

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA Y ESTABILIZACIÓN DEL TALUD SUR DEL POZO DISIPADOR DEL ALVIADERO DEL PROYECTO TOCOMA, EDO. BOLÍVAR

Trabajo especial de Grado
Presentado ante la ilustre
Universidad Central de Venezuela
para optar al Título de Ingeniero Geólogo
Por el Br. Evengerd L. Carpio C.

Caracas, noviembre 2005

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA Y ESTABILIZACIÓN DEL TALUD SUR DEL POZO DISIPADOR DEL ALIVIADERO DEL PROYECTO TOCOMA, EDO. BOLÍVAR

TUTOR INDUSTRIAL: Ing. Marcelo Antonini Bova

TUTOR ACADEMICO: Prof. Víctor León Madrid

COTUTOR ACADEMICO: Prof. Valdemar Andrade Pereira

Trabajo especial de Grado
Presentado ante la ilustre
Universidad Central de Venezuela
para optar al Título de Ingeniero Geólogo
Por el Br. Evengerd L. Carpio C.

Caracas, noviembre 2005

Este trabajo es especialmente dedicado a Dios y La Virgen Chiquinquirá por permitirme realizar parte de mis metas personales, siendo esta es una de ellas.

Especialmente a mis padres Evelyn y Gerardo por darme la vida, y a mi hermanita Raquel.

A mis abuelos Nelly, Ángel, Belén y Efraín.

Evengerd.

AGRADECIMIENTOS

Mis más sinceros agradecimientos son:

A mi grandiosa Universidad Central de Venezuela y la Escuela de Geología, Minas y Geofísica por formarme como profesional y enseñarme aspectos necesarios para la vida.

A CVG Electrificación del Caroní EDELCA por brindarme el privilegio de trabajar en sus instalaciones.

Inmensamente al Ing. Marcello Antonini por su colaboración, apoyo desinteresado con este trabajo y ser parte de mi formación como persona y profesional.

Al Ing. Feliciano De Santis por “venderme” la geotecnia y apoyarme en los momentos críticos que este proyecto atravesó, mil gracias.

Al Ing. Víctor León por enseñarme lo importante que es un tutor en el momento más inesperado.

Al Ing. Valdemar Andrade por su puntual y sincera colaboración en este trabajo.

A los ingenieros Juan Carlos Fernández, Gabriel Martínez, Alejandro Suárez, Héctor Beltrán, Alfredo Zamora, Rafael De Lima, a los Geólogos Carmelo Gamero y Lucio Aray, y a los Srs. José Dorante y Marino Milano por su valioso aporte personal y profesional.

A mis segundos papas: Víctor Duque y Gabriel Camacho por darme esa fortaleza personal y estar brindando, siempre, apoyo moral en mis bajas.

Al Ing. Guillermo Domínguez por su inmenso apoyo durante toda mi carrera en la UCV

A la Sra. Maria Virginia Valenzuela por compartir conmigo esa dura etapa de convivir con una persona que jamás en la vida esperarías que se convirtiera en uno de tus mejores aliados y apoyo.

A mis padres que nunca me han dejado decaer ni de apoyar, no solo con este proyecto sino con todos los proyectos de vida que se me han planteado, y se que siempre estarán para mi.

A mi hermana bella que no se como lo hace pero me da una fuerza impresionante para seguir adelante.

A Andrea Andrade quien me apoyó con lo que ella pudo y con lo que no también.

A la Lic. Vicenza Bottaro por estar siempre allí dándome lo mejor de sus consejos.

Al Tsunami, quienes son unas personas realmente espectaculares y creo que jamás encontraré gente tan sincera, amable como lo son... Gracias Compadres.

A la Sra. Carmen de Herrera por brindarme esa energía positiva de seguir adelante.

A Fátima Dos Santos por enseñarme que la vida tiene muchos aspectos de vista y siempre el mejor es el que a uno le guste.

A Milly Nunes por darme la fortaleza necesaria e indispensable para enfrentar la vida sin .. cuenta conmigo.

Carpio C. Evengerd L.

CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA Y ESTABILIZACIÓN DEL TALUD SUR DEL POZO DISIPADOR DEL ALIVIADERO DEL PROYECTO TOCOMA, EDO. BOLÍVAR

Tutores: Víctor León Madrid, Valdemar Andrade Pereira y Marcello Antonini Bova. Tesis. Caracas, U.C.V Facultad de Ingeniería. Escuela de Geología, Minas y Geofísica. Año 2005.

Palabras claves: Macizo Guayanés, Geotecnia, Clasificación Geomecánica, Cohesión.

Resumen

Motivado a la construcción del cuarto aprovechamiento hidroeléctrico de la cuenca del bajo Caroní, se hace indispensable un completo estudio geológico-geotécnico con el objeto de determinar las mejores condiciones que valgan de fundación para los macrocomponentes del Proyecto Tocoma, significando el estudio a detalle del macizo rocoso expuesto antes y después de las voladuras y excavaciones que a este tipo de obra concierne.

El aliviadero de un proyecto hidroeléctrico es una de las macroestructuras más importante de esta obra, y por lo tanto lleva consigo una serie de excavaciones y previsiones al momento de entrada en operación el componente. Especialmente en el caso del río Caroní, en el que se manejan importantes caudales, los estudios realizados por el Departamento de Hidráulica de CVG Edelca, recomiendan la excavación de un pozo disipador de energía, el cual generará cuatro taludes, cuyas geometrías fueron determinadas mediante un modelo tridimensional.

El talud más cercano a la estructura del aliviadero es el que reviste mayor importancia, porque soportará las mayores solicitaciones, consecuencia de las cargas que se generan aguas arribas, y porque su deterioro comprometería la estructura. Por ello es necesario un análisis de estabilidad tomando en cuenta los factores anteriormente mencionados, sin olvidar, que luego del inicio del desvío por los ductos de fondo del aliviadero, será muy difícil realizar algún trabajo de reparación debido al efecto del embalse de Caruachi, que mantendrá el pozo bajo unos 25 metros de agua. Para los cálculos de estabilidad se utilizan métodos mundialmente conocidos para caracterización de macizos y estabilidad de taludes en zonas tropicales.

Los cálculos del factor de seguridad arrojados por los métodos de estabilidad indican un tratamiento de prevención previo a la inundación de la zona de estudio para el talud sur del pozo disipador utilizando anclajes activos. En lo que respecta al talud este y oeste se recomienda una reexcavación con la finalidad de extraer los bloques que presentan un alto riesgo, de manera de impedir el efecto de trituración sobre el talud sur.

INDICE

	Página
CAPITULO I: INTRODUCCIÓN	1
1. Introducción	1
1.1 Objetivos	4
1.1.1 Objetivo General.....	4
1.1.2 Objetivos Específicos	5
1.2 Antecedentes	5
1.3 Alcance y Limitaciones.....	10
CAPITULO II: GENERALIDADES	11
2.1 Localización del Proyecto Tocomá.....	11
2.2 Acceso.....	11
2.3 Localización del área de estudio.....	12
2.4 Descripción del Proyecto.....	12
2.4.1 Macrocomponentes	13
2.4.1.1 El Aliviadero	13
2.5 Clima.....	18
2.5.1 Precipitación.....	18
2.5.2 Evaporación.....	19
2.5.3 Temperatura.....	19
2.5.4 Viento.....	19
2.6 Vegetación.....	19
2.7 Aspectos Geoeconómicos.....	21
2.8 Consideraciones sísmicas.....	22
2.9 Impacto Ambiental.....	22
2.9.1 Medidas Ambientales.....	23
CAPITULO III: METODOLOGIA	25
3.1 Trabajo de Campo	25
3.1.1 Materiales empleados	25
3.1.2 Recolección de datos.....	25
3.1.3 Mapas Geológicos y Topográficos.....	26
3.2 Trabajo de Laboratorio.....	26
3.2.1 Descripción de secciones finas	26

CAPITULO IV: MARCO GEOLOGICO.....	28
4.1 Contexto Geológico Regional.....	28
4.1.1 Provincia Geológica de Imataca	28
4.1.1.1 Descripción Litológica	29
4.1.1.2 Metamorfismo.....	31
4.1.2 Geología Estructural.....	32
4.1.3 Fallas.....	33
4.1.3.1 Falla de El Pao.....	34
4.1.3.2 Falla de Guri.....	34
4.1.3.3 Falla de Río Claro.....	35
4.1.3.4 Relaciones entre las Fallas Guri y El Pao.....	35
4.1.4 Relaciones entre el plegamiento y el fallamiento.....	36
4.2 Geología Local.....	36
4.2.1 Geomorfología.....	36
4.2.2 Estructuras Geológicas	38
4.2.3 Relaciones entre las estructuras y el diaclasamiento.....	40
4.2.4 Litológica.....	43
4.2.5 Materiales para la construcción.....	44
CAPITULO V: MARCO TEÓRICO.....	46
5.1 Caracterización del diaclasamiento del macizo rocoso.....	46
5.1.1 Orientación de discontinuidades.....	46
5.1.2 Espaciamiento.....	47
5.1.3 Persistencia.....	48
5.1.4 Rugosidad.....	49
5.1.5 Grado de meteorización del macizo rocoso.....	50
5.1.6 Abertura (separación).....	51
5.1.7 Relleno.....	51
5.1.8 Flujo.....	51
5.1.9 Número de familias	52
5.2 Falta de seguridad y errores en la medición del diaclasamiento.....	53
5.2.1 Errores en las mediciones.....	54
5.3 Clasificación de Bieniawski – Clasificación Geomecánica (RMR).....	55
5.4 Aplicaciones de la clasificación de Bieniawski a los Taludes - Clasificación SMR.....	58
5.5 Métodos de tratamiento sugeridos por la clasificación SMR.....	64
5.5.1 Refuerzos.....	65
5.5.2 Hormigón.....	68
5.6 Validez de la clasificación SMR.....	69
5.7 Limitaciones de las clasificaciones geomecánicas.....	71
5.8 Recomendaciones para la estimación del SMR en el campo.....	72
5.8.1 Elección del afloramiento.....	72
5.8.2 Resistencia de la roca (Resistencia a la compresión uniaxial).....	72
5.8.3 RQD.....	73
5.8.4 Espaciamiento de las diaclasas.....	75
5.8.5 Rugosidad.....	75
5.8.6 Abertura y Persistencia.....	76

5.9 Estabilidad de Taludes con el uso de proyecciones hemisféricas.....	76
5.9.1 Análisis de Falla Planar.....	76
5.9.2 Análisis de la estabilidad en taludes rocosos considerando rotura planar	80
3.9.2.1 Desarrollo Analítico	84
5.10 Definición de Términos Básicos.....	88
5.10.1 Angulo de fricción interna.....	89
5.10.2 Cohesión.....	89
5.10.3 Concreto Proyectado.....	89
5.10.4 Macizo Rocoso.....	89
5.10.5 Presa.....	89
5.10.6 Roca Fresca (RF).....	90
5.10.7 Roca Meteorizada (RM).....	90
5.10.8 Roca Descompuesta (RD).....	90
CAPITULO VI: ASPECTOS GEOTECNICOS DE LOS TALUDES.....	91
6.1 Descripción de los taludes.....	93
6.1.1 Talud Sur ubicado entre el talud este, el talud oeste y de frente al talud	
norte.....	93
6.1.1.1 Morfología del talud:.....	93
6.1.1.2 Litología:	93
6.1.1.3 Discontinuidades	94
6.1.2 Talud Oeste ubicado entre el talud Sur, el talud Norte y de frente al	
talud Este.....	95
6.1.2.1 Morfología del talud:.....	96
6.1.2.2 Litología:	96
6.1.2.3 Discontinuidades	96
6.1.3 Talud Este ubicado entre el talud Sur, el talud Norte y de frente al talud	
Oeste.....	97
6.1.3.1 Morfología del talud:.....	98
6.1.3.2 Litología:	98
6.1.3.3 Discontinuidades	99
6.2 Clasificación geomecánica de los taludes	100
CAPITULO VII: CALCULO DE ESTABILIDAD DE TALUDES.....	106
7.1 Cálculo de estabilidad de taludes utilizando el método del Ing. Roberto Ucar .	107
7.1.1 Cálculo de estabilidad del talud sur del pozo disipador del aliviadero...	107
7.1.2 Cálculo de estabilidad del talud oeste del pozo disipador del aliviadero	109
7.1.3 Cálculo de estabilidad del talud este del pozo disipador del aliviadero	111
7.2 Cálculo de estabilidad de taludes utilizando el método propuesto por el Prof.	
Jaime Suárez Díaz.....	112
7.2.1 Cálculo de estabilidad del talud sur del pozo disipador del aliviadero....	113
7.2.2 Cálculo de estabilidad del talud oeste del pozo disipador del aliviadero..	114
7.2.3 Cálculo de estabilidad del talud este del pozo disipador del aliviadero...	115
7.2 Cálculo de estabilidad de taludes utilizado por la Asociación de Ingenieros de	
Minas del Ecuador	116

7.2.1 Cálculo de estabilidad del talud sur del pozo disipador del aliviadero....	116
7.2.2 Cálculo de estabilidad del talud oeste del pozo disipador del aliviadero..	116
7.2.3 Cálculo de estabilidad del talud este del pozo disipador del aliviadero...	118
CAPITULO VIII: ANALISIS DE RESULTADOS.....	120
8.1 Caracterización geológica por medio de perforaciones.....	120
8.2 Clasificación geomecánica de los taludes.....	127
8.3 Análisis de estabilidad de taludes.....	131
8.1.1 Talud sur del pozo disipador de energía del aliviadero.....	132
8.1.2 Talud oeste del pozo disipador de energía del aliviadero.....	133
8.1.3 Talud este del pozo disipador de energía del aliviadero.....	134
CAPITULO IX: CONCLUSIONES Y RECOMENACIONES.....	139
9.1 Conclusiones.....	139
9.1.1 Geológicas.....	139
9.1.2 Geomecánicas.....	140
9.2 Recomendaciones.....	141
CAPITULO X: BIBLIOGRAFÍA.....	142
CAPITULO XI: ANEXOS.....	145
Anexo N°1.....	145
Estudio Petrográfico.....	145

LISTA DE ANEXOS

- 2 LEVANTAMIENTO GEOLÓGICO PROYECTO TOCOMA ESC. 1:1000
- 3 MAPA GEOLÓGICO PROYECTO TOCOMA. ESC: 1:10000
- 4 PERFIL GEOLÓGICO DEL TALUD SUR ESC:1:

CAPITULO I

INTRODUCCIÓN

1 Introducción

El Proyecto Tocoma, es el cuarto aprovechamiento hidroeléctrico de la cuenca del bajo Caroní, ejecutado por la Corporación Venezolana de Guayana, Electrificación del Caroní C.A. (CVG-EDELCA), se encuentra ubicado aproximadamente a 18 Km. aguas abajo de la Central Hidroeléctrica Raúl Leoni (Guri), entre los municipios Heres y Piar en el Estado Bolívar. Su entrada en operación al máximo de su capacidad está programada para el año 2.013, con una capacidad de generación de 2.160 MW.

Se trata de un proyecto que constará de 5,6 kilómetros de presas de materiales sueltos y 660 metros de estructuras de concreto, para la retención de un embalse de 8700 hectáreas aproximadamente. Para su construcción se requieren 7 kilómetros de diques temporales llamados ataguías, con alturas de hasta 30 metros.

Para los proyectos de presas, se hace indispensable el estudio de las fundaciones tanto en suelo como material rocoso, con el objeto de determinar las mejores ubicaciones para los elementos necesarios de la obra, es decir los macrocomponentes de un proyecto hidroeléctrico. Esto significa que, el macizo rocoso expuesto debe ser estudiado a detalle para garantizar la seguridad de las estructuras que se construirán en la zona.

Adicionalmente, los taludes que forman parte de las excavaciones deben ser analizados en lo que respecta a diaclasas, fallas, geología, estabilidad del macizo, además de otros

aspectos. Estos estudios preceden a las excavaciones, usando métodos no invasivos inicialmente y luego mediante perforaciones exploratorias con recuperación de testigos. Durante el avance de las excavaciones, generalmente se descubre el tope de roca por lo que se hace necesario el estudio de todos aquellos bloques o macizos que presenten problemas de estabilidad, para determinar la conveniencia de ser estabilizados o removidos con la maquinaria adecuada. En algunos casos, después de retirado el material de cobertura se debe restituir dicha zona con concreto para satisfacer requerimientos hidráulicos y estructurales. Antes de este proceso, se desarrolla una fase de consolidación mediante inyecciones de lechada de cemento en la fundación, para obtener la solidez tanto de la base así como la reducción de la permeabilidad secundaria del macizo rocoso. Los taludes podrán incluso ser anclados, dependiendo de su estado de fracturamiento y de su posterior condición de exposición.

El Proyecto Tocomá tiene como una de sus principales estructuras la del Aliviadero, el cual tendrá una longitud de 175,86 m., será de superficie; del tipo de cresta baja con cimacio de perfil Creager, con una capacidad máxima de descarga de 28.750 m³/s. El flujo será controlado por medio de nueve compuertas radiales de 15,24 m. de largo por 22,15 m. de alto. Posee además dieciocho (18) ductos en la parte inferior de 5,50 m. x 9,00 m., para el desvío durante la construcción de caudales de hasta 14.000 m³/s.

Tan pronto se finalice la estructura de concreto para el aliviadero, se procederá al desvío del río por los ductos de fondo, para así continuar con la etapa final de construcción. Por tal motivo, los taludes cercanos a la estructura tienen que ser tratados previamente para garantizar su estabilidad a largo plazo y, determinar la remoción de los bloques que tengan riesgo de ser movidos por el agua, pudiendo dañar guías y sellos de compuertas

y tapones de los ductos de fondo. Si estos desprendimientos ocurrieran, hacia aguas abajo pudieran modificar el funcionamiento del pozo disipador, quedando afectados por las altas velocidades del agua produciendo daños por impacto a los taludes excavados y a la estructura misma debido al efecto de la recirculación que dominará el patrón de flujo en la zona.

En el Proyecto Tocoma, el talud sur del pozo disipador del aliviadero, que es el objetivo principal de estudio de esta tesis, está compuesto por roca gnéssica granítica con alto grado de variación del estado de meteorización, presentando contactos de roca descompuesta intercalada con roca fresca a veces sana. Esta condición se debe a que la zona elegida para la construcción está ubicada en uno de los canales naturales del cauce del Río Caroní, y asimismo está reciamente afectada por la cercanía de la Falla EL Pao, la cual posee rumbo N 70° E, que cizalló a grosso modo un espacio de 7 Km. de ancho aguas arriba del sitio de las obras. El agua que se infiltró a través de las fracturas subterráneas, meteorizó y descompuso parte del macizo, y por tal motivo las rocas presentan grandes zonas de descomposición, entre bloques de rocas frescas.

