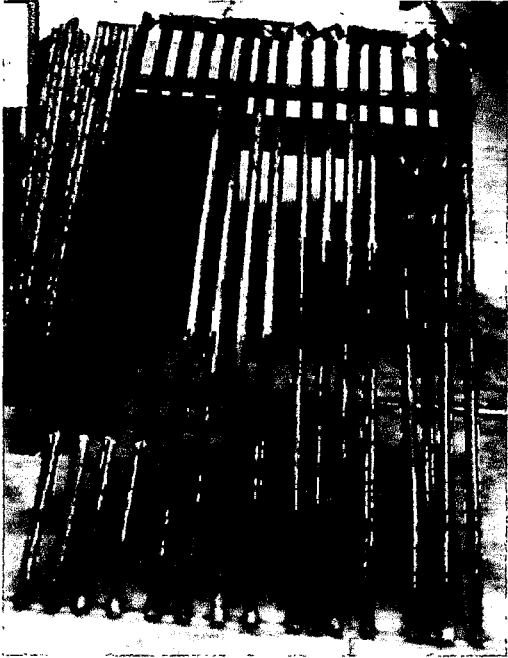
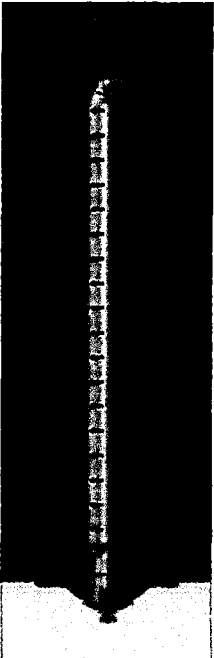
		v.8 8. Elementos de sostenimiento en ejecución de chimeneas Alimak.	Principales del macizo rocoso. Y ₂ : Tensión Cortante del Macizo Rocoso	avance de la chimenea.
--	--	--	--	------------------------

CUADRO 14: OPERACIONALIZACIÓN DE LA VARIABLE DEPENDIENTE

VARIABLES DEPENDIENTES	DIMENSIONES	SUB DIMENSIONES	INDICADORES	ITEMS
Y1: Estandarización Geomecánica con los Esfuerzos Principales del macizo rocoso. Y2: Tensión Cortante del Macizo Rocosó	Geológico	Petrografía	Interés por la calidad de roca.	La preocupación por la calidad de roca por su importancia en el proyecto dentro del planeamiento por alterar los P.U
				De interés en la perforación y voladura
				De interés en el comportamiento a diferentes alturas de perforación
		Alteración.	Indicadores mineralizante	La razón del conocimiento de la alteración de la roca es de vital importancia
				Para el performance en la perforación.
		Mineralización	Constituciones de la roca	Observación importante para la estandarización de los procesos de construcción del macizo rocoso.
				Logística de accesorios de perforación y voladura.
				Logística de accesorio de anclaje de equipo <i>Alimak</i> .
			Propiedad de la roca	Factor de filtración de agua
				Propiedades físicas y químicas de la roca.
	Geomecánica	Tensiones, resistencias y deformaciones	Fuerzas y tensiones. Mecanismos de rupturas.	Lograr obtener estabilidad del macizo rocoso a base de los estudios de Fuerzas
				Selección de los métodos de sostenimiento.
				Definición del comportamiento ideal del macizo rocoso: homogéneo, continuo, isótropo, lineal y elástico.
				Definir el estado mecánico de la roca.
		Clasificación Geomecánica	Calidad de roca	Obtención de un parámetro Geomecánica para su empleo en los proyectos de construcción de Chimeneas <i>Alimak STH – 5E</i>
				Hacer ensayos con clasificaciones Geomecánica en la práctica.
	Sostenimiento	Elementos y pruebas de computo	Red de esfuerzos con Software	Calcular los parámetros de resistencia y deformabilidad.
				Simulación de datos con parámetros reales de las fichas técnicas de los elementos de sostenimiento.
				Creación de redes de esfuerzo y analizar resultados.
			Estandarización.	Conclusiones de estandarización para la construcción de chimeneas <i>Alimak STH – 5E</i>
				Sistematización de los pernos <i>Hydrabolt</i> para la estabilidad de la chimenea <i>Alimak STH – 5E 862 - Sur</i>





	PERNOS HYDRABOLT		CODIGO : VERSION : F. VIGENCIA : PAGINA :
			
 			
Elaborado por : Pablo Luis Arca Cordero DPTO. Planeamiento & Ingeniería	Revisado por :	Revisado por :	Aprobado por :
Fecha : 13.MAY.2012			Ing. LUIS QUISPEALAYAAARMAS Fecha : 24/10/2012