Los afloramientos de la zona están cubiertos geológicamente por el Complejo Imataca, el cual está representado en su mayoría por gneises cuarzofeldespáticos, anfibolíticos y graníticos de colores grises y rosados, granito porfídico rosado y charnockitas con intercalaciones ocasionales de anfibolitas piroxénicas. Los procesos de migmatización se encuentran comúnmente en el área de estudio.

El estudio está desarrollado de la siguiente manera:

La primera parte está constituida por la caracterización geológica de los afloramientos expuestos después de las excavaciones y voladuras, realización de perfiles de la zona y del talud sur del pozo disipador del aliviadero, mostrando las condiciones físicas de la roca, bloques con problemas de estabilidad, infiltración de agua y fracturamiento.

La segunda parte comprende el análisis de secciones delgadas para la obtención detallada de la mineralogía y clasificación de las rocas.

La tercera parte está compuesta por la aplicación del método de estabilización de taludes por falla planar en roca, tomando en cuenta los efectos de la mayor fuerza hidráulica a la cual va a estar sometido el talud sur, durante la realización del segundo desvío del Río Caroní y posterior operación definitiva

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo General

- Caracterización Geológica y Estructural del sitio de ubicación del Aliviadero del Proyecto Tocomá. Como foco del trabajo de investigación se evaluará la estabilidad del Talud Sur del Pozo Disipador de dimensiones 130 metros de ancho x 50 de largo x 12 de profundidad, aplicando el método de estabilización de taludes por falla planar en el talud, excavado con pendiente 0,75H:1V, tomando en cuenta las fuerzas teóricas actuantes sobre dicho talud, una vez entrada en funcionamiento la obra.

- 1.1.2 Objetivos Específicos
- Caracterización geológica del macizo rocoso en el talud sur del pozo disipador del aliviadero.
- Caracterización de las rocas que están expuestas luego de las excavaciones y voladuras, para obtener un patrón geológico del área, corroborando las perforaciones con recuperación de núcleo ya realizadas.
- Aplicación del método de estabilización de taludes por falla planar en roca, para el talud sur del pozo disipador del aliviadero, tomando en cuenta las fuerzas a las que estará sometido dicho talud luego de entrada en funcionamiento la obra.
- Evaluación de los taludes este y oeste del pozo disipador del aliviadero del Proyecto Tocomá para realizar un análisis de afectación sobre el talud sur.
- Estudio analítico de afectación cuando el agua incida directamente sobre el talud sur del pozo disipador.

1.2 Antecedentes de la Investigación:

En el Complejo Imataca y el área del Proyecto Tocomá se han realizado diversos estudios tanto geológicos como hidráulicos y geotécnicos. La zona elegida para la ubicación de los macrocomponentes requirió de estudios geológicos para determinar las características y condiciones de la roca, y obtener la mejor ubicación para la fundación de las estructuras.

Newhouse y Zuloaga (1.929), describen por primera vez a la Serie Imataca, como una unidad expuesta en la serranía de Imataca conformada principalmente por hierro.

Zuloaga (1.930) indica que, la zona está compuesta por rocas sedimentarias, que aparentemente era un depósito litoral aún notando la ausencia de la estratificación cruzada, típica de este tipo de depósito.

Zuloaga y Tello (1.939), proponen el cambio de nombre por el de Formación Imataca, mostrando la posibilidad de que en algunos casos la capa sedimentaria descansa sobre los gneises del Complejo Arcaico, pero haciendo alegato a que una intrusión ígnea hizo desvanecer el contacto.

Bucher (1.952), muestra las cuarcitas ferruginosas, o la llamada formación de hierro de Imataca, como un miembro metamórfico perteneciente al complejo metamórfico ubicado entre El Pao y las riberas del Río Orinoco.

Morrison (1.953) plantea el nombre de Grupo Imataca, con la finalidad de introducir las siguientes unidades formacionales: cuarcitas ferruginosas, mármol dolomítico, esquistos hornbléndicos y paragneis.

Bellizia, y Martín Bellizia (1.956), con la finalidad de abarcar toda la secuencia de rocas metamórficas de alto grado, incluyendo las cuarcitas ferruginosas, la redefinen como Serie Imataca.

Chase (1.965), considera que “la complejidad de la estructura, hace improbable que se logre la determinación de una sucesión inequívoca de formaciones dentro del conjunto”, describiéndolo, en el cuadrilátero Adjuntas – Panamá, como “una secuencia estratigráfica de gneises intensamente metamorizados, con intercalaciones de granito”, introduciendo el nombre de Complejo de Imataca.

Ratmiroff (1.965), en la Cuadrilátero de Upata, instituye que el Complejo “está constituido por la alternancia, con espesor mínimo de 4,5 Km. de gneises máficos y félsicos, formaciones de hierro menores, cuerpos de granito y gneises grafiticos”.

Kalliokoski (1.965 a, b) conceptualiza el complejo mostrando sus características más predominantes, tales como: “la presencia de estratos de formación de hierro, en una secuencia compuesta predominantemente de gneises cuarzo-feldespáticos, con algunos miembros hornabléndicos o piroxénicos; el grado de metamorfismo, que varía desde el de la anfibolita, hasta el de granulita piroxénica, y la naturaleza compleja de las estructuras”.

Dougan (1.972), en la zona de Los Indios – El Pilar, anota que el complejo “es una secuencia estratificada de unos 5 Km. de espesor, compuesta principalmente de gneises cuarzo-feldespáticos, con gneis máficos subordinados”, incluyendo en su estudio geoquímico que “la secuencia original deducida de Imataca, es de Keewatin volcánico, caracterizado por la presencia de formaciones de hierro ftaníticas delgadas, a menudo menos de 1 m de espesor, que se intercalan con rocas volcánicas”

Hurley y otros (1.977) enfatizan, que el Complejo de Imataca posee rocas metasedimentarias, charnokitas y granulitas, con formaciones de hierro intercaladas, que posiblemente son más viejas que 3.000 m.a. y quizás tan antiguas como 3.400 m.a. También expresan la existencia de cuerpos intrusivos y gneises, alegando edades alrededor de los 2.700 m.a.

Ascanio (1.975, 1.981, 1.987), expresa que el complejo está compuesto por siete bloques de roca, cada uno expandido fisiográficamente de forma individual, el cual se adapta a la composición fisiográfica y al tipo de estructura. Los contactos entre bloques están denotados por líneas ubicadas al pie de las montañas, o paralelos al cauce de algunos ríos y quebradas. Cuando Hurley y otros (1.977), introduce las edades ya determinadas en el mapa, observa que cuatro bloques de 3.000 m.a. son adyacentes o están intercalados con los tres restantes de una edad aproximada de 2.700 m.a.

Tepedino (1.985-a, b), por medio de un estudio de caracterización geológica en la cuenca del Río Caura, fija aproximadamente el límite occidental del Complejo de Imataca hasta unos 15 Km. al este de Maripa, y hacia el sur, se extiende al este del Río Caura, bordeando el Río Nichare, las cabeceras del Río Cucharó y el salto Pará de Río Caura.

En el Departamento de Geología de CVG-EDELCA, se realizan constantes actualizaciones con respecto a las perforaciones con recuperación de núcleo, en toda el área donde estará ubicada la presa y sus componentes, para redactar informes detallados sobre la condición de la roca en el subsuelo. Además de esto, también se plasman informes de geología de superficie.

La zona de ubicación de la casa de máquinas y aliviadero, se basó en el estudio de datos obtenidos por medio de perforaciones con recuperación de núcleo realizadas en el área. Se caracterizó el macizo rocoso en lo que respecta al Índice de Calidad de Roca (RQD), debido que a través de este método se puede obtener rápidamente la condición general de la roca que se encuentra en el subsuelo (Departamento de Geología, 2000).

La estabilidad de taludes (Soninest Petit, 2002), fue un estudio para el área de Casa de Máquinas y Aliviadero, aunque para el momento de dicha investigación, en los taludes parcialmente excavados aún no se podían identificar plenamente las condiciones que para la actual fecha se observan, y deben ser analizados nuevamente con detalle.

Un estudio puramente geológico para el Aliviadero (Departamento de Geología, 2004), presentó las condiciones de la excavación para el mes de mayo, además de las secciones reinterpretadas, mostrando las zonas de mayor problemática, tal como la zona occidental del pozo disipador. Además, se propuso hacer nuevas perforaciones para complementar la data geológica y mejorar los mapas de tope de roca fresca para el área.

Un aspecto que fue tomado en cuenta, es que en dicha investigación, se anexaron los componentes que estarán fundados en la roca, es así como cada sección, aparte de la geología local, posee información de las estructuras que va a soportar, y partiendo de dichos datos se podrá mejorar el diseño y extensión superficial de los mismos, tomando en cuenta, las condiciones del subsuelo.

Un estudio de los taludes rocosos del Aliviadero (Maylet Gil, 2004), se basó principalmente en el estudio geológico del macizo rocoso, interpretando las secciones previas del departamento.

1.3 Alcance y Limitaciones

Esta investigación se limita a analizar los taludes del pozo disipador del aliviadero, tomando como principal al talud sur, y caracterización geológica por medio de muestras tomadas en campo. El análisis de estabilidad podrá definir posibles desprendimientos de bloques por falla tipo planar, tomando en cuenta el factor de seguridad que amerita la obra en desarrollo.

La escasez de bibliografía especializada en la influencia del agua a altas velocidades sobre macizos rocosos representa una gran limitación, y por ende la investigación se torna más analítica.

CAPITULO II

GENERALIDADES

2.1 Localización del Proyecto Tocoma

El Proyecto Hidroeléctrico Tocoma se ubica en el sector Sur-Oriental de Venezuela, al Noreste del Estado Bolívar en las aguas del bajo Caroní cerca de la desembocadura de Río Claro, unos 18 Km. aguas abajo de la Presa de Guri, y 40 Km. aguas arriba de la Presa Caruachi (ver figura 2.1). Incluye parte de los municipios autónomos Heres, Raúl Leoni, Piar y Caroní. El Proyecto geográficamente se encuentra localizado entre los paralelos 7°21'53" y 8°11'00" latitud Norte y los meridianos 63°24'27" y 62°29'50" longitud oeste.

2.2 Acceso

El acceso al proyecto Tocoma, puede realizarse a través de la carretera Km. 70 – Guri por la margen izquierda (primera fase de construcción del proyecto – excavaciones en roca y movimientos de tierra) donde se construirá la presa de enrocamiento izquierda, y se adelanta la excavación para la casa de máquinas y el aliviadero.



Figura 2.1 Ubicación relativa del Proyecto Tocoma.
(Intranet Edelca. 2004)

2.3 Localización del área de estudio

La excavación en el macizo rocoso para la construcción del aliviadero que está situado entre las presas intermedia y de transición derecha; el flujo proveniente del aliviadero tendrá un rumbo de $N20^{\circ}E$. La investigación hará especial énfasis en los taludes excavados hasta la fecha de la culminación del trabajo de campo. Los taludes a estudiar se dividen de la siguiente manera:

1. Taludes del pozo disipador:
 - Talud Sur, de rumbo $N 65^{\circ} W$, y de pendiente $0,75H/1V$
 - Talud Oeste, con rumbo $N 20^{\circ} E$ y pendiente $1H/10V$
 - Talud Este de rumbo $N 20^{\circ} E$, de igual pendiente al anterior.

2.4 Descripción del Proyecto

Las obras para controlar el embalse incluirán la construcción de un Aliviadero de superficie con compuertas radiales y las Presas de cierre correspondientes. La Casa de

Máquinas y la Nave de Montaje serán del tipo integrado con la Estructura de Toma (Intranet Edelca, 2004)

La ubicación de la Presa de Tierra y Enrocamiento derecha así como la de Enrocamiento con Pantalla de Concreto izquierda, el Aliviadero y la Casa de Máquinas obedece a la optimización del balance de materiales, las condiciones geológicas, hidráulicas, topográficas y energéticas del proyecto. Una vez que se hayan ejecutado todas las obras, se creará un embalse a la cota 127 m.s.n.m., inundando un área de 8.734 hectáreas (Intranet Edelca, op. cit)

2.4.1 Macrocomponentes

Los macrocomponentes de concreto que conforman el proyecto Tocomá son los siguientes:

- a) Presas Intermedia y de Transición Izquierda y Derecha;
- b) Casa de máquinas integrada a la estructura de Toma, y Nave de Montaje;
- c) Aliviadero, y
- d) Obras Exteriores.

2.4.1.1 El Aliviadero: Posee una longitud de 175,86 metros con 9 monolitos, cada uno formando un canal con una compuerta radial para alivio y 2 ductos de desvío en su parte inferior, teniendo así un total de 18 ductos de fondo (ver corte en figura 2.2). Los ductos son para el alivio temporal durante el segundo desvío y se sellarán con concreto después del cerrado, mediante el uso de las compuertas. Esta estructura tendrá un volumen de concreto de 250.000 m³.

El aliviadero se encuentra ubicado entre la presa intermedia y la presa de transición derecha. Está diseñado para descargar el caudal máximo proveniente de Guri, incluyendo los aportes intermedios, así como los caudales de desvío de hasta 14.000 m³/s durante las diferentes etapas de construcción.

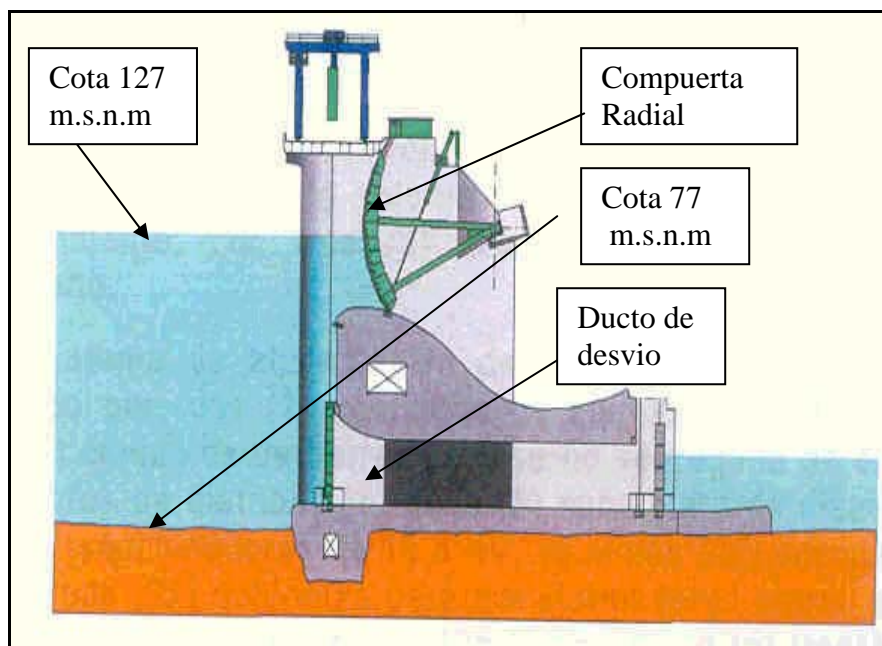


Figura 2.2, Corte esquemático del aliviadero Presa Tocoma (Intranet Edelca, 2004)

El aliviadero será de superficie, del tipo de cresta baja con cimacio tipo perfil Creager; el flujo será controlado por medio de compuertas radiales y su capacidad de descarga será de 28.750 m³/seg, alcanzando en esta condición, la cota máxima infrecuente del embalse en la El. 127,50. Sin embargo, durante segunda etapa de desvío, el río se hace pasar por los 18 ductos dejados en la parte inferior del aliviadero (Edelca, 2003).

La excavación para el aliviadero, posee varias zonas, divididas así según criterios hidráulicos y/o ambientales (ver figura 2.3), tal como:

- Pozo disipador de energía: Zona localizada aguas abajo de la estructura de concreto del aliviadero, allí se ubican los taludes en estudio motivo de esta investigación. La función principal es disipar o minimizar la energía proveniente del río, ya sea durante el segundo desvío, o durante las descargas del aliviadero, ya entrado en operación. Esto con la finalidad de evitar la posible erosión regresiva en la base del talud sur, que ponga en peligro la estabilidad del aliviadero. Su elevación final es 65,75 m.s.n.m (la más baja del aliviadero).
- Línea Base del aliviadero: Es una línea imaginaria de referencia, en cuyos extremos se encuentran ubicados los puntos PR-7 y PR-8. A partir de esta línea se construirá la estructura de concreto.
- Antecámara: Zona aguas arriba de la línea base, que tiene como función lograr la correcta orientación de las líneas de flujo a la estrada del aliviadero.
- Fosa o Trampa de sedimentos: Es una excavación realizada a la cota 66 m.s.n.m con la finalidad de que en ella se depositen y queden retenidos los materiales arrastrados por el río, especialmente durante el segundo desvío, ya sean provenientes del remanente las ataguías removidas (usadas para desviar al río) o simplemente rocas arrastradas desde aguas arriba.

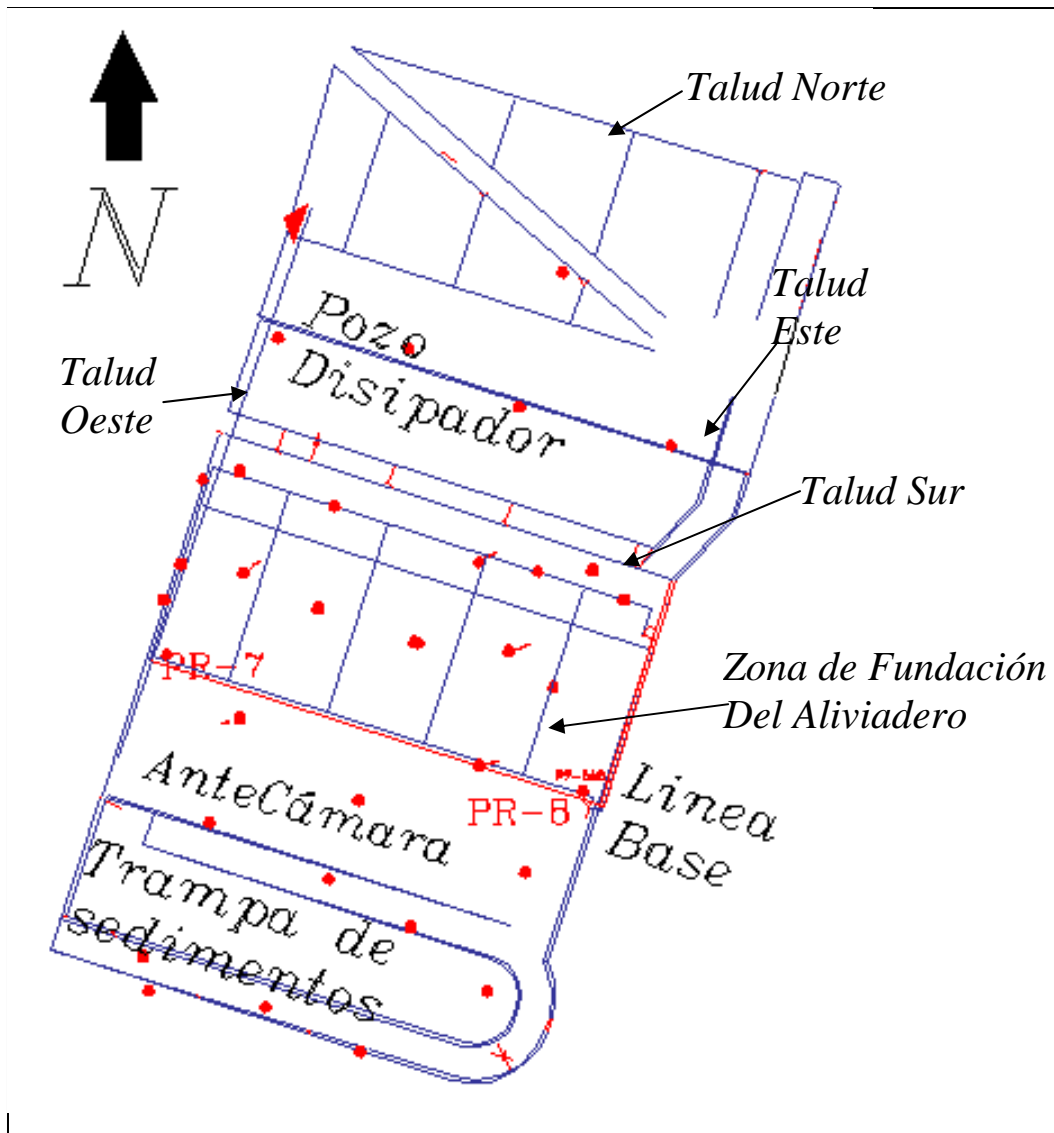


Figura 2.3 Zonas del aliviadero Proyecto Tocoma a escala 1:2500

Tabla 2.1 Resumen del Proyecto. (Intranet Edelca, 2004)

Estructura	Parámetro	Especificación
Aliviadero	Longitud	175,86 m
	Tipo de Compuerta	Radial
	Nivel de la Cresta	106,30 m.s.n.m
	Número de Compuertas	9
	Tamaño de Compuertas (ancho x alto)	15,24 x 21,66 m
	Capacidad Máxima	28.750 m ³ /seg
	Ductos de Fondo (ancho x alto)	18 de 5,5 m x 9 m
	Volumen de concreto	250.000 m ³
Presa de Tierra y Enrocamiento Derecha	Longitud de la Cresta	1.835 m
	Nivel de la Cresta	130,50 m.s.n.m
	Altura máxima desde la fundación	65 m
Presa enrocamiento izquierda con pantalla.	Longitud de la cresta	3.760 m
	Nivel de la cresta	130 m.s.n.m
	Volumen de roca	5 x 10 ⁶ m ³
	Altura máxima desde la fundación	50 m
Casa de Máquinas y Nave de Montaje	Tipo	Integrada
	Longitud	360 m
	N° de unidades	10
	N° de monolitos (+ Nave)	5 + 1
Presas de concreto	Tipo	Gravedad
	Elevación de la Cresta	130 m
	Altura máxima desde la fundación	50 m
Turbinas	Número	10
	Tipo	Kaplan
	Caída Nominal	34,65 m
	Capacidad Nominal por unidad	216 MW
Generadores	Número	10
	Tipo	Paraguas
	Capacidad Nominal por unidad	230 MVA

2.5 Clima

Para el análisis de la caracterización geográfica del medio, se utilizaron los registros de la estación Guri – Las Babas (Tabla N° 2.2). Esta se consideró como patrón ya que es la estación pluviométrica representativa más cercana al área de estudio. Los registros se corresponden a un período de registro desde julio de 1957 hasta 2001. Todos los valores que se indicarán son valores promediados.

Tabla 2.2 Datos de la Estación Climatológica (Edelca, 2003)

Estación	Latitud	Longitud	Altitud m.s.n.m.
Las Babas	07°45'56"	63°02'53"	293

2.5.1 Precipitación

El régimen de precipitación está influenciado por diversos factores, siendo los principales el desplazamiento periódico de la zona de convergencia intertropical (ZCIT) y factores geográficos locales. (Edelca, 2003). En general, la distribución de la precipitación en el área presenta un solo máximo en el año, que normalmente se localiza en julio – agosto, y el mínimo en marzo. El valor anual máximo registrado es de 1220-1300 mm, mientras que el promedio máximo mensual es 222 mm. (Edelca, 2003)

2.5.2 Evaporación

Anualmente la evaporación alcanza valores de 2614 mm (Estación Guri – Las Babas), mientras que el máximo registrado mensual es de 272 mm en abril- y mínimo es 185 en enero (Edelca, op.cit).

2.5.3 Temperatura:

La variación de este parámetro se caracteriza por ser bastante uniforme, como consecuencia de la similitud en la duración del período diurno y nocturno, por la poca variación del ángulo de la incidencia de los rayos solares, característica propia de las latitudes bajas durante todo el año. La temperatura promedio anual es de 26,3°C, la temperatura máxima media anual es 31°C, y la mínima media es 21,2°C.

2.5.4 Viento

La velocidad del viento en la zona tiene un promedio de 3,3 m/seg. Los máximos valores de velocidad se registran en abril (4,1 m/seg) y el mínimo valor ocurre entre Julio – Agosto (2,8 m/seg). La dirección prevaleciente del viento es E-SE entre los meses de abril y noviembre, y E-NE entre los meses diciembre y abril.

2.6 Vegetación

La vegetación que se desarrolla en el área de influencia directa e indirecta del proyecto está determinada por las características ambientales (Suelo, relieve, topografía, régimen y distribución de la precipitación), así como por los tipos de intervención humana,

confiriéndole nuevas diferencias en coberturas, alturas, y composiciones florísticas. (Edelca, 2003).

Las condiciones del clima (precipitación de 1200-1300 mm anuales, y temperatura promedio de 27 °C), determinan desde el punto de vista bio-climático que la vegetación está representada por el Bosque Seco Tropical, según la clasificación de Holdridge. En los alrededores de la Serranía Necuima, debido a su altura y cambio de condiciones climáticas, se desarrolla un Bosque Seco Tropical en transición con un Bosque Húmedo Premontano (Edelca, op. cit).



Figura 2.4 Vegetación predominante en Proyecto Tocomá (Visita Técnica, 2004)

En el área del Proyecto, la margen izquierda del Río Caroní, se caracteriza por presentar en su mayor extensión sabana con elementos leñosos, los cuales mantienen altura entre 4 y 8 m y cobertura media, asociada a sabanas sin elementos leñosos y bosques de galería con presencia ocasional de Palma Moriche (*Mauritia Flexuosa*); en otras áreas se encuentran asociaciones con chaparrales o arbustales. En la margen derecha predominan las Sabanas con elementos y cobertura de media a densa.

2.7 Aspectos Geoeconómicos.

El potencial geoeconómico de la zona donde se construirá la presa, está asociado a la existencia de mineral de hierro, así como también a los yacimientos de oro y diamante aluvional, y con los depósitos de minerales no metálicos que se encuentran en la cuenca tributaria de Tocomá.

El potencial de hierro localizado en el área de estudio se corresponde con las cuarcitas ferruginosas de Imataca, ubicadas en el cerro María Luisa en la margen izquierda, considerado por Ferrominera Orinoco como una reserva potencial para la continuidad de explotación de mineral de hierro (Edelca, 2003).

Es de importancia recordar que los procesos de denudación de los Cinturones de Rocas Verdes de la Provincia Geológica de Pastora (CRV-TTG) y el desmantelamiento de los conglomerados basales del Grupo Roraima, aguas arriba del sitio de presa, hacen que los sedimentos que encontramos en el bajo Caroní sean importantes yacimientos auríferos y diamantíferos, en forma de depósitos aluviales.

Dichas áreas, por las cercanías de Ciudad Guayana y Ciudad Bolívar, son un factor de presión para la explotación de oro y diamante. Esto ocasionó un crecimiento desmesurado de la actividad minera de la zona, operando en el bajo Caroní a un promedio de 150 balsas para el año de 1994

En cuanto a los yacimientos no metálicos, básicamente constituidos por rocas graníticas, arcilla, arena y grava, representan significativos volúmenes ubicados en la llanura aluvial en la margen izquierda del Río Caroní. Esto es muy importante, ya que en dicha

zona los materiales mencionados tienen demanda considerable al momento de la construcción de rellenos, y enrocamientos.

2.8 Consideraciones sísmicas

Según el Dr. Clarence Allen el riesgo sísmico inducido por el llenado del embalse es muy bajo, simplemente porque el reservorio será poco profundo y tendrá un volumen relativamente pequeño. Además de esto, los efectos que tendrán en conjunto las presas Tocomá y Caruachi sobre las presas extremas de Guri y Macagua, serán casi nulos por causa de las distancias y las profundidades de dichas presas, especialmente si se comparan con el embalse de Guri

2.9 Impacto Ambiental

Además de analizar los aspectos positivos que tiene un proyecto sobre la sociedad, es necesario que se estudie de forma extensiva, el impacto que puede tener sobre el ambiente circundante donde se construirá la obra.

En el Proyecto Tocomá, los aspectos positivos considerados, son: mejoramiento de la calidad del servicio de energía eléctrica, fuentes de empleo directo e indirecto, renovación de la zona donde se construirá la presa, comunicación entre las márgenes del río a través de la carretera de servicio, entre otros aspectos muy positivos.

Los aspectos negativos, pueden verse opacados en comparación a los beneficios (luego de su entrada en operación), pero vale la pena mencionarlos. Los aspectos negativos,

mayormente ocurren durante la construcción, entre otros son: contaminación sonora, contaminación de las aguas, del aire, deforestación, etc.

Existen, al momento de la ejecución de las obras, fuentes potenciales de generación de contaminantes del ambiente, tales como: a) construcción de vías de acceso y apertura de picas; b) movimiento de tierras asociado al uso de canteras y préstamos; c) movimiento de tierras asociado a la excavación principal del aliviadero y casa de máquinas; d) construcción de ataguías y Presas; e) preparación y vaciado de concreto para las estructuras de casa de máquinas, presas y aliviadero; e) instalación de equipos y compuertas.

2.9.1 Medidas Ambientales

Para la contratación de obras y su realización, Edelca ha contemplado la variable ambiental como parte del diseño. Es por ello que se exige a los Contratistas el respeto al paisaje natural y el uso racional de los recursos del área (Edelca, 2003). Entre las consideraciones ambientales se tiene:

1. Ubicación de la mayoría de áreas de préstamo y canteras dentro del área de inundación de la represa, de manera tal que una vez que esta alcance su nivel normal de operación, dichas áreas se encuentren inundadas.
2. Se incluyó una trampa de sedimentos anterior al aliviadero
3. Se designaron áreas específicas de almacenamiento de materiales y desechos, dentro del área de afectación del proyecto. Los desechos serán extraídos del área para su disposición en sitios adecuados.

4. Edelca designó un sector fuera del área de inundación para la disposición de material no peligroso como escombros, retazos de acero, maderas, material de embalaje y materiales no aptos para los rellenos, cumpliendo así con el decreto 2216 de Normas para el Manejo de Desechos Sólidos de origen doméstico, comercial, industrial o de cualquier otra naturaleza que no sean peligrosos, según Gaceta Oficial N° 4418 ext. del 27/04/1992.

5. Edelca considera el uso de una parte importante del material forestal generado por deforestación, en áreas a ser intervenidas, una vez sea autorizado por SEFORVEN.

CAPITULO III

METODOLOGÍA

3.1. Trabajo de campo

3.1.1. Materiales empleados

Para el levantamiento geológico, se utilizaron los siguientes implementos: martillo geológico, brújula con clinómetro, cinta métrica de 30 metros, tirro, lápices y marcadores, libreta de campo, cámara fotográfica digital, sombrero y protector solar.

3.1.2. Recolección de datos

La técnica empleada para el levantamiento geológico, varió poco debido a las necesidades de la empresa y la investigación. Para la caracterización geológica se estudiaron los afloramientos de la estructura del pozo disipador y los expuestos por las voladuras. Los afloramientos naturales fueron poco estudiados ya que su estado es altamente meteorizado.

En la mayoría de los afloramientos se recolectó información constituida por:

- Ubicación del afloramiento en base al plano rector de la construcción de la obra.
- La orientación y descripción de las estructuras de foliación, diaclasas y posibles fallas que estén presentes.

-
- Composición litológica, siguiendo la topología de caracterización en rocas metamórficas,
 - Recolección de muestras de mano para lograr una litología más detallada.
 - Fotografiado general de los afloramientos, tratando de mostrar todos los elementos geológicos para facilitar la interpretación de los datos.
 - Caracterización geomecánica del talud sur del pozo disipador utilizando los lineamientos según el tipo de falla que corresponda al talud, que en este caso es planar.
 - Agrupación de las diaclasas en familias cuando son paralelas entre si, y sistemas cuando sean distintos grupos de familias. También se pueden catalogar según su persistencia y tamaño.

3.1.3. Mapas topográficos y geológicos

Los mapas que se utilizaron en esta investigación, son bases topográficas a las siguientes escalas: 1:25.000, 1:10.000, 1:5.000 y 1:2.000, los cuales pertenecen a la base topográfica de la División de Ingeniería Básica de CVG Edelca.

3.2 Trabajo de laboratorio

3.2.1 Descripción de secciones finas

En la descripción de una sección delgada no existe una metodología específica a seguir. Sin embargo, en el área de petrografía ígneo metamórfica se pueden hacer algunas recomendaciones para mejorar la calidad en esta actividad.

Pasos recomendados a seguir:

- A) Observación general de la sección fina, identificando y anotando los minerales que se hayan identificado con facilidad.
- B) Se debe observar de nuevo la sección por un lapso no mayor de cinco minutos, identificando y anotando esta vez los minerales de difícil reconocimiento, que constituyan parte de los minerales mayoritarios de la roca.
- C) Identificación de los minerales accesorios de la sección con ayuda de manuales de mineralogía óptica y petrología.
- D) Determinación del porcentaje que ocupa en la sección cada mineral con ayuda de la tabla comparativa de apreciación visual. Este paso se recomienda en este momento debido a que después que se ha observado una sección por un largo rato, la vista ya se ha adaptado a la cantidad de minerales que se han reconocido, para así realizar comparaciones más fácilmente.
- E) Como paso final se realiza el recálculo de los porcentajes que definen los extremos de los diferentes triángulos de clasificación.

CAPITULO IV

MARCO GEOLÓGICO

4.1 Contexto Geológico Regional

4.1.1 Provincia Geológica de Imataca

El Escudo Guayanés es posiblemente una extensión del Escudo Brasileiro. Se expresa que ambos escudos podrían representar un solo cuerpo separado por la cuenca del río Amazonas.

La Guayana Venezolana, al Norte del paralelo 6°, se encuentra subdividida en cuatro Provincias Geológicas que poseen composiciones litológicas diferentes en lo que respecta a metalogénesis y tectónica, las cuales son: Imataca, Pastora, Cuchivero y Roraima (Menéndez, 1968). El área de estudio se ubica dentro de la Provincia de Imataca (Complejo de Imataca), término introducido por Chase en el año 1.965 debido a su alta complejidad.

En sentido aplicado, el término Complejo de Imataca, designa la masa rocosa metamorfizada y determinada por la presencia de formaciones de hierro intercaladas con abundantes gneises cuarzo feldespáticos y capas de anfibolitas piroxénicas de menor tamaño.

La Provincia de Imataca, se extiende en dirección SW-NE desde las proximidades del Río Caura hasta el Delta del Orinoco y en dirección NW-SE desde el curso del Río Orinoco hasta la falla de Guri, por unos 550 Km. y 80 Km. respectivamente. La litología predominante se corresponde a: gneises graníticos y granulitas félsicas,

anfibolitas y granulitas máficas y ultramáficas, cantidades menores complementarias de formaciones bandeadas de hierro, dolomitas, charnockitas, anortositas, y granitos intrusivos más jóvenes y remanentes erosionales de menos metamorfismo y más jóvenes Cinturones de Rocas verdes - Asociación CRV-TTG, El Torno Real Corona (Mendoza Vicente, 2000)

La presencia de formaciones de hierro intercaladas con abundantes gneises cuarzo feldespáticos y capas anfibolíticas piroxénicas menores, caracterizan el Complejo Imataca que previamente a ser metamorfizado era una secuencia sedimentaria plegada. Las secuencias meta-sedimentarias han sido intrusionadas por plutones graníticos que son más persistentes al oeste del Río Caroní, donde el grado de metamorfismo muestra una disminución en el grado (tope de facie anfobolítica), al del este del río Caroní (facie granulita).

4.1.1.1 Descripción Litológica: El Complejo de Imataca consiste en orden de abundancia decreciente, de una secuencia de granulitas plagioclásicas – cuarzo – piroxénicas, granulitas microclínicas – cuarzo plagioclásicas – piroxénicas, gneises cuarzo – feldespático – cordierítico – granatífero – biotítico – silimanítico – grafitico y formaciones de hierro, con las siguientes litologías secundarias: cuarcita ferruginosa, caliza impura metamorfizada, roca rodonítica granatífera, roca cuarzo – granatífero – grafitica y esquisto bronzítico – hornabléndico – biotítico. La secuencia está intrusionada por cuerpos graníticos básicos. El Complejo se caracteriza por estructuras anticlinales bien desarrolladas y estructuras sinclinales mal definidas, con rumbo este – noreste. Hacia la porción occidental del Complejo, se desarrollan domos equidimensionales, muchos de ellos orientados norte – sur (Pdvs Intevp, 1997)

Las diferentes asociaciones litológicas de Imataca sugieren una sedimentación tipo eugeosinclinal, en donde las rocas más abundantes del Complejo (gneis leucocráticos o félsicos) representan a la sedimentación original de grauvacas en la cuenca, las rocas máficas podrían representar flujos basálticos metamorfizados, las cuarcitas ferruginosas y en general, las formaciones de hierro, pueden representar sedimentos químicos metamorfizados (Ríos, 1972).

Eugeosinclinal, quiere decir, acumulaciones de rocas volcánicas y grauvacas, con facies tipo plataforma, tales como carbonatos, lutitas, areniscas y arcosas solo como componentes secundarios.

El conjunto de minerales presentes en el Complejo Imataca están caracterizados por los siguientes:

Minerales cuarzo feldespáticos:

- Plagioclasa-cuarzo-hipersteno-clinopiroxeno-microclino-magnetita
(Granulitas plagioclásicas).
- Microclino-plagioclasa-cuarzo-clinopiroxeno-hipersteno-magnetita
(Granulitas microclínicas).

Minerales Máficos:

- Plagioclasa-clinopiroxeno-hipersteno-hornblenda-biotita-magnetita-ilmenita
(Granulitas máficas).