11



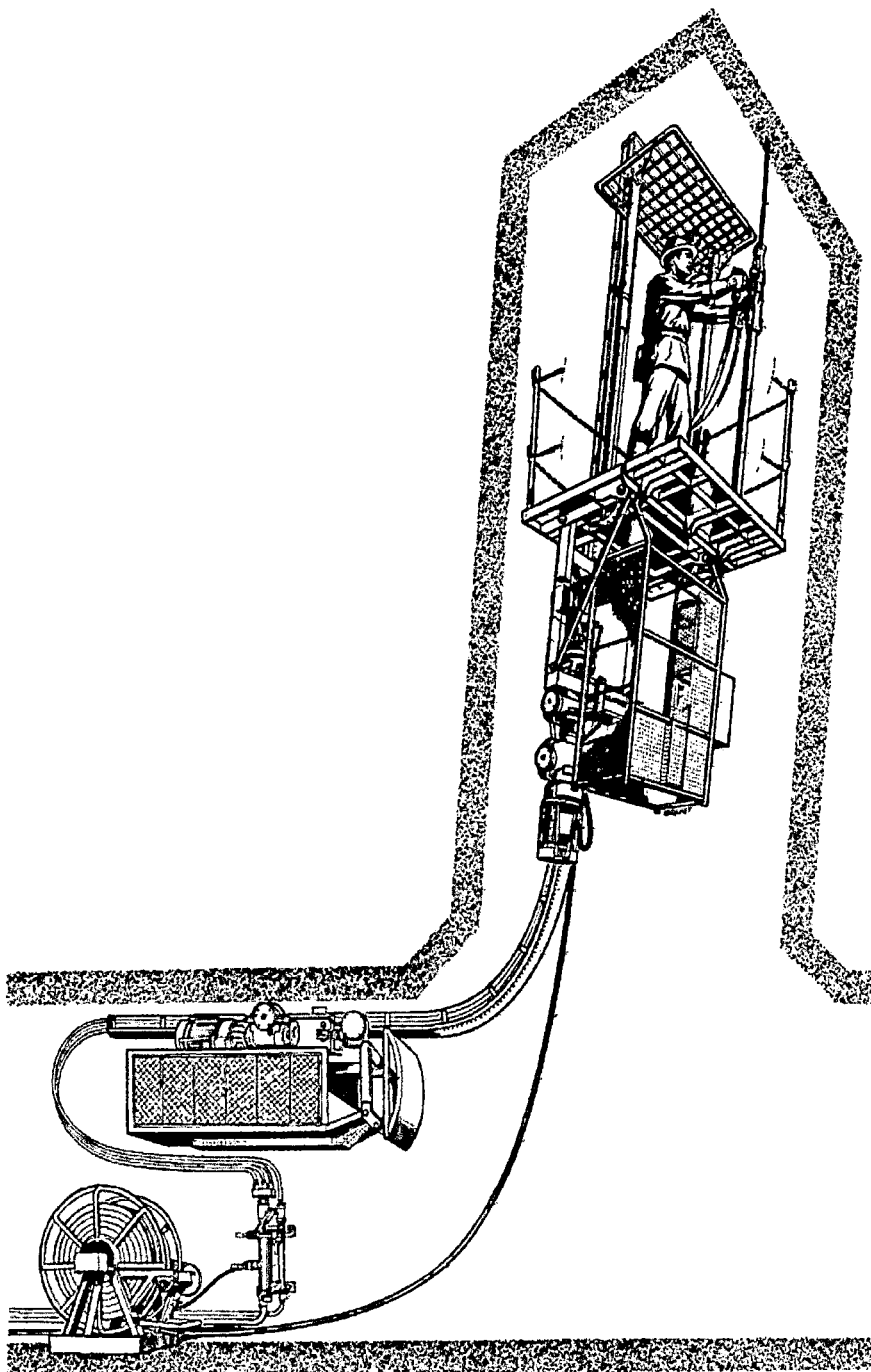
EQUIPO ALIMAK STH – 5E

CODIGO :

VERSION :

F. VIGENCIA :

PAGINA :



Elaborado por : Pablo Luis Arca Cordero
DPTO. Planeamiento & Ingeniería

Revisado por :

Revisado por :

Aprobado por :