Minerales Ultramáficos:

- Ortopiroxeno-hornblenda-biotita.

Formación de Hierro:

- Cuarzo-magnetita (hematita)-ortopiroxeno-clinopiroxeno.

Minerales pelíticos:

- Microclino-plagioclasa-cuarzo-cordierita-granate-biotita-silimanita-espinela-grafito (gneis cordierítico-silimanítico).

Minerales Cálcicos:

- Cuarzo-anortita-granate-hedembergita (granulita anortítica-granatífera).
- Ferrosalita-anortita-granate-escapolita (granulita anortítica-granatífera).

Minerales Magnasíferos:

- Rodonita-granate

En los gneises del Complejo Imataca se han formado tantos pliegues alargados como domos equidimensionales. Algunos pliegues están fuertemente volcados pero no muestran un patrón regional consistente. El Complejo está por las fallas del El Pao y Guri; la primera está asociada con una zona de gneis flaser y milonita de hasta 3 Km., y la segunda con una zona de milonita de varios centenares de metros. A pesar de estas diferencias en la anchura de las fajas cataclásticas, la falla de El Pao ha sido de menor movimiento, pues desaparece resolviéndose en estructuras plegadas, como sucede con el despliegue de la falla de Guri (Kallioskoski, 1965).

4.1.1.2 Metamorfismo: El metamorfismo de las Rocas de Imataca decrece desde la Mina de Hierro el Pao, con granulitas de 2 piroxenos en charnockitas, anortositas y granulitas máficas y hasta ultra máficas que sugieren temperaturas de 750 °C – 850 °C y elevadas presiones de 8 a 8,5 Kbs, hacia la zona de Guri, con anfibolitas, granulitas y migmatitas, rocas graníticas, con granate – sillimanita – cordierita, que implican temperaturas de 650 – 700 °C y presiones de 4 a 7 Kbs (Mendoza Vicente, 2000)

Los principales eventos geológicos ocurridos en el Complejo Imataca fueron los siguientes:

- Sedimentación de grauvacas y flujos basálticos en un ambiente sinclinal.
- Litologías menores, también intercaladas en las secuencias, fueron lutitas calcáreas, lutitas carbonáceas y formaciones de hierro.
- Deformación y metamorfismo del conjunto bajo condiciones de P-T de la facie granulítica, y metasomatismo parcial de las meta-grauvacas.
- El emplazamiento del material granítico debió producirse al final de los eventos de la deformación.
- Emplazamiento de diques de diabasa.

4.1.2 Geología Estructural

El complejo de Imataca se interpreta como el basamento sobre el cual se depositaron las asociaciones Pastora – Carichapo y El Torno – Real Corona. Esta masa fue plegada posteriormente como una sola unidad, como lo indican edades isotópicas similares y en algunos sitios las rocas de Imataca se corrieron por fallamiento sobre los estratos más jóvenes (Kalliokoski, 1965).

A grandes rasgos, el complejo no exhibe un patrón estructural sencillo y consistente. La estructura de la parte central se encuentra bajo el fuerte control de la migmatita de monzonita cuarcífera del Cerro La Ceiba. Las estructuras se desvían a su alrededor al llegar a sus flancos norte y noreste a veces con rumbos casi normales a la dirección regional del complejo. La migmatita misma es un alto estratigráfico que sobreyace a las cuarcitas ferruginosas en los lados este y oeste. Hacia el este, el tren estructural es

paralelo con la dirección regional, mientras que hacia el oeste y el sur predominan una serie de domos y pliegues algo abiertos (Kalliokoski, op. cit).

Las características estructurales dominantes en el Complejo de Imataca son anticlinales alargados de doble declive, con rumbo aproximado N 70° E, de hasta 30 Km. de longitud de nariz a nariz y anchura de hasta 6 Km. (Chase, 1965). En la figura 4.1 se muestra la localización de las estructuras principales en Imataca cercanas al proyecto Tocomá.

El patrón estructural de Imataca es bastante complicado debido a la presencia de pliegues anticlinales alargados, con rumbo casi paralelo a la zona de la falla de Guri al este del Río Caroní y pliegues con rumbo noroeste al oeste del mismo río.

4.1.3 Fallas

Dos fallas principales y varias fallas y sistemas de fallas menores cortan las rocas del complejo de Imataca. De acuerdo a Kalliokoski (1965) las fallas de El Pao y Ciudad Piar – Guri, así como también la falla de Río Claro son transcurrentes.

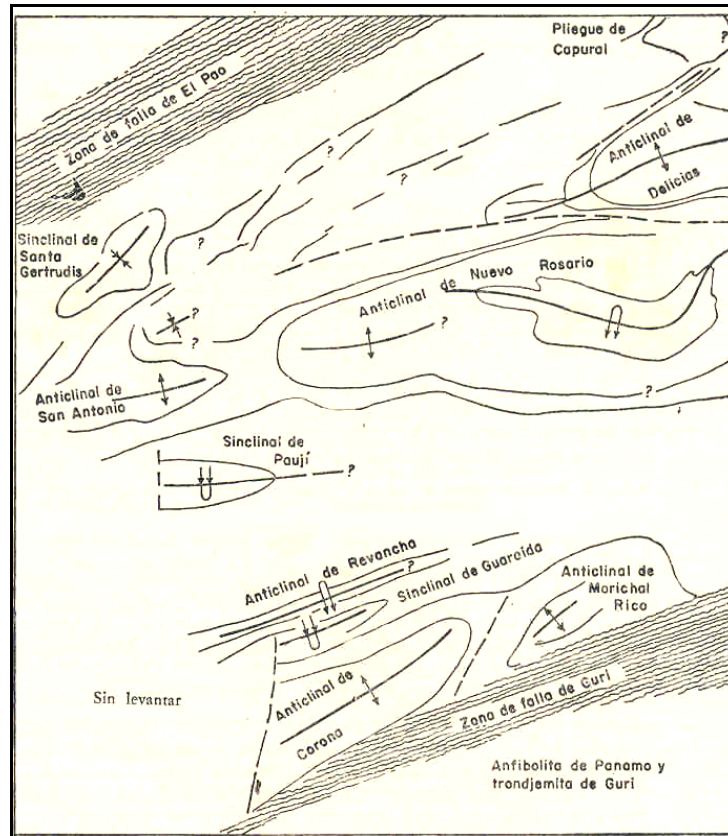


Figura 4.1 Pliegues y fallas principales del Complejo Imataca, entre las fallas de El Pao y Guri. (Chase, 1965)

4.1.3.1 Falla de El Pao: La falla corta hacia el noreste a través del Complejo de Imataca, se extiende en forma de valle pronunciado y con rasgo aeromagnético a lo largo de unos 140 Km. de distancia desde el Delta Amacuro casi hasta el Río Caroní (Kalliokoski, 1965). Ésta extensión de la falla también fue corroborada por Sosa (1977) en base a observaciones fotogeológicas y a reconocimientos geológicos hechos en parte, a lo largo de la zona de falla.

4.1.3.2 Falla de Guri: La falla sigue por una distancia de 90 Km. desde un punto cerca de Guri, en el Río Caroní, hasta Santa María, aldea situada 17 Km. al sureste de Upata (Short y Steenken, 1962). El rumbo de la falla es N 70° E. Kalliokoski (1965) pudo seguir esta falla por otros 100 Km. desde Guri en dirección oeste suroeste y también en

dirección este noreste hasta un área situada bajo el Estado Delta Amacuro. La falla de Guri parece representar a una falla transcurrente de ángulo alto, con movimiento horizontal y con un posible movimiento vertical secundario (Chase, 1965)

4.1.3.3 Falla de Río Claro: Al sur del puente de Río Claro a lo largo de la carretera de Ciudad Piar y a lo largo del ferrocarril unos kilómetros al este, la falla de Río Claro aparece expresada por una anchura de unos 300 metros de roca triturada que incluye milonita. Aunque dicha falla sea una posible extensión hacia el oeste de la falla El Pao, Kalliokoski (1965) no pudo seguir la estructura de un lado al otro del río.

4.1.3.4 Relaciones entre las fallas Guri y El Pao: Las fallas de El Pao y Guri están separadas por una distancia de aproximada de 20 Km., corren ligeramente oblicuas entre sí y están enmarcadas por zonas de cizallamiento de anchura e intensidad comparable. Si se interpretan las lineaciones en las milonitas Guri y el Pao, éstas indican que el movimiento en la falla de Guri fue casi horizontal, es decir por deslizamiento de rumbo, y casi vertical en la falla El Pao.

Según Chase (1965) ambas fallas se formaron en el mismo período, respondiendo al mismo esfuerzo y son del mismo tipo, es decir, ambas son transcurrentes o ambas son de deslizamiento de buzamiento. Las lineaciones existentes de las milonitas en las zonas de fallas podrían ser simplemente resultado de los últimos movimientos en ellas, que pueden no ser paralelos a los movimientos originales. Mendoza (2000) postula que la falla de Guri actúa como falla inversa de ángulo alto en la parte continental (Imataca sobre Pastora), y de tipo falla de transformación en la parte oceánica.

4.1.4 Relación entre el plegamiento y el fallamiento

De acuerdo a Kalliokoski (1965) las fallas desaparecen dentro de los pliegues en los extremos occidentales de las fallas El Pao y Río Carapo. Esta situación probablemente indica una orientación geométrica favorable de los pliegues con respecto de las fallas y no implicaría necesariamente una edad similar de ambas estructuras.

Otra relación importante es la que se encuentra entre las direcciones este-oeste de las fallas desplegadas y los rumbos de los pliegues, esto es, los pliegues de Tocomá son paralelos a este rumbo este-oeste, como también algunos pliegues al sur de Uyata, quizás aquí si se presenta una condición genética de tal manera que en algunos lugares las rocas efectivamente se han roto a lo largo de una falla y en otros sitios el movimiento se ha disipado a través de los pliegues (Kalliokoski, op. cit).

4.2 Geología Local

4.2.1 Geomorfología

La Geomorfología tiene por objeto de estudio el relieve terrestre. Lo considera en función de su génesis, morfología, edad, y de la dinámica de los procesos actuales (Ruiz., González. 2002). Este es uno de los estudios primordiales previos al proceso de construcción de cualquier obra de gran envergadura, como la Presa Tocomá. Con el análisis geomorfológico, se pueden observar las estructuras principales y predominantes de la zona, relacionar las formas del relieve con la geodinámica interna y externa, etc.

En el sitio de las obras del Proyecto Tocomá, el tramo del río se caracteriza por un lecho rocoso de superficies llanas a cotas de 80 - 90 m.s.n.m, donde sobresale un conjunto de

islas cortadas por canales, de los cuales algunos alcanzan hasta 30 metros de profundidad.

Estos canales en su mayoría están asociados con fallas geológicas (ver figura 4.4), otros son canales formados por erosión mecánica, sin relación con fallas u otra estructura geológica de origen tectónico (Edelca, 2003).

La margen izquierda del río está caracterizada por una morfología con ligeras ondulaciones con colinas que alcanzan aproximadamente alturas máximas de 118 m.s.n.m. La margen derecha, por su parte, presenta elevaciones más destacadas dando lugar a la formación de la Serranía de Terecay (Figura 4.2) con elevaciones hasta aproximadamente 250 m.s.n.m.

Esta serranía que se inicia con un ancho promedio de alrededor de 1.000 metros, súbitamente se adelgaza, después de unos 4 kilómetros de la ribera del río, alcanzando un ancho de 500 metros y cota de 125 m.s.n.m. siguiendo una orientación N 10° E coincidente con la direccionalidad del cañón Necuima (Edelca, 2003).

Desde la presa de Guri, el río Caroní pasa por una estrecha garganta de 7 Km. de longitud, denominada el Cañón de Necuima, donde baja a la superficie de peniplanación del Caroní medio, con cotas 200 – 300 m.s.n.m, encontrándose entre un enjambre de islas, peñones y raudales; las riberas muestran una topografía con largas y altas filas (Edelca, op. Cit).



Figura 4.2 Vista de la Serranía Terecay

El río Caroní en el tramo Guri - Tocomá recibe solo un afluente importante por su margen izquierda, llamado Río Claro, el cual a su vez recibe las aguas del río Tocomá. Por la margen derecha tiene varios afluentes menores: El Merey, Caruto y el río Cunaguaro.

Antes de comenzar el llenado del embalse, se realizarán estudios aguas arriba de la zona de presa, ya que probablemente, el río creará una acción erosiva de baja a media intensidad, en las laderas; ya que el gradiente de la corriente original se ha modificado, y el río buscará recuperar su equilibrio original.

4.2.2 Estructuras geológicas

Las estructuras geológicas predominantes del área donde se construye la presa, se observan de manera detallada en la figura 4.3. Una de las estructuras se corresponde a la Falla de El Pao de dirección predominante N 70° E. El borde de la falla fue reconocido mediante las perforaciones PT-4 y PT-162, las que atravesaron entre los 10 y 48 metros

brechas y milonitas, en condiciones físicas de roca descompuesta blanda, cerca de la superficie; y roca meteorizada dura, fracturada, en profundidad.

La falla tiene su mejor desarrollo entre la población de El Pao y el frente de trabajo El Paraíso. Además, es transcurrente lateral izquierda y su actividad cesó por lo menos hace 200 m.a (Triásico), edad en la cual fueron emplazados diques de diabasa (dolerita), los cuales no presentan ni metamorfismo, ni trituración, situación por la cual se considera a la falla inactiva, y la misma no representa ningún peligro latente para el proyecto (De Ascencao Erika, 2000).

Por otra parte, al oeste de la zona de presa se encuentra la falla de Río Claro, de dirección aproximada este-oeste. Ésta se consideró como la extensión hacia el oeste de la falla de El Pao, pero no se ha podido correlacionar y seguir la estructura de un lado al otro del Río Caroní. La falla de Río Claro corta contra una falla de la margen izquierda de mayor longitud con rumbo paralelo a la Falla de El Pao (N 70° E).

El Cañón de Necuima ubicado aguas arriba del proyecto hidroeléctrico Tocomá, corre norte sur por una falla inferida por Kalliokoski (1965).

En la margen derecha del proyecto, se observan los pliegues denominados como “pliegues de Tocomá” por Kalliokoski (1965) de dirección este-oeste que corren paralelamente a la falla El Pao. Se identifican 2 anticlinales separados por un sinclinal. La cordillera Terecay forma parte de este plegamiento, su núcleo está constituido por cuarcitas ferruginosas intercaladas con alineamientos de gneises feldespáticos.

4.2.3 Relación entre las estructuras y el diaclasamiento.

Las estructuras geológicas relacionadas con el diaclasamiento en el sitio de la presa Tocomá pueden ser: a) Falla de El Pao; b) Fallas de margen izquierda; c) El plegamiento de la margen derecha.

En la figura 4.8 se puede apreciar que la zona donde se construye el aliviadero es estructuralmente compleja, se ubica exactamente en el área de convergencia de fallas y fracturamiento transversal asociado al fallamiento. Además la falla de El Pao, se presume que continúa hasta el Río Caroní.

En las zonas de fallas el diaclasamiento es inevitable. El movimiento de los bloques a gran escala, ya sea vertical u horizontalmente como se supone es en este caso, provoca la milonitización de las rocas, y los esfuerzos sean tensionales o compresivos producto del movimiento, tienden a deformar y a fracturar los macizos de roca circundante a la zona donde ha ocurrido el movimiento.

Las zonas de convergencia de fallas, tal como se demuestra, es el caso para esta área del Proyecto Tocomá, afecta en gran medida el diaclasamiento local. Son diversos tipos de fallamiento de distintas direcciones y magnitudes y por lo tanto la zona se corresponde a una de tipo “estructuralmente compleja”, como la ha descrito Kalliokoski (1965). La mencionada complejidad produce que en el aliviadero existan partes del macizo completamente diaclasados, intercalados con zonas intactas o de menor diaclasamiento, como ocurre en el pozo disipador de energía del aliviadero.

Los pliegues de la margen derecha (ver figura 4.3), se orientan hacia el norte al llegar al Río Caroní. La zona donde un pliegue cambia su dirección del eje tan súbitamente,

desarrolla gran cantidad de esfuerzos de tensión provocando diaclasamiento en dirección perpendicular a dicha torsión.

Es posible entonces afirmar que la zona escogida para el alineamiento donde se construirá la Presa Tocomá, es un área donde el diaclasamiento es de moderado a alto, siendo un factor de mucha importancia, debido a que debe realizarse un correcto tratamiento a la fundación y a los taludes, con el propósito de evitar desprendimientos de bloques, filtraciones, etc.

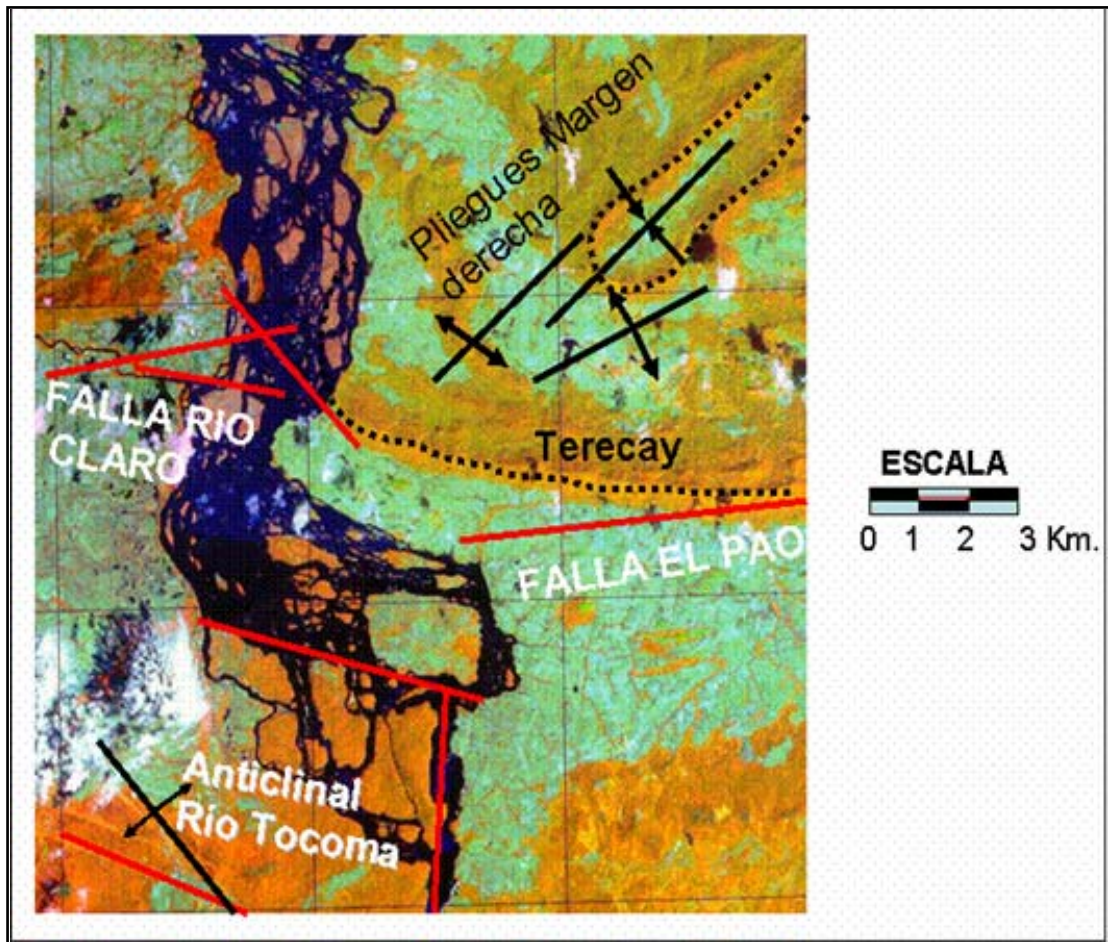


Figura 4.3 Imagen de infrarrojo con estructuras geológicas predominantes a nivel regional / local

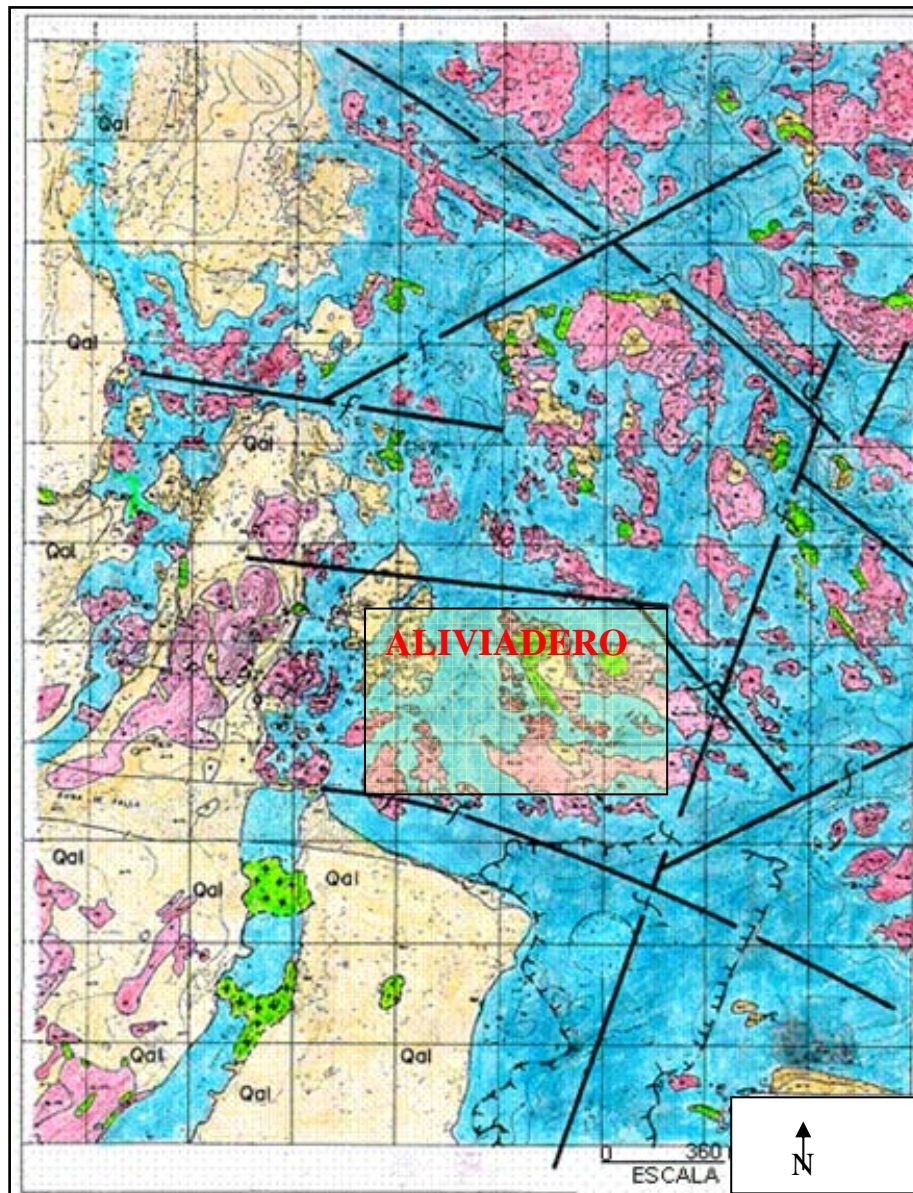


Figura 4.4 Fracturamiento y fallamiento en el lecho del Río zona Tocomá (Edelca, 2003)

4.2.4 Litología

La litología varía de una a otra margen del río. En la margen derecha, por ejemplo, la cordillera Terecay de acuerdo a las perforaciones ejecutadas por el Departamento de Geología de Edelca, está compuesta en su núcleo central por cuarcitas ferruginosas, y hacia las partes más bajas se consigue gneis granítico y anfibolitas. Debido a la elevada resistencia que posee la cuarcita ferruginosa, ésta se ubica hacia las partes más elevadas,

mientras que la litología menos resistente como lo es el gneis, ocupa los lugares inferiores en estas estructuras.

En la margen izquierda, por el contrario la abundancia es el gneis granítico, anfíbolitas e intrusiones dentro del macizo, que corresponden a cuarzo ahumado y pegmatitas félsicas. El gneis es de grano medio, de tipo rosado (alta cantidad de feldespatos potásicos) variando hacia condiciones más grisáceas en algunas partes. La variedad del gneis rosado puede confundirse fácilmente con migmatitas. La anfíbolita es de grano medio, de color verdoso oscuro y se encuentra de forma intrusiva dentro del gneis.

Los bloques de litología gnéisica granítica son muy abundantes, y varían de tamaño entre unos pocos centímetros hasta unos 6 metros de diámetro. Son bloques rodados por la acción del río y pueden encontrarse en cantidad considerable. Debido a la meteorización los bloques están rodeados por una capa negruzca delgada que cubre la roca intacta (meteorización con apariencia de concha de cebolla).

4.2.5 Materiales para construcción.

El río arrastra cantidad de sedimentos de fondo que al unirse por medio de la sílice precipitada forman las denominadas “Lastras”. Las zonas aún no excavadas, contienen gran cantidad de este material. Su principal componente son cantos rodados, cuarzo, y pequeños fragmentos variados de roca.

Existen grandes áreas útiles para préstamo de arcilla sobre todo en la margen derecha. La arcilla es de tipo rojiza, excelente para el núcleo central de la presa derecha y para

las zonas que deben ser rellenadas para utilizarse como áreas de Contratistas, o para las oficinas de Edelca.

La presa de núcleo de arcilla derecha será emplazada de esa forma debido a la disponibilidad de material arcilloso en esa margen, con filtros laterales de material rocoso triturado mientras que la presa izquierda será de enrocado, debido a la mayor disponibilidad de este material en la margen izquierda.

CAPITULO V

MARCO TEÓRICO

5.1 Caracterización del diaclasamiento del macizo rocoso

Las discontinuidades de un macizo rocoso (diaclasas, fracturas, grietas, etc.) pueden ser descritas mediante la observación de afloramientos, de núcleos provenientes de perforaciones y por métodos de fotogrametría terrestre. En este trabajo se hace mayor énfasis en la toma de datos obtenidos directamente de los cortes (taludes) en la roca, tomando como base y adoptando de acuerdo a la factibilidad, los métodos sugeridos por la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (ISRM).

5.1.1 Orientación de discontinuidades

Se determina mediante el uso de brújula con clinómetro, definiendo el buzamiento (ángulo que forma la recta de máxima pendiente del plano con el plano horizontal) y el rumbo ortogonal con el buzamiento, medido desde el norte o el sur, bien sea hacia el este o el oeste (figura 5.1).

Los resultados de las mediciones de orientación de campo para una región estructural (región con propiedades similares), puede ser representadas de diferentes formas: a) en mapas geológicos mediante simbología ampliamente conocida; b) mediante perspectivas en bloques diagramáticos donde se puede observar la relación entre la distribución espacial de las discontinuidades y la obra civil; c) mediante Rosetas de diaclasas, donde se puede representar ya sea el rumbo o el buzamiento de las mismas; d)

mediante diagramas de polos, utilizando generalmente la red de proyección equiareal: e) en proyecciones hemisféricas, representando la envolvente de todas las medidas de campo.

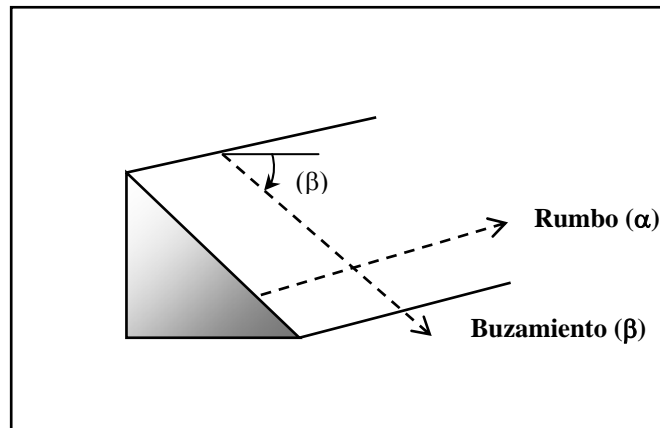


Figura 5.1 Relación diagramática entre rumbo y buzamiento (ISRM, 1978)

5.1.2 Espaciamiento

Se denomina espaciamiento de las discontinuidades, a la distancia medida en dirección perpendicular entre las diaclasas pertenecientes a una misma familia. Es recomendable utilizar el valor promedio y los valores modales máximos y mínimos para mejores resultados. El espaciamiento de discontinuidades adyacentes controla el tamaño de bloques individuales de la roca intacta. En la medida que la frecuencia de fracturas es mayor, la cohesión global del macizo rocoso se hace menor. El espaciamiento de discontinuidades individuales tiene una gran influencia en la permeabilidad y características del flujo del macizo rocoso. En general, la conductividad hidráulica de un sistema de fractura, será inversamente proporcional al espaciamiento, si la abertura de las discontinuidades individuales son comparables (ISRM, 1978).

Para medir el espaciamiento se utiliza una cinta métrica de 3 metros de longitud mínima, y es conveniente que esté graduada en milímetros. El uso de la cinta métrica es muy recomendable, sin embargo, no es esencial si el ingeniero geólogo tiene la suficiente experiencia como para tomar esas medidas de acuerdo a su apreciación visual. Todo depende del grado de precisión requerido. Las fracturas causadas por explosivos deben ser excluidas de las medidas.

5.1.3 Persistencia

Este término describe la extensión areal o el tamaño de la discontinuidad observada en el corte. Puede ser cuantificada en forma muy grosera observando las longitudes de las trazas en la superficie expuesta. Se considera como uno de los parámetros más importantes del macizo rocoso pero uno de los más difíciles de cuantificar.

La determinación de la persistencia es de gran importancia principalmente en aquellas diaclasas orientadas en forma desfavorable a la estabilidad. El grado de persistencia determinaría el grado al cual se produciría rotura de la roca intacta a lo largo de la superficie de falla. Asimismo, la persistencia es de importancia para determinar la ocurrencia de fallas escalonadas entre discontinuidades adyacentes y para el desarrollo de grietas de tensión detrás de la cresta del talud.

En general, un macizo con diaclasas poco persistentes tendrá una gran resistencia inherente, mientras que un macizo con discontinuidades 100% persistentes, tendrá una debilidad inherente y la falla ocurrirá a magnitudes de esfuerzos mucho menores que los requeridos para cortes de roca intacta (ISRM, 1978).

5.1.4 Rugosidad

De acuerdo a la literatura especializada se reconocen dos “ordenes” para clasificar las rugosidades de la pared de una discontinuidad, las cuales afectan las características de movimiento o la resistencia al corte de las discontinuidades. Las rugosidades mayores o de escala de primer orden son denominadas “ondulaciones”, y son consideradas que tienen una dimensión tal que es poco probable que sean cizalladas; para propósitos prácticos son ondulaciones en un plano. Las rugosidades propiamente dichas, segundo orden, se denominan asperezas. Estas son suficientemente pequeñas que podrían ser cizalladas durante el movimiento a lo largo de una discontinuidad.

Cuando se realizan estudios preliminares o en etapa de factibilidad y no se necesita mayor precisión, la descripción de las rugosidades pueden ser limitada a términos descriptivos en base a dos escalas de observación: escala pequeña (cm); escala intermedia (m).

Los siguientes grupos han sido recomendados por la ISRM: I Rugosa (irregular) escalonada - II Lisa, escalonada -III Pulida (slickensided) escalonada - IV Rugosa (irregular), ondulada - V Lisa, ondulada - VI Pulida (slickensided) ondulada - VII Rugosa (irregular), planar - VIII Lisa, planar - IX Pulida (slickensided), planar.

El término “slickensided” es utilizado solamente si hay evidencias claras de previos desplazamientos de corte a lo largo de la discontinuidad. En la figura 4.2 se muestran los perfiles típicos y la terminología sugerida.

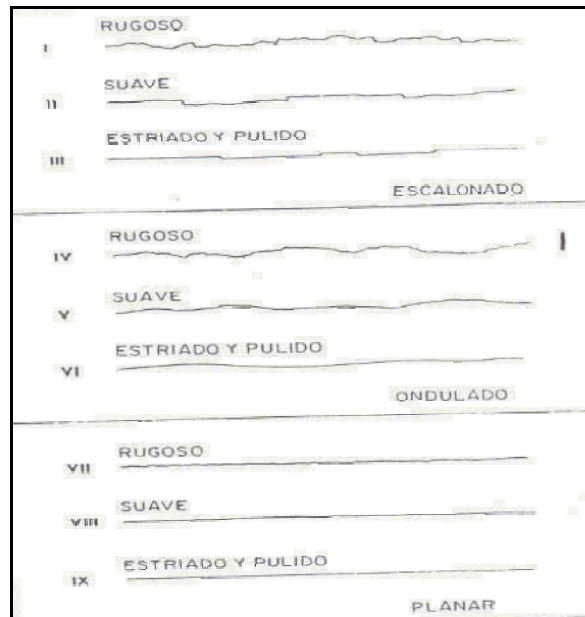


Figura 5.2. Perfiles típicos de rugosidad y terminología sugerida. (ISRM, 1978)

5.1.5 Grado de meteorización del macizo rocoso

El grado de meteorización se puede definir en 6 parámetros muy sencillos de observar en el campo, que se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 5.1 Parámetros del grado de meteorización (Palmström, 2001)

Término	Descripción	Grado
FRESCO	No hay señales visibles de meteorización. Si acaso una tenue decoloración en superficies de discontinuidades más desarrolladas	I
LEVEMENTE METEORIZADO	Decoloración indica meteorización de la roca intacta y superficies de discontinuidad. La roca puede estar algo más débil externamente, que en condición fresca	II
MODERADAMENTE METEORIZADO	Menos de la mitad de la roca está descompuesta. La roca puede estar presente fresca o decolorada como enrejado en forma de pedazos individuales.	III
ALTAMENTE METEORIZADO	Más de la mitad de la roca está descompuesta y/o desintegrada a suelo	IV
COMPLETAMENTE METEORIZADO	Todo el material rocoso está descompuesto o desintegrado	V
SUELO RESIDUAL	Todo el material rocoso está descompuesto o desintegrado a suelo. La estructura del macizo original y su textura ha sido destruida.	VI

5.1.6 Abertura

Es la distancia perpendicular que separa las paredes adyacentes de una diaclasa abierta. Los métodos sugeridos por la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas limita el término abertura, a diaclasas abiertas donde el espacio es aire o agua; cuando se trata de una diaclasa abierta y rellena con arcilla, por ejemplo, utilizan el término ancho.

5.1.7 Relleno

Este término describe el material que se encuentra separando las paredes adyacentes de una discontinuidad, por ejemplo: calcita, cuarzo, clorita, yeso, arcilla, limo, brecha de falla, etc. la distancia perpendicular entre las paredes de la discontinuidad se le llama "ancho de la diaclasa rellena".

5.1.8 Flujo

El flujo a través de macizos rocosos ocurre principalmente a lo largo de discontinuidades; esto es debido a lo que se denomina "permeabilidad secundaria". Hay casos, sin embargo, como por ejemplo algunas rocas sedimentarias en que la "permeabilidad primaria" puede ser significativa, de forma que una gran parte del flujo ocurre a través de los poros de roca intacta.

El flujo de diaclasas individuales no rellenas, puede establecerse de acuerdo a la siguiente descripción:

Tabla 5.2 Descripción del flujo en diaclasas. (Palmström, 2001)

Clasificación	Descripción
I	La discontinuidad es muy cerrada y seca, no parece posible flujo de agua a lo largo de ella
II	La discontinuidad está seca sin evidencia de flujo de agua
III	La discontinuidad está seca pero muestra evidencias de flujo de agua. Ej. Manchas de oxidación
IV	La discontinuidad está mojada pero no hay agua libre
V	La discontinuidad muestra flujo; ocasionalmente hay gotas de agua pero no hay flujo continuo.
VI	La discontinuidad muestra flujo continuo de agua.

5.1.9 Número de familias

Tanto el comportamiento mecánico como la apariencia del macizo rocoso son dominados por el número de familias de diaclasas que se intersectan entre si. El comportamiento mecánico se afecta porque el número de familias determina la extensión en el cual el macizo rocoso puede deformarse, sin que ocurra rotura de la roca intacta. La apariencia del macizo es afectable porque el número de familias determina el grado de sobreexcavación que tiende a ocurrir cuando se excava con explosivos.

En estabilidad de taludes en roca, el número de familias puede ser un factor dominante aunque la orientación de las diaclasas respecto a la superficie libre se considera de primaria importancia. Un gran número de diaclasas pueden cambiar el modo potencial de falla de traslación o volcamiento a rotacional y circular.

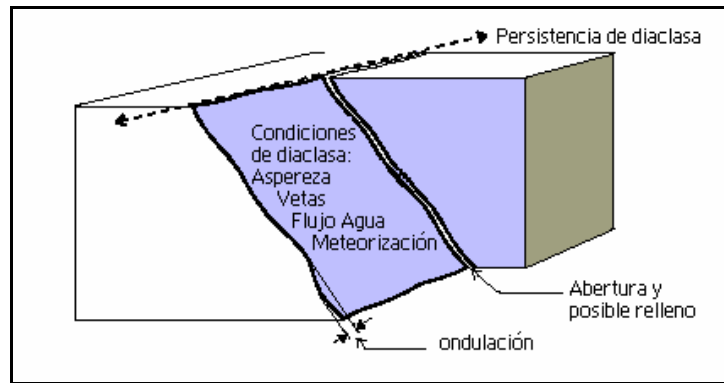


Figura 5.3 Las principales características de las diaclasas (Palmström, 2001)

5.2 Falta de seguridad absoluta y errores en la medición del diaclasamiento

La falta de seguridad absoluta en geología significa que la observación, mediciones, cálculos y evaluaciones hechas no son confiables. Las consecuencias son que el uso de dicha data geológica, frecuentemente puede involucrar algún tipo de incertidumbre. El error es definido como la diferencia entre un valor calculado y su valor real. (Palmström, 2001)

Las 3 fuentes principales de falta de seguridad y errores en la ingeniería geológica y la mecánica de rocas son:

1. Variabilidad espacial de las formaciones geológicas, donde interpretaciones erróneas hechas de la configuración geológica, puede acarrear consecuencias significativas.
2. Errores introducidos al estimar y medir propiedades ingenieriles, frecuentemente relacionadas al muestreo y mediciones.