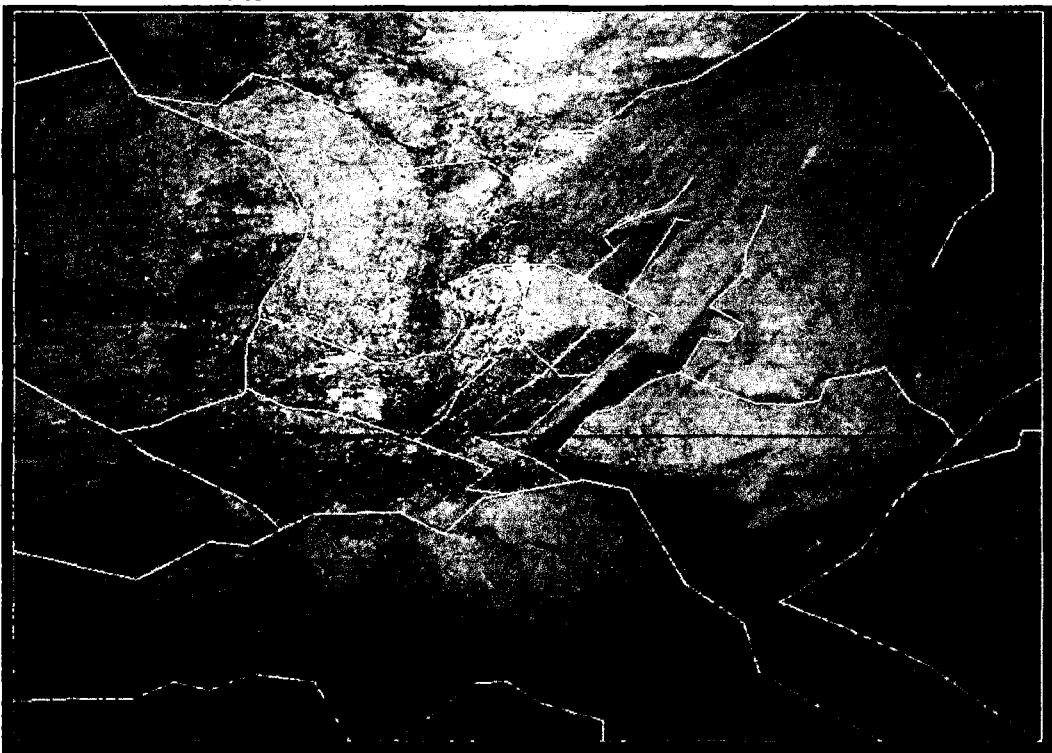
Fecha : 13.MAY.2012

Ing. LUIS QUISPALAYA ARMAS
Fecha : 24/10/2012

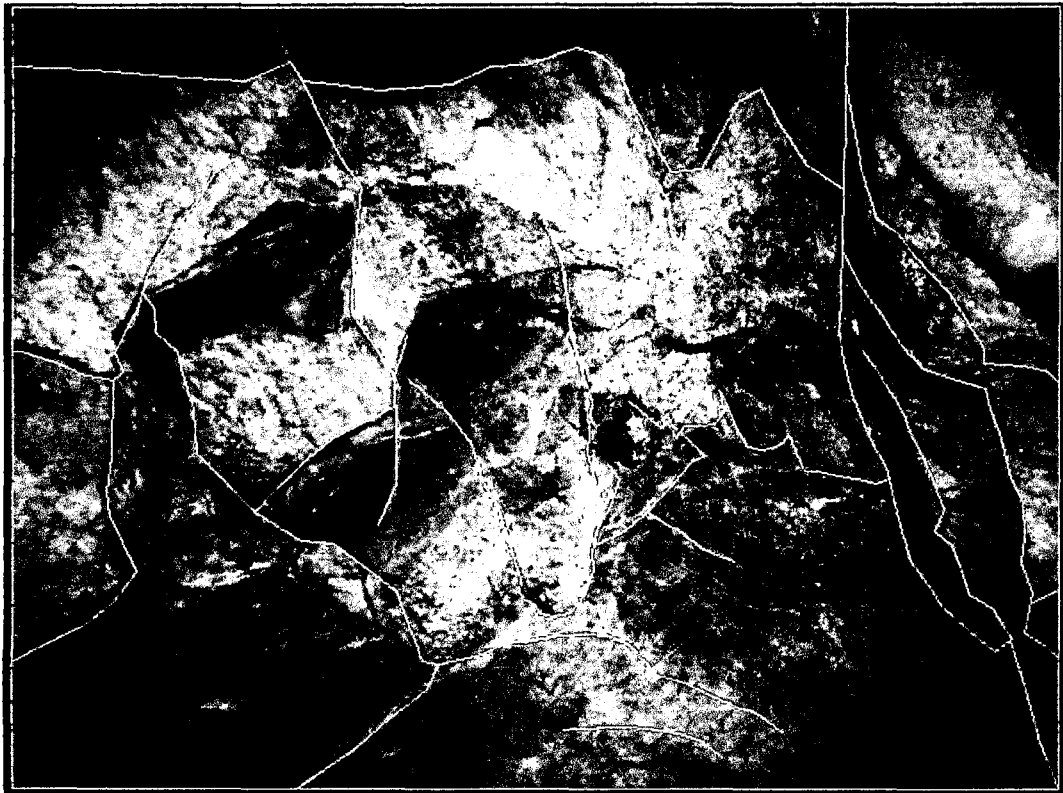
FOTOGRAFIA 01 - A: EQUIPO ALIMAK STH - 5E INSTALADA EN LA CHIMENEA 862 - S - AK



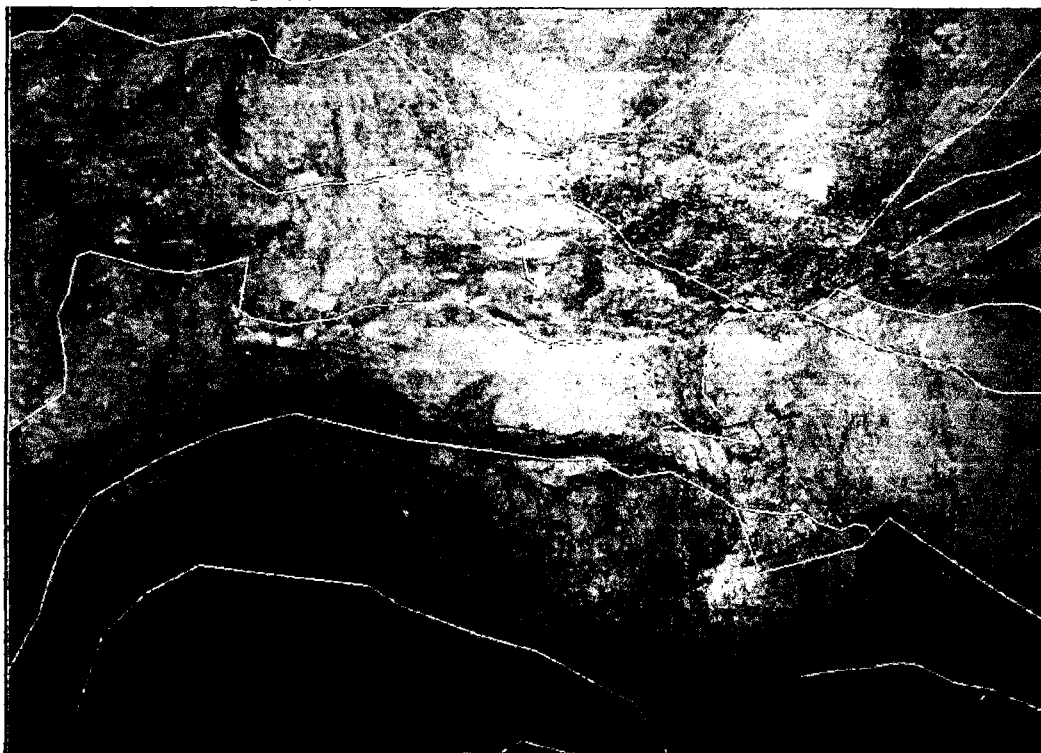
FOTOGRAFIA 01 - B: ROCA GRANODORITA CON GSI 85 EN POGRESIVA 2 m DE LA CH - 862 - S - AK