3. Inexactitudes causadas por modelación del comportamiento físico, incluyendo un tipo incorrecto del cálculo o modelo.

5.2.1 Errores en las mediciones

Una descripción completa de las diaclasas es difícil por su naturaleza tridimensional y por su limitada exposición en los afloramientos. La caracterización ideal del diaclasamiento podría involucrar la descripción específica de cada diaclasa en el macizo rocoso, exactamente definiendo su posición y propiedades mecánicas y geométricas. Esto no es posible por varias razones, entre otras:

1. Las partes visibles de la diaclasa son limitadas a únicamente las trazas lo que impide la completa observación
2. Diaclasas que se encuentren a cierta distancia de la roca expuesta, no pueden ser directamente observadas.
3. Observaciones directas (visual o mediciones por contacto) e indirectas (geofísicas) tienen exactitud limitada.

Por estas razones las diaclasas en el macizo rocoso son usualmente descritas como un ensamblaje de todas, más que tomarlas individualmente una a una.

5.3 Clasificación de Bieniawski – Clasificación Geomecánica (RMR)

Bieniawski (1973) presentó un nuevo sistema de clasificación de macizos rocosos mediante un índice RMR (en inglés Rock Mass Rating). Algunos autores llaman a la clasificación de Bieniawski clasificación CSIR, nombre abreviado del organismo sudafricano en el que Bieniawski la desarrolló.

La clasificación geomecánica inicialmente desarrollada, sólo definía el macizo rocoso de acuerdo a las características tomadas en campo, sin tener en cuenta la estructura a construir.

En una segunda versión Bieniawski estableció la forma actual. El índice numérico del macizo rocoso RMR Básico es independiente de la estructura a construir y se obtiene sumando los “ratings” de cinco (5) parámetros:

1. Resistencia de la matriz rocosa a la compresión simple
2. RQD (índice de calidad de la roca)
3. Frecuencia de las diaclasas (espaciamiento)
4. Agua dentro del macizo rocoso.
5. Condición de las diaclasas (abertura, persistencia, rugosidad y meteorización)

Tabla 5.3 Parámetros de la clasificación y sus ratings.(Bieniawski, 1973)

Parámetro	Rango de valores				
<i>1.-Esfuerzo uniaxial compresivo</i>	>250	100-250	50-100	25-50	0-25
RATING	15	12	7	4	2-1-0
<i>2.-Índice de calidad de roca RQD</i>	90-100	75-90	50-75	25-50	<25
RATING	20	17	13	8	3
<i>3.-Flujo de Agua</i>	Comp. Seco	Mojado	Húmedo	Goteando	flujo
RATING	15	10	7	4	0
<i>4.- Espaciamiento</i>	>2	0.6-2	200-600 mm	60-200 mm	<60 mm
RATING	20	15	10	8	5

Tabla 5.4 Clasificación individual según la abertura de las diaclasas

Descripción	Separación de las caras (mm)	Rating RMR
Abierta	>5	0
Moderadamente abierta	1-5	1
Cerrada	0.1-1	4
Muy cerrada	<0.1	5
No tiene	0	6

Tabla 5.5 Clasificación individual según la persistencia de las diaclasas

Descripción	Continuidad	Rating RMR
Muy pequeña	<1	6
Pequeña	1-3	4
Media	3-10	2
Alta	10-20	1
Muy alta	>20	0

Tabla 5.6 Clasificación individual según la rugosidad de las diaclasas

Descripción	Rating RMR
Muy rugosa "W"	6
Rugosa "A"	5
Ligeramente rugosa "lig. A"	2
Suave "L"	1
Espejo de Falla	0

Tabla 5.7 Clasificación individual según el relleno de las diaclasas

Descripción	Rating RMR
Relleno blando >5 mm	0
Relleno blando <5 mm	2
Relleno duro >5 mm	2
Relleno duro <5 mm	4
Ninguno	6

Tabla 5.8 Clasificación individual según la meteorización de las diaclasas

Descripción	Rating RMR
Descompuesta	0
Muy meteorizada	1
Moderadamente meteorizada	3
Ligeramente meteorizada	5
No meteorizada	6

De este valor (*Rating*) hay que restar un factor de ajuste, que es función de la orientación de las diaclasas, definido cualitativamente y que tiene valores distintos según se aplique a túneles, cimentaciones o taludes. El resultado de esta resta es el índice final RMR, que puede variar entre 0 y 100 (Tabla 5.9). Los macizos rocosos se

clasifican en 5 clases según el valor de dicho índice. El “significado” de dichas clases incluye 3 datos cuantitativos: a) el tiempo de estabilidad y luz libre para túneles; b) un intervalo de valores de la cohesión de la masa rocosa; c) un intervalo de valores del ángulo de rozamiento de la masa rocosa.

Los 2 últimos son los de interés para la investigación, y podrían compararse con los datos que posee la empresa (Edelca) de valores índice de la roca que servirá de fundación para los macrocomponentes.

Tabla 5.9 Clasificación del macizo rocoso determinado del total de Ratings (Bieniawski, 1973)

RATING	100-81	80-61	60-41	40-21	<20
Clase:	I	II	III	IV	V
Descripción	Roca muy buena	Roca buena	Roca justa	Roca mala	Roca muy mala
Cohesión del macizo rocoso (KPa)	>400	300-400	200-300	100-200	<100
Ángulo de fricción interna (°)	>45	35-45	25-35	15-25	<15

5.4 Aplicaciones de la clasificación de Bieniawski a los Taludes - Clasificación SMR

La clasificación SMR es un método de determinación de los factores de ajuste adecuados para aplicar la clasificación RMR a los taludes, desarrollado por Romana (1993). Después de su publicación en inglés, la clasificación SMR ha despertado cierto interés y el propio Bieniawski la recomienda en su último libro para su aplicación en taludes.

Cualquier clasificación debe considerar en primer lugar, que la rotura de un talud rocoso puede ocurrir según formas muy diferentes. En la mayoría de los casos la rotura de la masa rocosa está gobernada por las discontinuidades y se producen según superficies formadas por una o varias juntas.

Las formas básicas son bien conocidas, y se resumen a continuación:

1. Roturas planas: según juntas predominantes y/o continuas que buzan hacia el talud, y cuyo rumbo es bastante paralelo al de la cara del talud. Las condiciones de inestabilidad son: a) que las juntas críticas buzen menos que el talud, b) que la resistencia al esfuerzo cortante movilizada en la junta crítica no sea suficiente para asegurar la estabilidad (lo que en la práctica equivale muchas veces, pero no siempre, a la condición de que el ángulo de buzamiento sea superior al de rozamiento).

2. Roturas en cuña: según dos juntas de diferentes familias cuya intersección (quilla) buce hacia el talud. Las condiciones de estabilidad son similares a las de las roturas planas y pueden analizarse considerando el buzamiento de la quilla. Un “factor de cuña”, que depende de la geometría, multiplica la resistencia al esfuerzo cortante movilizada en la cara de las juntas. Muchas aparentes roturas en cuña son roturas planas según una de las juntas, ya que no se cumplen las condiciones cinemáticamente necesarias para que la rotura se produzca con deslizamiento simultáneo según las dos caras de la cuña. Esta forma de rotura depende de las condiciones y, orientaciones de las diferentes familias de juntas y suele ser más frecuente que las roturas planas, pero con dimensiones más reducidas.

3. Roturas por vuelco (Toppling): según una familia de juntas predominantes y/o continuas que buzcan contra el talud, y cuyo rumbo es casi paralelo al de la cara del talud. En este tipo de rotura se producen deslizamientos a lo largo de las juntas, que frecuentemente están meteorizadas.

4. Roturas globales o tipo suelo: según superficies que puedan desarrollarse parcialmente a lo largo de las juntas, pero que normalmente las cruzan. Esta forma de rotura solo puede ocurrir en macizos rocosos muy diaclasados, con un tamaño característico de bloque pequeño respecto al talud, o en roca muy blanda o muy meteorizada.

Cualquier sistema de clasificación tiene que tener en cuenta los siguientes parámetros:

1. Caracterización global de la masa rocosa (incluyendo frecuencia, estado y agua en las juntas)

2. Valor de la diferencia entre los buzamientos de la cara del talud y de las familias predominantes de juntas.

3. Valor de la diferencia entre los buzamientos de la cara del talud y de las familias predominantes, ya que esa diferencia controla la emergencia de las juntas en la cara del talud, condición necesaria para las roturas planas y/o en cuña, y también la oblicuidad de la resultante de las tensiones que actúan sobre la junta.

4. Relación entre el buzamiento de las juntas con los valores normales de la fricción (para las roturas planas y/o en cuña)

5. Comparación entre las tensiones tangenciales (a lo largo de juntas con riesgo de rotura por vuelco) con la fricción que puede desarrollarse en ellas.

El índice SMR para la clasificación de taludes se obtiene del índice RMR sumando un **factor de ajuste**, que es función de la orientación de las diaclasas (y producto de tres subfactores) y un factor de excavación que depende del método utilizado:

$$SMR = RMR + (F_1 \times F_2 \times F_3) + F_4 \quad (3.1)$$

Donde:

RMR = Valor básico de la clasificación geomecánica (0-100)

F_1 depende del paralelismo entre el rumbo de las juntas y de la cara del talud. Varía entre 1.00 (cuando ambos rumbos son paralelos) y 0.15 (cuando el ángulo entre ambos rumbos es mayor de 30° y la probabilidad de rotura es muy baja) ver tabla 5.10. Estos valores, establecidos empíricamente, se ajustan aproximadamente a la expresión:

$$F1 = (1 - \sin \alpha_j - \alpha_s)^2 \quad (3.2)$$

Donde:

α_j y α_s = los valores de buzamiento de la diaclasa y del talud respectivamente.

Tabla 5.10 Factor F1

Condición	Muy favorable	Favorable	Justo	Desfavorable	Muy desfavorable
Ángulo entre rumbos de Diaclasa y Talud	> 30°	30° - 20°	20° - 10°	10 - 5°	< 5°
Valor de F1	0.15	0.40	0.70	0.85	1.00

F2 depende del buzamiento de la diaclasa en rotura plana. En cierto sentido es una medida de probabilidad de la resistencia al esfuerzo cortante de la diaclasa. Varía entre 1 (para diaclasa con buzamiento superior a 45°) y 0.15 (para diaclasas con buzamiento inferior a 20°). Fue establecido empíricamente pero puede ajustarse según la siguiente relación:

$$F2 = \text{tg}^2 \beta_j \quad (3.3)$$

Donde:

β_j es el buzamiento de la diaclasa.

Tabla 5.11 Factor F2

Condición	Muy favorable	Favorable	Justo	Desfavorable	Muy desfavorable
β_j	< 20°	20° - 30°	30° - 35°	35 - 45°	> 45°
Valor de F2	0.15	0.40	0.70	0.85	1.00
Vuelco	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

F3 refleja la relación entre los buzamientos de la diaclasa y el talud. Se han mantenido los valores propuestos por Bieniawski en 1979 que son siempre negativos. Para roturas

planas F3, expresa la probabilidad de que las diaclasas afloren en el talud. Se supone que las condiciones son normales cuando el buzamiento medio de la familia de diaclasas es igual al del talud, y por lo tanto aflorarán algunas pocas juntas. Cuando el talud buza más que las diaclasas, casi todas afloran y las condiciones serán: “muy desfavorables” lo que supone un valor de -60 para $(\beta_s - \beta_j > 10^\circ)$, o “desfavorables” lo que supone un valor de F3 de -50 (para $0 < \beta_s - \beta_j < 10^\circ$). La diferencia con el valor de F3 “normal” (que es -25) es muy grande (ver tabla 3.12)

Tabla 5.12 Factor F3

Condición	Muy favorable	Favorable	Justo	Desfavorable	Muy desfavorable
$\beta_j - \beta_s$ (falla planar)	$> 10^\circ$	$10^\circ - 0^\circ$	0°	$0 - (-10^\circ)$	$< (-10^\circ)$
$\beta_j + \beta_s$ (vuelco)	$< 110^\circ$	$110^\circ - 120^\circ$	$> 120^\circ$	-	-
Valor F3	0	-6	-25	-50	-60

F4 indica el factor de ajuste de acuerdo al método de excavación, y ha sido establecido empíricamente: a) **los taludes naturales** son estables, a causa de los procesos previos de erosión sufridos por el talud, y de los mecanismos internos de protección que muchos de ellos poseen (vegetación, desecación superficial, drenaje torrencial, etc.) $F4 = +15$; b) **el precorte** aumenta la estabilidad de los taludes en media clase $F4 = +10$; c) las técnicas de **voladura suave** (recorte) bien ejecutadas, también aumentan la estabilidad de los taludes $F4 = +8$; d) las **voladuras normales** aplicadas con métodos razonables no modifican la estabilidad, $F4 = 0$; e) las **voladuras defectuosas** son muy frecuentes y pueden dañar seriamente a la estabilidad $F4 = -8$; f) la **excavación mecánica** de los taludes por ripado solo es posible cuando el macizo rocoso está muy

fracturado o la roca blanda. Con frecuencia se combina con prevoladuras poco cuidadas. Las caras del talud presentan dificultades de acabado. Por ello ni mejora ni empeora la estabilidad $F4 = 0$

5.5 Métodos de tratamiento sugeridos por la clasificación SMR

Cuando un talud muestra inestabilidades, estas se pueden corregir con muchas medidas diferentes, conjuntamente o por separado (Tabla 5.14). Para muchas de estas medidas se carece de estudios analíticos que definan su efecto real. Por otro lado hay muchos casos de refuerzo de taludes bien documentados (especialmente en suelos) (Romana, 1993)

Tabla 5.13 Descripción de las clases SMR (Romana, 1993)

Clase N°	V	IV	III	II	I
Descripción	Muy mala	Mala	Justa	Buena	Muy buena
Estabilidad	Completamente inestable	Inestable	Parcialmente estable	Estable	Completamente estable
Fallas	Grandes roturas por planos continuos	Juntas o grandes cuñas	Algunas juntas o muchas cuñas	Algunos bloques	Ninguna
Tratamiento	Reexcavación	Corrección	Sistemático	Ocasional	ninguno

El estudio de un talud rocoso potencialmente inestable es una labor compleja que requiere un cuidadoso trabajo de campo, un análisis detallado y un buen sentido ingenieril para valorar la importancia relativa de los diferentes factores de inestabilidad que pueden estar actuando.

Ningún sistema de clasificación podrá sustituir todo ese trabajo. Pero puede ser de utilidad indicando los límites habituales de uso para cada clase de medidas de

tratamiento. La elección entre dichas medidas están fuera del alcance de una clasificación geomecánica (Romana, 1993)

Tabla 5.14 Medidas de tratamiento según el índice SMR
(Romana, 1993)

<u>Sin sostenimiento</u> - Ninguna - Saneamiento	65 < SMR
<u>Protección</u> - Zanjas de pie - Vallas (de pie o talud) - Redes (sobre la superficie del talud)	45 < SMR < 70
<u>Refuerzos</u> - Bulones - Anclajes	30 < SMR < 75
<u>Hormigón</u> - Concreto proyectado - Hormigón dental - Contrafuertes y/o vigas - Muros de pie	20 < SMR < 60
<u>Drenajes</u> - Superficial - Profundo	10 < SMR < 40
<u>Reexcavación</u> - Tendido - Muros de contención	10 < SMR < 30

5.5.1 Refuerzos

Por simplicidad se incluyen aquí solo los bulones de anclaje continuo no tensados. Los tensados se consideran anclajes. Los bulones son un refuerzo “pasivo” y los anclajes un refuerzo “activo”.

Las características usuales son:

1. Longitud: Normalmente de 3 a 4 metros, empotrándose 1 a 2 metros en roca sana y como regla simple que son mayor que un décimo de la altura del talud.
2. Dimensiones: de diámetro 25 mm, con resistencia de 12 a 18 Ton.

Desde el punto de vista de bulonaje los macizos rocosos pueden clasificarse según se expresa en la tabla 4.15

Tabla 5.15 Bulonado en macizos rocosos (Romana, 1993)

Tipo de roca	Espaciamiento de juntas (m)	$J_v = (115 - RQD) / 3.3$	Bulonado	Distancia (m)
Dura. En bloque	>1	1-3	Sistemático	3-3,5
Dura. Fracturada	0,3 - 1	3-10	Sistemático	1-3
Dura. Muy fracturada	<0.3	10-18 >18	Sistemático Sólo concreto proyectado	1
Meteorizada. Con juntas débiles	-	-	Según las diaclasas	Variable
Meteorizada Blanda	-	-	Sólo con concreto proyectado o no adecuado.	-

Tabla 5.16 Esquemas indicativos de bulonado en taludes

Clase	SMR	Bulones por m ²	D (m) Distancia entre bulones	Densidad de fuerza (T/m ²)	Concreto Proyectado
II	>65	0,08	3,5	1-1,25	No
IIb	65-60	0,11	3,0	1,3-1,6	No
III	60-45	0,40	1,6	4,5-6,0	Ocasional
		0,70	1,2	8-10	Oca./Sist.
		1,00	1	12-15	Sistemática
IIIb	45-40	1,00	1	12-15	Sistemática

Los anclajes aplican una fuerza en la superficie del talud y la transfieren al interior. A la vez introducen una fuerza estabilizadora y aumentan la resistencia al corte (y la dilatación) de las diaclasas.

Muchos tipos de anclaje existen en el mercado. Sus características más comunes son:

1. Longitud: Normal de 12 a 20 metros, y posible de 8 a 30 m
2. Resistencia: Normal de 70 a 100 Toneladas y posible de 30 a 200 Ton.
3. Disposición: Normal de 1 anclaje cada 10 a 35 m², en forma de filas y columnas.
4. Cabezas de hormigón: Cabezas aisladas de dimensión (1 x 1 x 0,50 m), contrafuertes y/o vigas de (ancho 1 x 1,50), muros anclados y muros de pie como complemento.