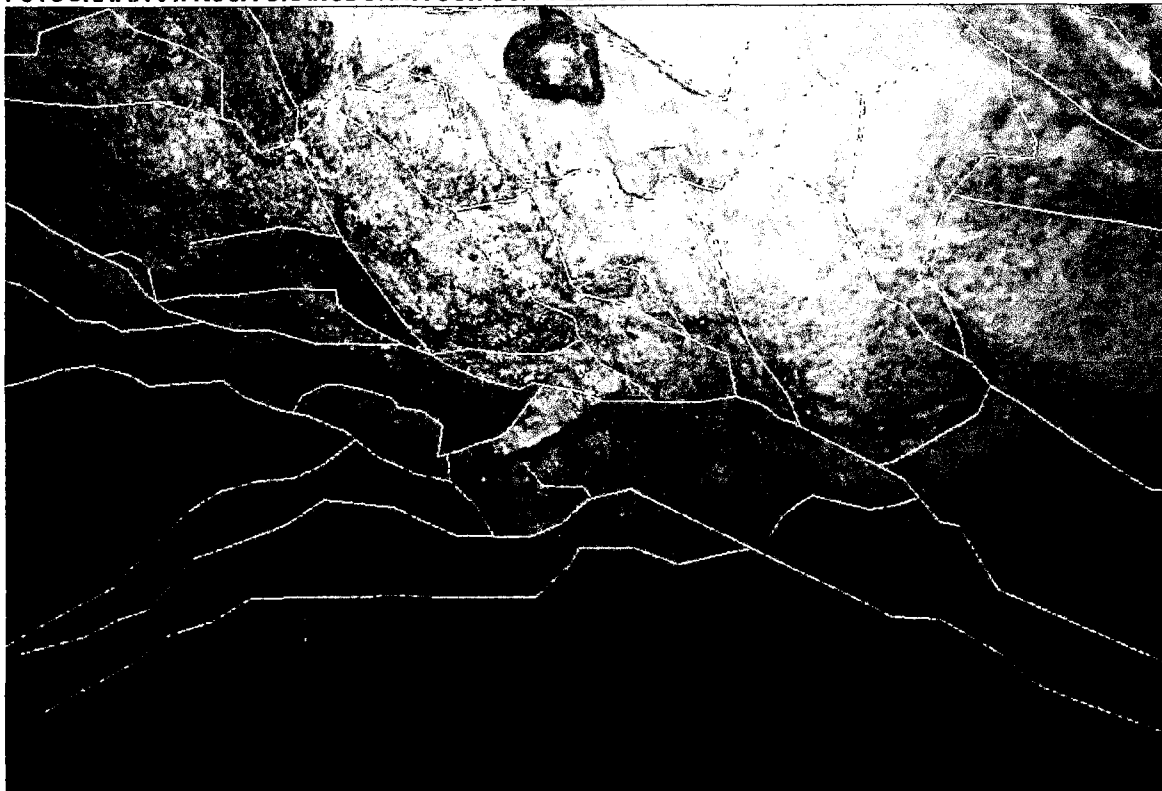
FOTOGRAFIA 02: ROCA GRANODORITA CON GSI 69 EN POGRESIVA 10 m DE LA CH - 862 - S - AK



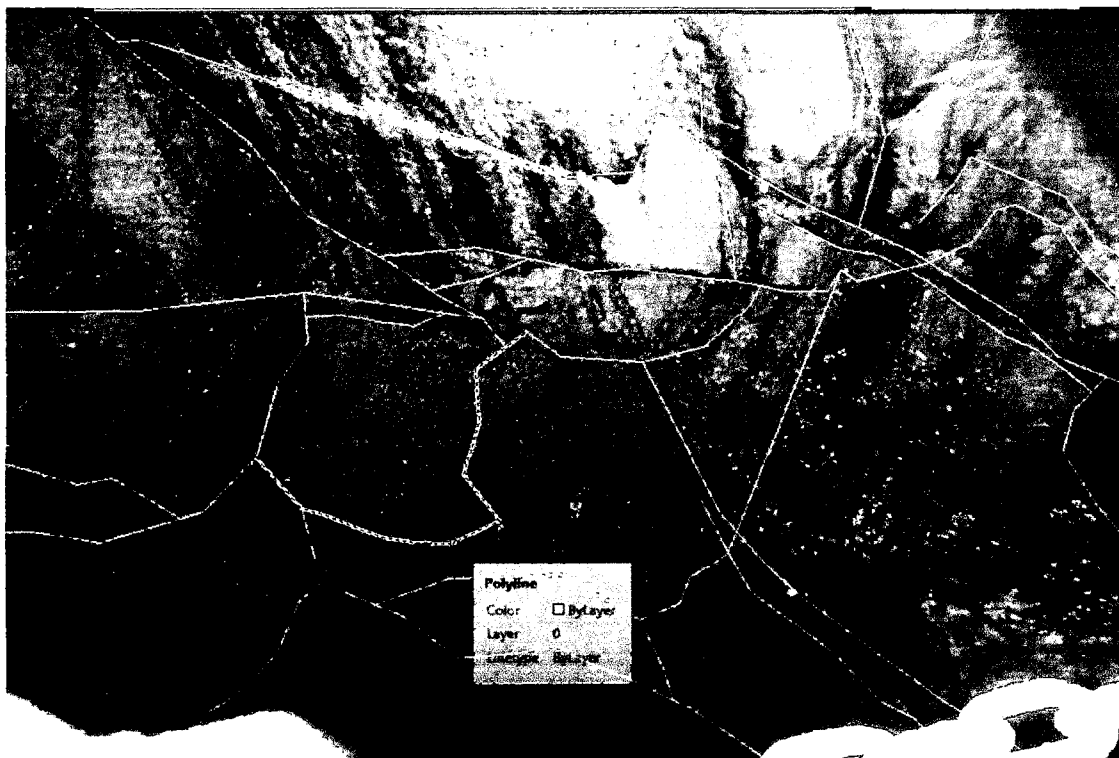
FOTOGRAFIA 03: ROCA GRANODORITA CON GSI 76 EN POGRESIVA 16 m DE LA CH - 862 - S - AK



FOTOGRAFIA 04: ROCA GRANODORITA CON GSI 71 EN POGRESIVA 22 m DE LA CH - 862 - S - AK



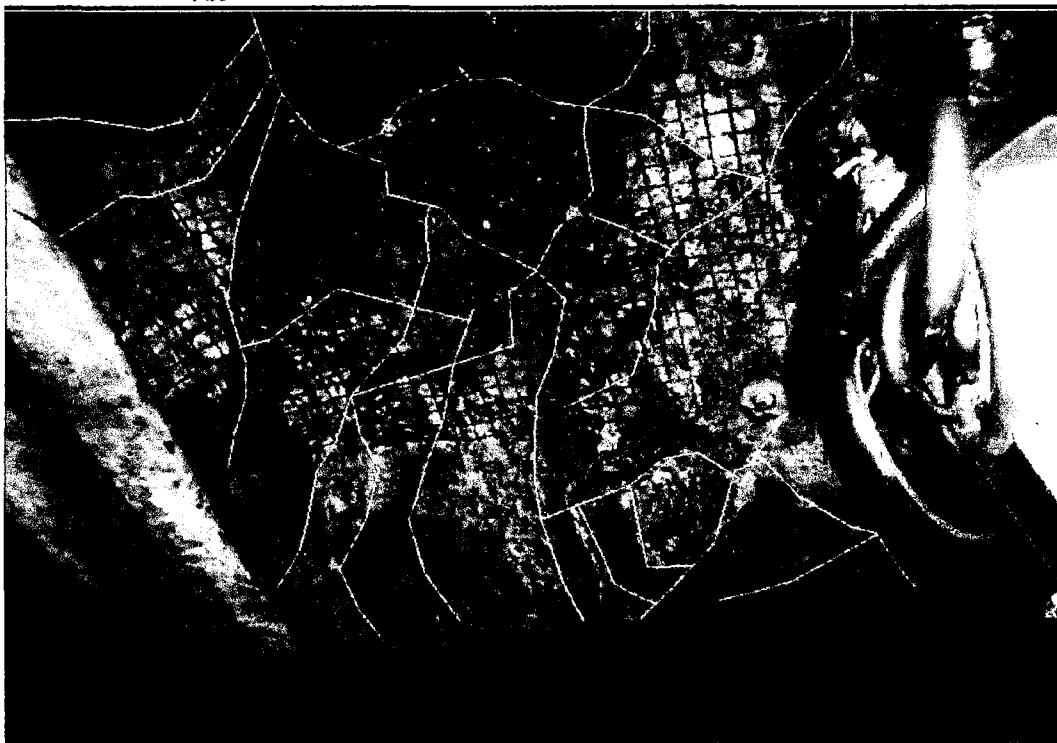
FOTOGRAFIA 05: ROCA GRANODORITA CON GSI 67 EN POGRESIVA 30 m DE LA CH - 862 - S - AK



FOTOGRAFIA 06: ROCA DIORITA, CUARZO Y PIRITA CON GSI 61 EN POGRESIVA 40 m DE LA CH - 862 - S - AK



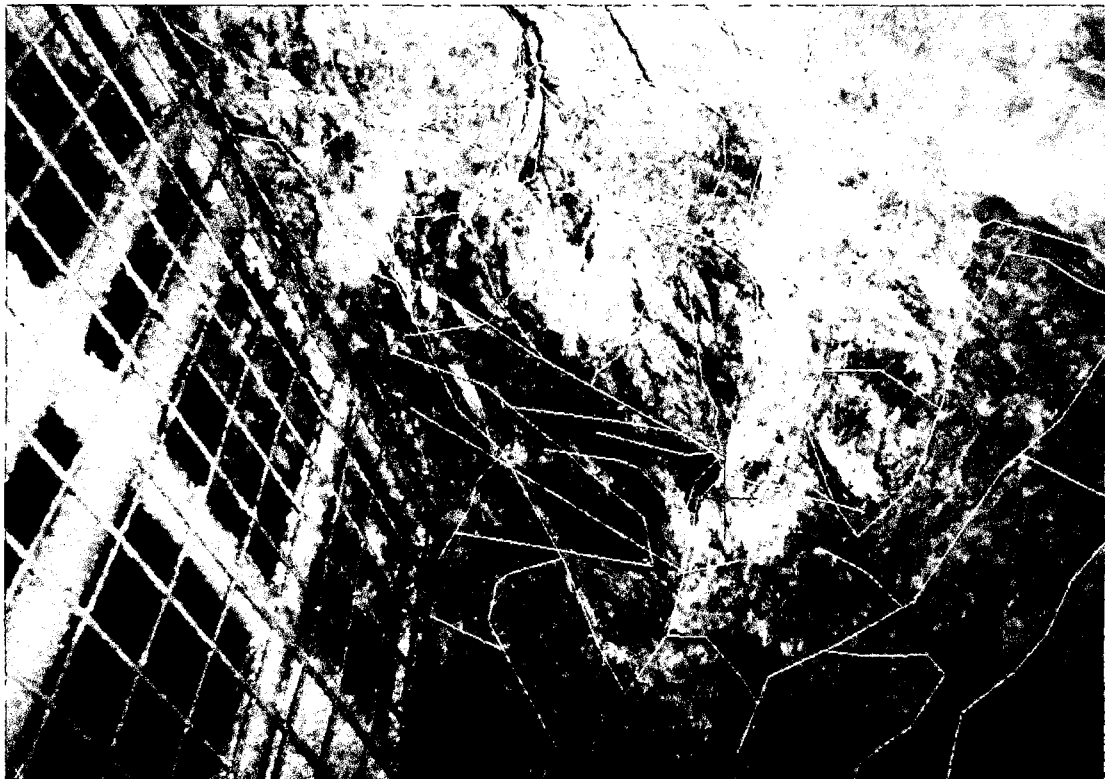
FOTOGRAFIA 07: ROCA DIORITA Y CUARZO CON GSI 76 EN POGRESIVA 46 m DE LA CH - 862 - S - AK