Los anclajes son especialmente útiles para sostener grandes corrimientos planos, vuelcos importantes, y roturas generales de un talud. Su disposición, tipo y densidad

deberían ser estudiadas analíticamente en cada caso y comprobadas después instrumentalmente. Una guía aproximada para la evaluación de la fuerza de anclaje necesaria se presenta en la tabla 5.17, derivada de casos reales.

Tabla 5.17 Esquemas indicativos de anclajes en taludes (Romana, 1993)

Clase	SMR	Densidad de fuerza / Ton/m²	Concreto Projectado	Hormigón
IIIb	50-40	1,0-2,5 2,5-5,0	Armada Armada	Cabezas aisladas Cabezas aisladas
IVa	40-30	5,0-10,0 10,0-20,0	No No	Contrafuerte y/o vigas (muro)
IVb	30-20	Variable	No	Muro (contrafuerte y/o vigas)

En el caso de que los anclajes se usen como medida adicional a un muro de gravedad la densidad de fuerza debería ser de 2,5 – 5,0 Ton/m² (mínimo 1,5 Ton/m²).

5.5.2 Hormigón

Proyectar el concreto a un talud es fácil, se puede hacer deprisa, y a menudo es una unidad de obra muy ventajosa. Por lo tanto, muchos taludes son proyectados con concreto al primer signo de inestabilidad. Es difícil averiguar el efecto real del concreto proyectado, que a menudo se cae con el tiempo.

Un concreto proyectado ocasional puede ser útil para correcciones locales puntuales y/o para prevenir la erosión diferencial. El concreto proyectado sistemático es necesario con masas rocosas fragmentadas ($J_v = 10-18$)

Si se usa el concreto proyectado como protección general de un talud deberían tomarse las siguientes precauciones:

1. Limpiar el talud (con aire comprimido y/o agua)
2. Proyectar varias capas. Un esquema útil sería: capa superficial de protección (e = 3 cm.) y dos capas armadas (e = 2 x 10 cm.)
3. Usar bulones cortos (y eventualmente una tela metálica) para anclarla al talud.
4. No proyectar concreto en puntos de drenaje natural.
5. Intentar la instalación de drenes.

Los contrafuertes, costillas, vigas y/o muros son medidas correctoras asociadas a anclajes o que trabajan por gravedad, pueden utilizarse para taludes parcial o totalmente estables.

5.6 Validez de la clasificación SMR

Durante los últimos años muchos ingenieros y geólogos han utilizado el índice SMR en problemas de taludes. La clasificación SMR es bastante simple y puede aplicarse rápidamente, puede dar indicaciones útiles, donde el uso de métodos estadísticos complejos está dificultado por la necesidad de numerosos datos geomecánicos que no son siempre fácilmente obtenibles.

De las diversas aplicaciones que se le ha dado al método SMR, pueden deducirse algunas conclusiones:

1. La clasificación parece ligeramente pesimista (del orden de media clase), sobre todo en taludes recientemente excavados y que aún no han estado sometidos a ciclos atmosféricos repetidos y meteorización.
2. La clasificación ha sido validada con taludes no demasiado altos. Para taludes con más de 80 metros de altura, se puede corregir con el método de ZUYU.
3. Los valores desfavorables del coeficiente F3 (-50 y -60) que fueron propuestos por BIENIAWSKI plantean algunas dificultades en la práctica cuando se estudian taludes muy inestables.
4. Las formas de rotura sugeridas por la clasificación parecen cumplirse en la práctica especialmente la aparición de roturas generalizadas por la masa rocosa para valores del SMR inferiores a 30, 35.
5. El método de excavación influye mucho sobre la estabilidad del talud, sobre todo en el pie y en toda la zona superficial; la corrección F4 parece justificada.
6. La clasificación de los taludes con bermas presenta dificultades; los resultados pueden referirse solo a los taludes parciales entre bermas y no al talud global.

5.7 Limitaciones de las clasificaciones geomecánicas.

Bieniawski (1989), menciona los siguientes objetivos de las clasificaciones geomecánicas para masas rocosas:

1. Identificar los parámetros más significativos que gobiernan el comportamiento de la masa rocosa.
2. Dividir una formación rocosa en grupos de comportamiento similar (“clases geomecánicas”)
3. Proveer una base para el entendimiento de las características de cada clase geomecánica.
4. Relacionar la experiencia de las condiciones comunes en diferentes emplazamientos}
5. Deducir datos cuantitativos y recomendaciones para el diseño ingenieril.
6. Proveer una base común entre ingenieros y geólogos.

Bieniawski (1979) presenta algunas limitaciones de la clasificación geomecánica:

1. Las clasificaciones geomecánicas (RMR), no deben usarse aisladamente como una herramienta única, sino en el contexto de un proceso global de diseño ingenieril.

2. Las clasificaciones geomecánicas deben usarse sólo en las fases preliminares del proyecto, pero no para definir las medidas finales de diseño. Para el diseño preliminar las clasificaciones son excelentes, para el proyecto final es necesario analizar y observar, y por sobre todo valerse del aspecto ingenieril.

3. Las clasificaciones son esenciales para controlar las condiciones de la roca durante la construcción porque permiten una comparación efectiva entre lo previsto en el proyecto, a partir de la investigación geotécnica, con la realidad.

5.8 Recomendaciones para la estimación del SMR en el campo

5.8.1 Elección del afloramiento:

Las condiciones en este caso están referidas a taludes excavados con precorte. Debe tenerse en cuenta que las diaclasas pueden aparecer con frecuencia más abiertas si la excavación se llevó a cabo con voladuras deficientes. Es muy fácil acá determinar las formas de rotura y las condiciones hidrogeológicas (ISRM, 1978).

5.8.2 Resistencia de la roca (Resistencia a la compresión uniaxial)

El dato correcto se denomina resistencia a la compresión simple que es el esfuerzo máximo por unidad de área antes de producirse la ruptura, debida a una fuerza aplicada. Es medida en laboratorio, pero esto se hace muchas veces imposible. Esto debido a la cantidad infinita de muestras de acuerdo a la longitud del talud, y las condiciones variantes de la litología y por ende su resistencia (Palmström, 2001)

En la tabla 5.18, contiene algunas indicaciones útiles para estimar este parámetro con ensayos de índice manual. El margen de error al estimar este parámetro es muy reducido en la práctica.

Tabla 5.18 Índices para estimar la resistencia (ISRM 1978)

Término	Resistencia a la compresión uniaxial (Mpa)	Estimación en campo
R5-extremadamente resistente	>250	material rocoso solo roto bajo repetidos golpes
R4-muy resistente	100-250	requiere varios golpes para romper
R3-resistente	50-100	un solo golpe rompe un espécimen
R2-medianamente resistente	25-50	golpe firme con piqueta se inserta 5 mm
R1-Débil	5 a 25	corta con un cuchillo
R0 muy débil	1 a 5	se puede introducir un cuchillo, y se derrumba con pico

5.8.3 RQD

El índice de calidad de roca, RQD “Rock Quality Designation” Deere et al. (1967) se basa en la recuperación modificada de un testigo (El porcentaje de la recuperación del testigo de un sondeo), depende indirectamente del número de fracturas y del grado de la alteración del macizo rocoso, y se obtiene según la siguiente fórmula:

$$\% \text{ R.Q.D} = \frac{\sum (\text{Longitud Fragmentos} \geq 10 \text{ cm})}{\text{Longitud total perforada}} \times 100 \quad (3.4)$$

Tabla 5.19 Clasificación de la roca en cuanto al índice R.Q.D (Deere, 1967)

RQD (%)	Calidad de Roca
< 25	Muy mala
25 - 50	Mala
50 - 75	Regular
75 - 90	Buena
90 - 100	Excelente

La caracterización del macizo rocoso se hace en función de las condiciones físicas y mecánicas observadas en los núcleos de la roca extraídos de las perforaciones mediante la cuantificación porcentual de la calidad de la roca, con los parámetros obtenidos mediante el reconocimiento geológico de superficie, se analiza la frecuencia de diaclasas o fracturas naturales en los núcleos de roca; el cual se define como el número de discontinuidades naturales que interceptan una longitud unitaria de núcleos recuperados y se cuentan por cada metro de núcleo.

El RQD fue definido como el porcentaje de recuperación de testigos de más de 10 cm de longitud (según el eje). El RQD fue establecido para rocas ígneas donde es más fácil de aplicar, y exige la no consideración de las roturas frescas, que se producen durante el proceso de perforación.

Palmström (1975) propuso una correlación entre el RQD y el índice volumétrico Jv (número de diaclasas por metro cúbico de roca). Que puede usarse donde no hayan sondeos: $RQD = 115 - 3.3 J_v$. J_v es fácilmente obtenido haciendo la inversa de los espaciamientos promedio de las diaclasas.

Si se dispone de sondeos cercanos al talud, es necesario utilizar dichos sondeos, ya que la ecuación no siempre da valores confiables, lo que puede ocasionar errores. Se puede extrapolar los datos de una perforación hacia todo un talud si sólo existe una en un área extensa (Palmström, 2001)

5.8.4 Espaciamiento de las diaclasas

La ISRM (1978) sugiere el uso de valores máximos modales y mínimos, pero en la práctica se utiliza el valor promedio, que es el recomendado por Bieniawski. Suele realizarse con cinta, tomar dichos valores para cada set, y luego promediar los mismos.

5.8.5 Rugosidad

La escala de rugosidad del RMR es muy fácil estimarse en campo: a) muy rugosa/áspera es cuando hay arrugas y escalones verticales en los bordes; b) rugosa/áspera donde hay algunas arrugas y asperezas y los bordes se sienten ásperos al tacto; c) lisa (suave) donde no hay asperezas, los bordes se sienten suaves.

La consecuencia más importante de la rugosidad de la diaclasa es la capacidad de exhibir comportamientos dilatantes cuando una junta cerrada y acoplada es sujeta a esfuerzos cortantes en su plano. La naturaleza de los rellenos gobierna, por el contrario, el comportamiento frente a esfuerzos cortantes de juntas abiertas, no acopladas. Por lo tanto es un parámetro asociado a la rugosidad.

5.8.6 Abertura y Persistencia

La abertura es muy difícil medirla directamente en campo, es más un valor de la apreciación que tiene el ojo humano. La persistencia puede medirse también directamente por apreciación. Ya que en la clasificación se usan valores extremos. También puede ser medido con cinta y los valores finales serán más confiables.

5.9 Estabilidad de Taludes. Método de Falla Planar

5.9.1 Análisis de falla planar

Las fallas planas ocurren a lo largo de una superficie aproximadamente plana y se analizan como un problema en dos dimensiones. Aunque pueden existir otras discontinuidades que definen los límites laterales de los movimientos, solo se tiene en cuenta el efecto de la discontinuidad principal. El tamaño de las fallas planares puede ir desde unos pequeños metros cúbicos a montañas enteras.

El análisis cinemático tiene en cuenta cuatro condiciones estructurales así:

- a. La dirección de la discontinuidad debe estar a menos de 20 grados de la dirección de la superficie del talud.
- b. El buzamiento de la discontinuidad debe ser menor que el buzamiento de la superficie del talud.
- c. El buzamiento de la discontinuidad debe ser mayor que su ángulo de fricción.
- d. La extensión lateral de la masa potencial de falla debe ser definida por superficies laterales que no contribuyen a la estabilidad. Si las condiciones anteriores se cumplen la estabilidad puede evaluarse por el método del equilibrio límite. El análisis de estabilidad

requiere la solución de fuerzas perpendiculares y paralelas a la superficie de falla potencial.

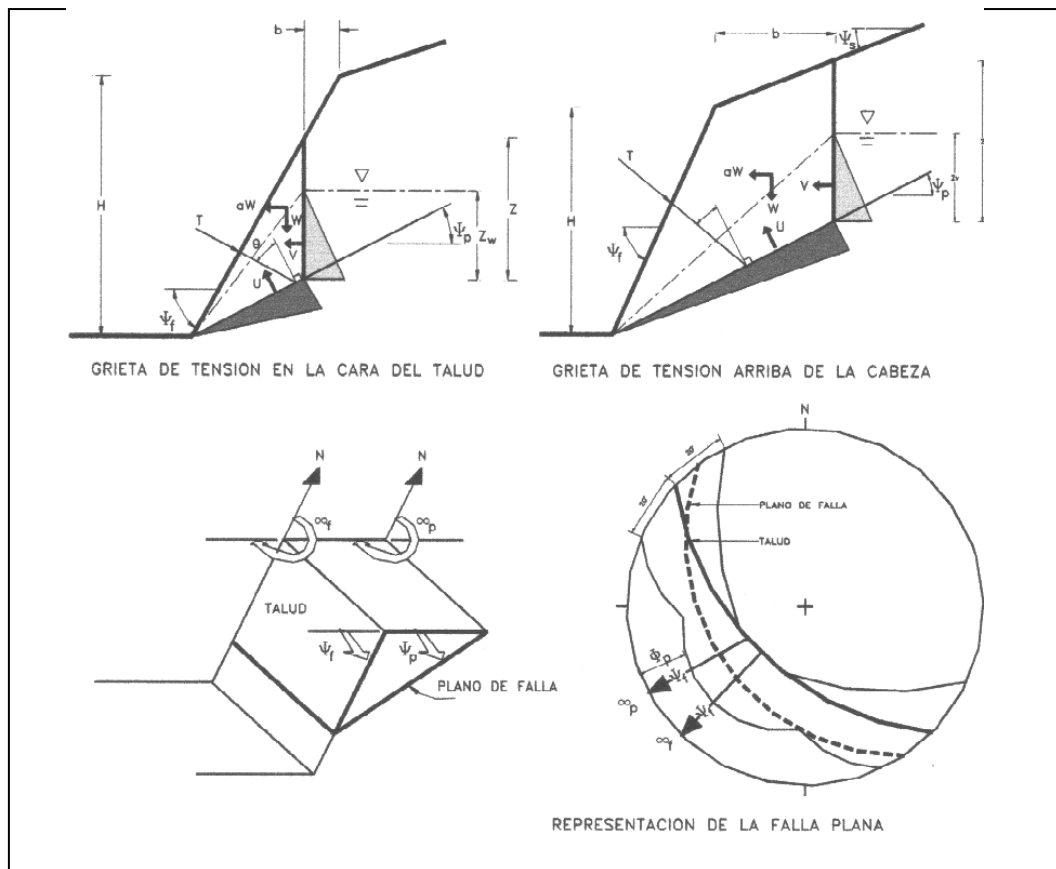


Figura 5.4 Esquema y representación de varios casos de falla plana.

En la Figura 5.4 se presentan esquemas de una falla plana con grieta de tensión en la cara del talud, con grieta de tensión arriba de cabeza del talud y una representación esquemática general de la falla plana.

De acuerdo con la localización de la grieta de tensión se pueden considerar dos casos:

- a. Con grieta de tensión en la cara del talud, abajo de la cabeza.
- b. Con grieta de tensión arriba de la cabeza del talud

Las ecuaciones de estabilidad son las siguientes:

Para el caso a (Grieta abajo de la cabeza):

- Profundidad de la grieta $Z = (H \cot \Psi_f - b) (\tan \Psi_f - \tan \Psi_p)$
- Peso del bloque $W = \left(\frac{1}{2}\right) \gamma_r H^2 [(1-Z/H)^2 \cot \Psi_p (\cot \Psi_p \tan \Psi_f - 1)]$
- Área de deslizamiento $A = (H \cot \Psi_f - b) \sec \Psi_p$

Para el caso b (Grieta arriba de la cabeza):

- Profundidad de la grieta $Z = H + b \tan \Psi_s - (b + H \cot \Psi_f) \tan \Psi_p$
- Peso del bloque $W = \left(\frac{1}{2}\right) \gamma_r H^2 \cot \Psi_f X + bHX + Bz$

$$X = (1 - \tan \Psi_p \cot \Psi_f)$$

- Área de deslizamiento $A = (H \cot \Psi_f + b) \sec \Psi_p$

Para ambos casos:

- Fuerza de subpresión del agua $U = \left(\frac{1}{2}\right) \gamma_w ZW A$
- Fuerza de empuje del agua $V = \left(\frac{1}{2}\right) \gamma_w Z^2_w$

Factor de seguridad:

$$FS = \frac{\{c.A. + [W (\cos \Psi_p - a \sin \Psi_p) - U - V \sin \Psi_p + T \cos \theta] \tan \varphi\}}{[W (\sin \Psi_p + a \cos \Psi_p) + V \cos \Psi_p - T \sin \theta]}$$

Donde:

H = Altura de cara del talud

Ψ_f = Inclinación del talud

Ψ_s = Inclinación de la corona

Ψ_p = Inclinación del plano de falla

b = Distancia de la grieta

a = Aceleración sísmica

T = Tensión de pernos o anclajes

θ = Inclinación de los tensores con la normal a la falla

c = Cohesión

ϕ = Angulo de fricción

γ_r = Densidad de la roca

γ_w = Densidad del agua

ZW = Altura de agua en la grieta

Z = Profundidad de la grieta

U = Fuerza de subpresión del agua

V = Fuerza de empuje del agua

W = Peso del bloque

A = Área de la superficie de falla.

En las ecuaciones anteriores también se incorporan las fuerzas del agua y las fuerzas de estabilización por medio de pernos o anclajes. Es importante definir con anterioridad al análisis, la localización de la grieta de tensión, aunque en algunos casos los movimientos no se han iniciado y la grieta de tensión se puede obtener utilizando la expresión siguiente (Hoek y Bray, 1981):

$$(B / H)^2 = (\cot \psi_f \cot \psi_f) - \cot \psi_f$$

La expresión presentada para el Factor de Seguridad puede ser simplificada para algunos casos, por ejemplo:

1. No hay fuerzas externas (a y $T=0$):

$$FS = \frac{cA + [W \cos \Psi_p - U - V \sin \Psi_p] \tan \phi}{[W \sin \Psi_p + V \cos \Psi_p]}$$

2. No hay fuerzas externas ni presión de agua:

$$FS = \frac{\{cA + W \cos \Psi \tan \varphi\}}{W \sin \Psi_p}$$

3. No hay fuerzas externas ni presión de agua, ni cohesión:

$$FS = \frac{\tan \varphi}{\tan \Psi_p}$$

5.9.2 Analisis de la estabilidad en taludes rocosos considerando rotura planar

Aplicando el criterio de falla de Mohr-Coulomb, conjuntamente con las ecuaciones de equilibrio estático, se ha desarrollado una expresión analítica al minimizar el factor de seguridad (FS), en el cual se determina la inclinación más crítica de la superficie potencial de deslizamiento para el caso particular de rotura planar en taludes rocosos.

A la vez se analiza la estabilidad del talud considerando la fuerza sísmica y el efecto de la presión intersticial actuando sobre el plano de discontinuidad.

Al utilizar esta técnica es posible distinguir tres aspectos fundamentales en el diseño de taludes en macizos rocosos:

1.- Permite diseñar excavaciones estables para un factor de seguridad previamente conocido.