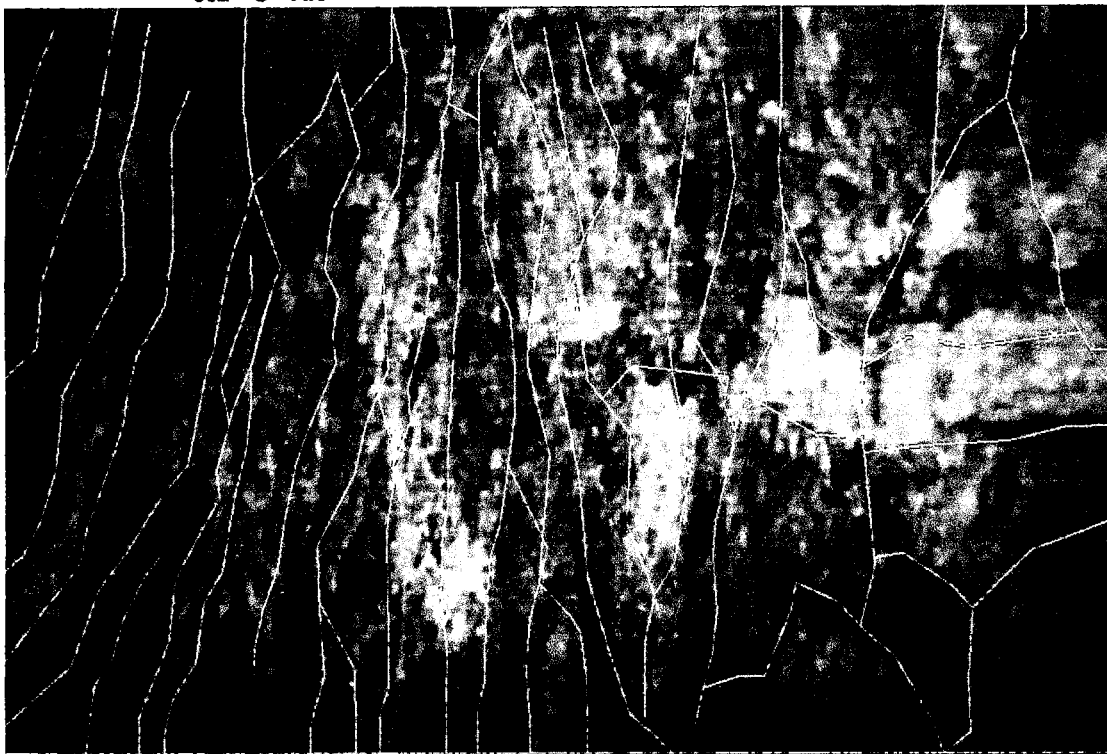
**FOTOGRAFIA 08: ROCA GRANODORITA Y CUARZO CON GSI 87 EN POGRESIVA 52 m DE LA CH -
862 - S - AK**



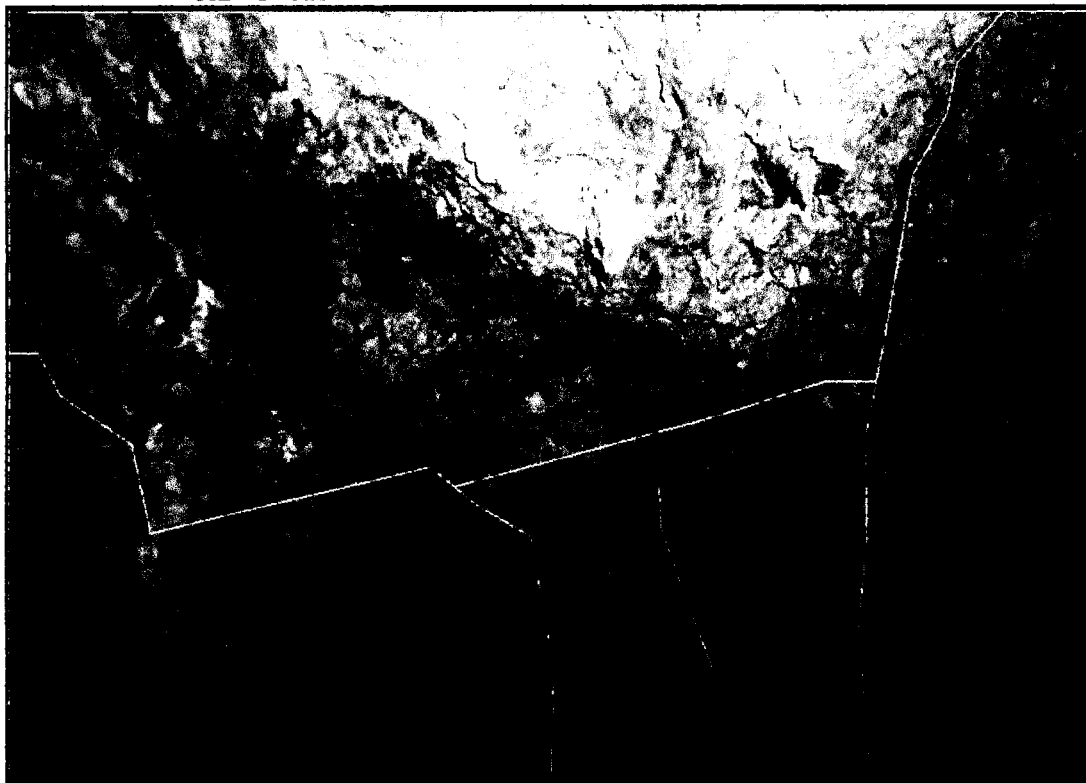
**FOTOGRAFIA 09: ROCA GRANODORITA Y CUARZO CON GSI 70 EN POGRESIVA 60 m DE LA CH -
862 - S - AK**



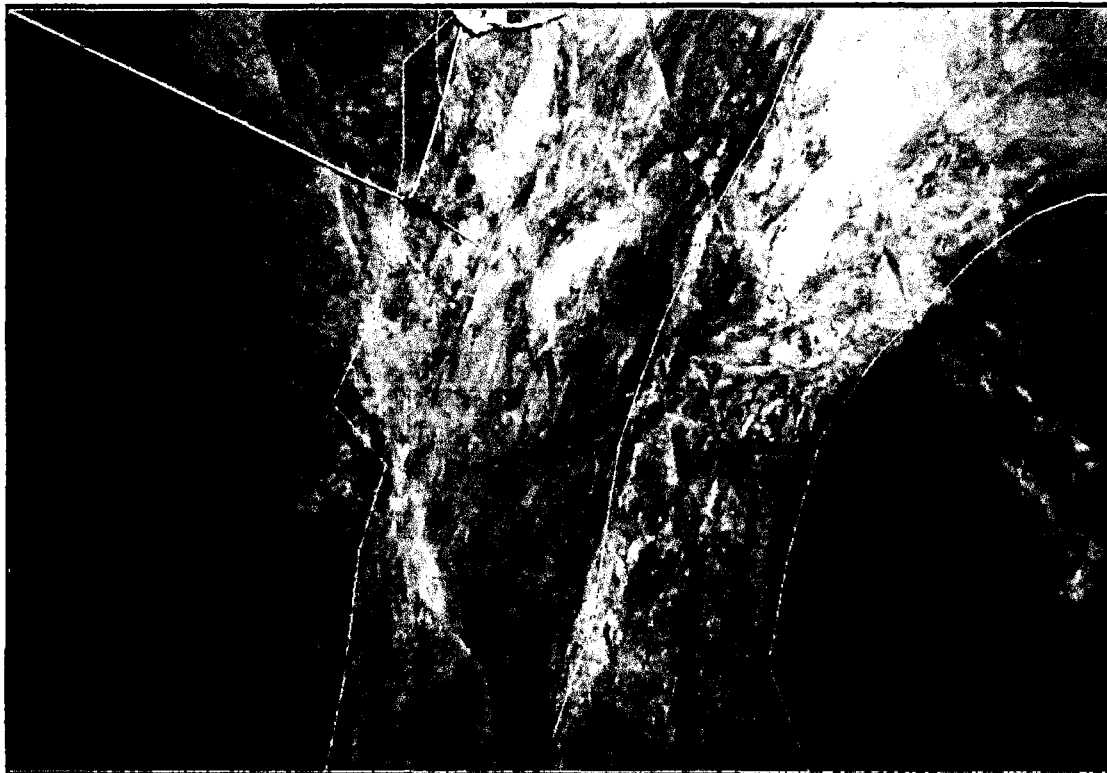
**FOTOGRAFIA 10: ROCA GRANODORITA Y CUARZO CON GSI 49 EN POGRESIVA 62 m DE LA CH -
862 - S - AK**



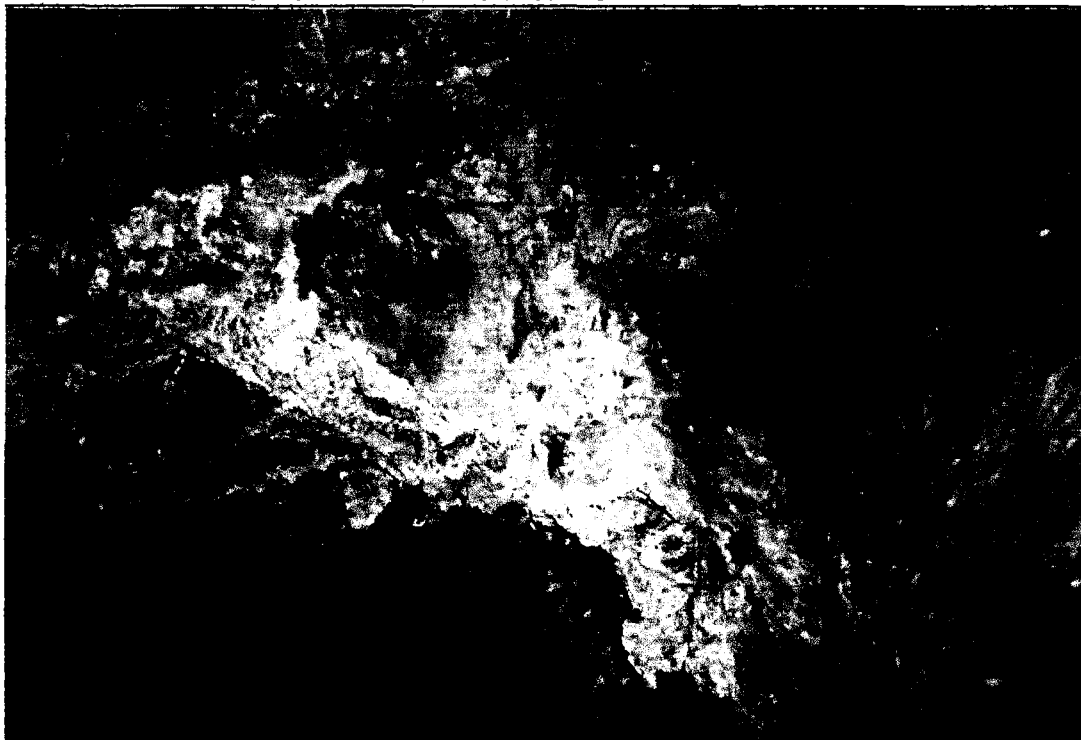
**FOTOGRAFIA 11: ROCA GRANODORITA Y CUARZO CON GSI 33 EN POGRESIVA 70 m DE LA CH -
862 - S - AK**



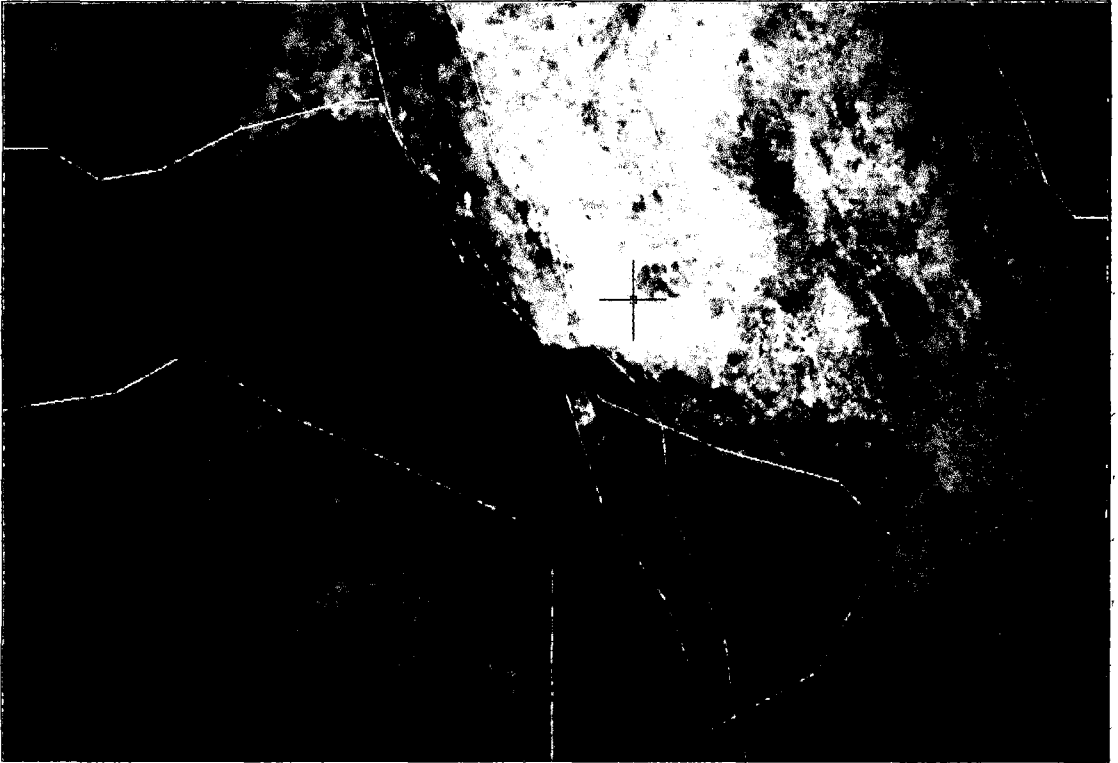
**FOTOGRAFIA 12: ROCA GRANODIORITA, DIORITA Y CUARZO-MONZONITA CON GSI 17 EN
POGRESIVA 80 m DE LA CH-862-S-AK**



**FOTOGRAFIA 13: ROCA GRANODIORITA, DIORITA Y CUARZO-MONZONITA CON GSI 15 EN
POGRESIVA 86 m DE LA CH-862-S-AK**



**FOTOGRAFIA 14: ROCA GRANODIORITA - MONZONITA METEORIZADO CON GSI 12 EN POGRESIVA
94 m DE LA CH - 862 - S - AK**



**FOTOGRAFIA 15: ROCA GRANODIORITA CON METEORIZACION CON GSI 13 EN POGRESIVA 100 m
DE LA CH - 862 - S - AK**



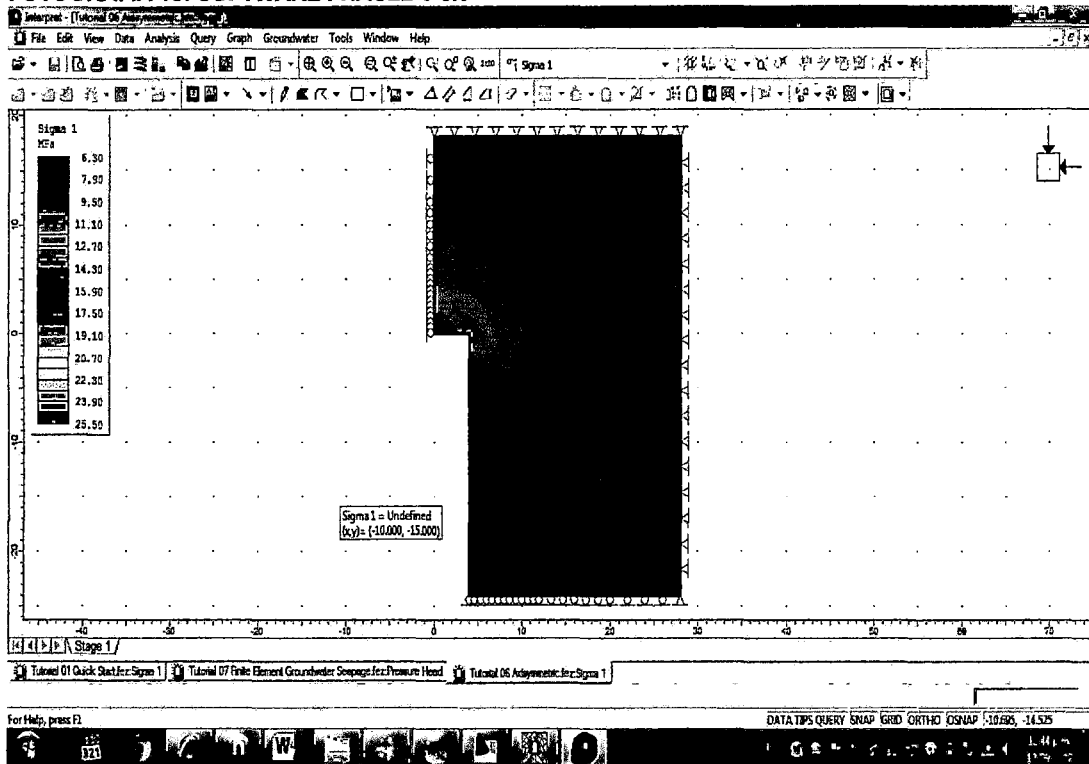
**FOTOGRAFIA 16: ROCA GRANODIORITA CON METEORIZACION CON GSI 11 EN POGRESIVA 107.5
m DE LA CH - 862 - S - AK**



FOTOGRAFIA 17: CX - 867 DE 11.5 METROS CONECTADO A SUPERICIE



FOTOGRAFIA 18: SOFTWARE PHASE2 V 6.0



FOTOGRAFIA 19: SOFTWARE ROCLAB