2.- Aplicando una simple expresión matemática, se determina el plano potencial de falla más crítico, y por ende el mínimo factor de seguridad correspondiente a la mencionada superficie de discontinuidad.

3.- En el caso particular que el talud rocosos sea inestable o con un coeficiente de seguridad de baja confianza, se obtiene la fuerza de anclaje por unidad de longitud del talud, tanto para el caso activo como pasivo, con la finalidad de elevar el mínimo factor de seguridad previamente determinado, a un nuevo coeficiente que garantice la estabilidad del macizo rocoso, tal como se podrá apreciar en detalle en el presente capítulo a través de las ecuaciones desarrolladas.

Como se sabe el mecanismo de falla relacionado con la estabilidad de taludes en macizos rocosos está controlado por estructuras geológicas tales como diaclasas, foliación, estratificación, así como otras discontinuidades que conjuntamente con las anteriores son las causantes de que existan deslizamientos al llevarse a cabo excavaciones en obras civiles y mineras, tanto en construcción de presas y obras viales como en las explotaciones a cielo abierto y subterráneas, con el resultado lamentable en muchas circunstancias de la pérdida de vidas humanas, además del costo horario adicional que representan las interrupciones y demoras, conjuntamente las inversiones cuantiosas que deben realizar las empresas y organismos competentes encargados de la remoción de bloques y fragmentos de roca y de la ulterior estabilización del macizo rocoso en caso que se requiera.

Lógicamente lo dicho anteriormente indica que el ingeniero geotécnico juega un papel preponderante en la toma de decisiones con la finalidad de poder garantizar la seguridad de las excavaciones en macizos rocosos.

En estas condiciones, es de fundamental interés conocer los modos de rotura que ocurren en la roca cuyo movimiento esta controlado por discontinuidades geológicas, las cuales pueden dividirse en tres tipos:

a) Deslizamiento planar, ver figura 5.5

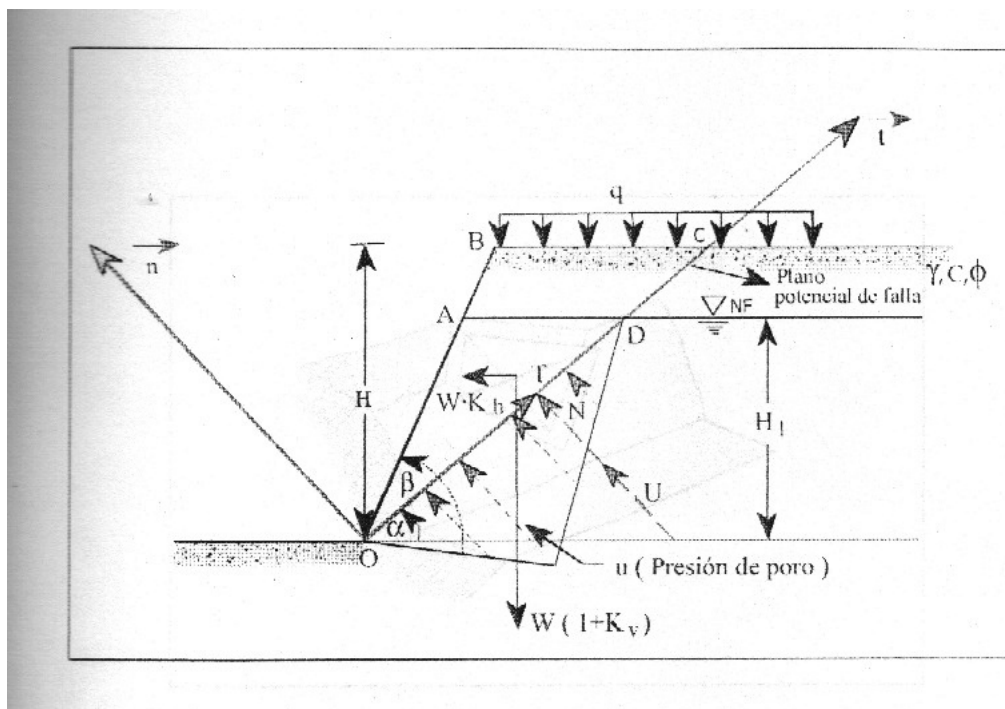


Figura 5.5 Geometría del talud mostrando las fuerzas y el plano potencial de deslizamiento. (Tomado de Ucar, 2002).

b) Rotura por cuña ocasionada a través de dos planos de discontinuidad dispuestos oblicuamente al plano del talud, en el cual el desplazamiento esta gobernado por la inclinación y dirección de la recta de intersección de los planos.

c) Vuelco: este tipo de rotura se caracteriza por una rotación de la columna o bloque de roca sobre su base, bajo el efecto de la acción de la gravedad y de las fuerzas desarrolladas por las rocas adyacentes o en ciertos casos debido al empuje del agua al penetrar en las discontinuidades.

En el caso particular de rotura planar, el bloque de roca se desliza sobre una superficie de fractura. Es la más simple de las formas de rotura, y se produce cuando existe una discontinuidad dominante en la roca, buzando en sentido desfavorable.

Las condiciones geométricas para la ocurrencia de la falla son las siguientes según Hoek y Bray:

$$1) \Phi < \alpha < \beta$$

Donde:

α = ángulo que forma el plano de falla con la horizontal (buzamiento de la discontinuidad)

β = Inclinación de la cara del talud con respecto a la horizontal

Φ = ángulo de fricción interna del macizo rocoso en la superficie de deslizamiento.

2) El plano de falla debe tener un rumbo aproximadamente paralelo (+/- 20°) con relación al plano del talud.

Es importante indicar que el termino falla es aplicado para este caso en particular en el sentido ingenieril, en lo referente a movimientos o corrimientos del macizo rocoso, y no a fallas geológicas.

5.9.2.1 Desarrollo analítico

A continuación se describe el procedimiento para determinar la superficie crítica de deslizamiento y el mínimo coeficiente de seguridad al tomar en cuenta el peso de la cuña W_T , las fuerzas sísmicas F_h y F_v , conjuntamente con la resultante U de las presiones intersticiales que actúan sobre la superficie potencial de rotura, la sobrecarga q y los parámetros C y Φ que gobiernan la resistencia al corte en el plano de discontinuidad.

Dichas fuerzas puede expresarse como sigue:

$$\text{Fuerza sísmica Horizontal} = F_h = m \cdot a_h = \frac{W_T}{g} a_h = W_T \cdot k_h$$

$$\text{Fuerza sísmica Vertical} = W_T \cdot k_v$$

$$\text{Adicionalmente } k_h = \frac{a_h}{g} \quad \text{y} \quad k_v = \frac{1}{2} k_h \text{ a } \frac{3}{4} k_h$$

$$U = \frac{H_L^2}{2} \gamma_w (\cot \alpha - \cot \beta) \sec \alpha$$

U = Fuerza total debida al agua actuando sobre el plano de discontinuidad.

$$\Psi_1 = \frac{H_L^2}{2} \gamma_w$$

Ψ_1 = Fuerza de empuje del agua

$$W_T = \frac{\{\text{sen}(\alpha - \beta)\}}{\text{sen } \alpha \cdot \text{sen } \beta} \cdot \Psi$$

Siendo:

$$\Psi = \gamma_{sat} \cdot H_1^2 + \underline{1} \cdot (H^2 - H_1^2) \gamma + q \cdot H, \text{ kN/m}$$

Al aplicar la condición de equilibrio, se obtiene:

$$\sum F_{\pi} \Rightarrow 0 \quad N + U - R \cdot \cos(\alpha + \varepsilon) = 0$$

$$\sum F_{\pi} \Rightarrow 0 \quad T - R \cdot \text{sen}(\alpha + \varepsilon) = 0$$

A través de la figura 5.9.2 la inclinación (ε) que forma la resultante \textcircled{R} con la vertical se determina mediante la fórmula:

$$\tan(\varepsilon) = \frac{k_h}{(1 + k_v)}$$

A la vez, la expresión que define el coeficiente de seguridad al aplicar el criterio de rotura Mohr-Coulomb es:

$$FS = \frac{\frac{C \cdot H}{\text{sen } \alpha} + \{R \cos(\alpha + \varepsilon) - U\} \tan \Phi}{R \text{sen}(\alpha + \varepsilon)}$$

Siendo R la resultante de las fuerzas actuantes

$$R^2 = W_T \{k_h^2 (1 + k_v)^2\}$$

$$k = \{k_h^2 + (1 + k_v)^2\}^{1/2}$$

C, es la cohesión, o la resistencia al corte cuando la tensión normal es nula, medida en el plano de discontinuidad.

Reemplazando R y U/R en la ecuación de factor de seguridad (FS) se obtiene:

$$FS = \frac{\frac{C.H \operatorname{sen} \beta}{\operatorname{sen}(\beta - \alpha) \cdot \Psi \cdot k} + \left\{ \cos(\alpha + \varepsilon) - \sec \alpha \cdot \frac{\Psi_1}{k \cdot \Psi} \right\} \tan \Phi}{\operatorname{sen}(\alpha + \varepsilon)}$$

Llamando:

$$k_1 = \frac{\Psi_1}{k \cdot \Psi} \quad y \quad k_2 = \frac{C.H \cdot \operatorname{sen} \beta}{k \cdot \Psi}$$

La ecuación anterior se transforma:

$$FS = \frac{\frac{k_2}{\operatorname{sen}(\beta - \alpha) \cdot \Psi \cdot k} + \left\{ \cos(\alpha + \varepsilon) - k_1 \cdot \sec \alpha \right\} \tan \Phi}{\operatorname{sen}(\alpha + \varepsilon)}$$

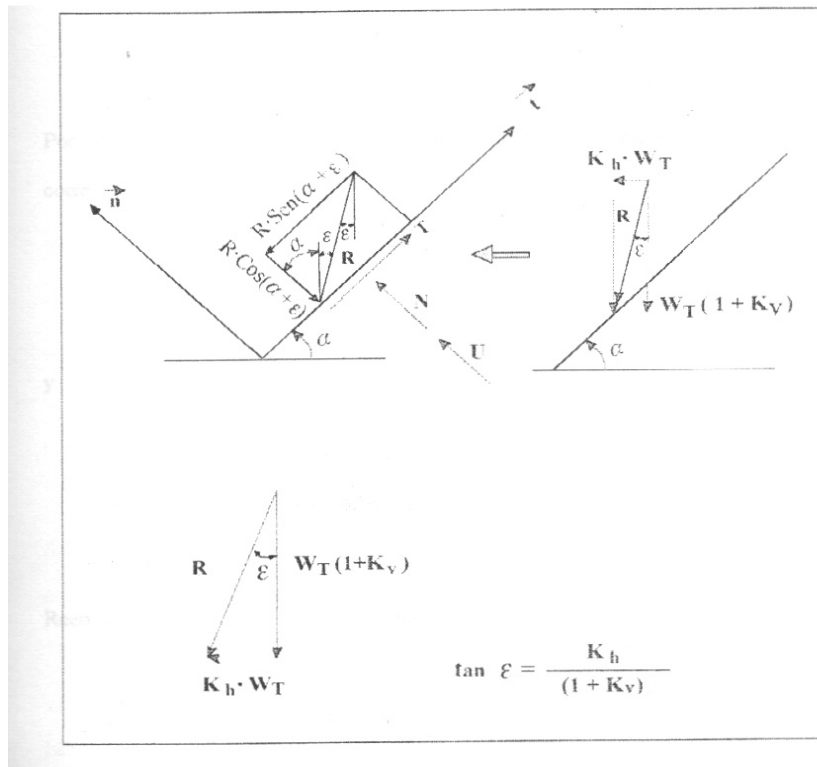


Figura 5.6 Fuerzas sísmicas actuando sobre la superficie potencial (Tomado de Ucar, 2002)

En este punto es importante resaltar que al analizar la estabilidad de taludes en macizos rocosos, es fundamental caracterizar la roca en función de los factores geológicos y los procedimientos de campo conjuntamente con los ensayos de laboratorio, tales como las pruebas de corte directo a lo largo de las discontinuidades.

Adicionalmente es primordial entender los criterios de resistencia al corte bajo el entorno de esfuerzos establecidos, definiendo a la vez los mecanismos de rotura para la utilización de los métodos de análisis correspondientes.

Este análisis detallado permitirá conocer:

- La resistencia al corte de las discontinuidades planas lisas.

- b) La resistencia al corte de las discontinuidades rugosas.
- c) La resistencia al corte de las discontinuidades rellenas de suelo.

En la práctica, lo importante es determinar la resistencia al cizallamiento del macizo rocoso, tomando en cuenta que la rotura se producirá en un gran porcentaje a través de estructuras geológicas o planos de debilidad, y en otra parte menor por los “puentes de roca” que producirán cohesión.

La determinación de esta cohesión dependerá del número de familia que presentan planos de fracturas y su continuidad, la cual es fundamental y difícil de determinar.

Muchas veces juega un papel preponderante el criterio y la expectativa, y la ayuda en muchos casos de un análisis regresivo o retrospectivo en taludes fallados.

Por otro lado, existen también procedimientos que permiten cuantificar en una forma aproximada su resistencia sin efectuar ensayos de corte en el macizo rocoso, válidos para cálculos de estabilidad de taludes, considerándolos globalmente en toda su extensión, permitiendo así calcular los parámetros que gobiernan la resistencia al corte.

Estos métodos son empíricos y su forma de aplicación para caracterizar la roca en el campo es sencilla a través de los índices de calidad de la roca basados en la clasificación geomecánica.

5.11 Definición de Términos Básicos

En los siguientes tópicos se conceptualizan algunos términos importantes para el correcto manejo de la clasificación geomecánica

5.11.1 Angulo de fricción interna

Define el ángulo máximo que resiste la discontinuidad (diaclasa) antes de producirse el desplazamiento en la dirección de la inclinación.

5.11.2 Cohesión

Es el término de la ecuación de Coulomb, que define la naturaleza de una fuerza de cohesión intergranular, es decir, la fuerza con la que están unidos los granos de la roca.

5.11.3 Concreto Proyectado

Concreto rociado mediante aire comprimido a las superficies rocosas de una excavación, bien sea a cielo abierto o subterránea.

5.11.4 Macizo Rocoso

La roca in-situ compuesta de sustancia rocosa y de las discontinuidades estructurales

5.11.5 Presa

Barrera artificial que se construye en algunos ríos para embalsarlos y retener su caudal, y en el caso que éste sea muy poderoso, aprovechar la energía hidráulica para generar energía eléctrica.

5.11.6 Roca Fresca (RF)

Masa sólida o fragmentos cuyos componentes minerales no han sido meteorizados o alterados afectadas a veces por discontinuidades estructurales como fallas y diaclasas. Estos materiales son aptos como enrocado de presas y para la fabricación de agregados del concreto y filtros.

5.11.7 Roca Meteorizada (RM)

Se refiere a rocas parcialmente alteradas por la meteorización pero substancialmente duras que han experimentado cambios en sus componentes mineralógicos. Se adicionarán los calificativos de: levemente o moderadamente meteorizado, para indicar el grado de afectación de los minerales. De dureza relativa, cuyos minerales no están meteorizados y/o alterados totalmente. Se complementará su descripción mediante los calificativos de: deleznable o friable para indicar su estado de competencia o debilidad. Los planos de discontinuidades suelen estar abiertas y oxidadas.

5.11.8 Roca Descompuesta (RD)

Son aquellas rocas cuyos minerales están totalmente alterados, son blandos, de carácter arenoso, arcilloso, limoso o combinaciones de los mismos y los cuales aún conservan la estructura de la roca de la cual se derivan.

CAPITULO VI**ASPECTOS GEOTÉCNICOS DE LOS TALUDES DEL POZO****DISIPADOR**

La descripción y caracterización de los macizos rocosos en afloramientos es una labor necesaria en todos los estudios de ingeniería geológica cuyo objetivo sea el conocimiento de las propiedades y características geotécnicas de los materiales rocosos.

El desarrollo de los trabajos de campo en afloramientos permite obtener información necesaria para evaluar el comportamiento geotécnico de los macizos rocosos, planificar las fases de investigación más avanzadas e interpretar los resultados que se obtengan de las mismas. Debido a la gran variedad de condiciones y propiedades, la caracterización de los macizos rocosos puede ser una tarea compleja, sobre todo si se presentan conjuntamente materiales rocosos y suelos, zonas fracturadas, tectonizadas y/o meteorizadas. En la descripción se debe incluir todos los aspectos y parámetros que puedan ser observados, deducidos y medidos en afloramientos.

La caracterización de campo del macizo rocoso es un ejercicio progresivo que comienza con una descripción general de las condiciones del terreno, y con la identificación y clasificación de los materiales que forman los macizos.

Este estudio geotécnico se ejecutó en el área denominada pozo disipador de energía del aliviadero del Proyecto Tocomá, el cual comprende un estudio de cuatro taludes, siendo el talud sur el de mayor importancia debido a la configuración de las diaclasas y todo el potencial hidráulico al que va estar sometido. Ver Figura 6.4

Para la descripción de estos taludes se utilizó un sistema basado en la posición geográfica con respecto a la excavación del área, ya que está alineada casi perfectamente con el sentido del drenaje del Río Caroní. Los taludes tendrán la siguiente nomenclatura:

- Talud Sur: entre el talud Este, el talud Oeste y de frente al talud Norte
- Talud Este: entre el talud Sur y el talud Norte y de frente al talud Oeste
- Talud Oeste: entre el talud Sur y el talud Norte y de frente al talud Este

En los siguientes párrafos se describen las condiciones de los taludes por separado como se presenta a continuación: morfología, litología presente y las condiciones de las discontinuidades.

6.1 Descripción de los taludes

6.1.1 Talud Sur ubicado entre el talud este, el talud oeste y de frente al talud norte.

Este talud se ubica más cercano a la estructura del aliviadero, presentando una orientación N 72° W con una pendiente 0,75H:1V, lo que es equivalente a 54° en sentido norte. Tiene una longitud aproximada de 130 metros con una altura constante de 12, ya que es producto de las excavaciones. (Figura 6.1)

6.1.1.1 Morfología del talud:

La morfología de este talud es prácticamente planar, ya que fue generado por medio de voladuras, aunque los extremos del talud se muestran bastante fracturados y diaclasados. La meteorización es un factor que afecta puntualmente en este talud, solo en las diaclasas que buzan en sentido norte y en el extremo oeste donde este proceso afectó a las rocas, debido a la presencia de un antiguo canal del río.

6.1.1.2 Litología:

La litología que se expone en este talud, está básicamente compuesta por gneises graníticos frescos, meteorizados duros y algunas zonas descompuestas,

anfibolitas y algunas intrusiones ígneas. Los gneises son graníticos feldespáticos cuarzosos rosados y se ubican hacia la parte central del talud y meteorizados duros que cambian transicionalmente a ligeramente descompuestos hacia el extremo oeste. La anfibolita se presenta como una especie de capa verde en una laja de gran tamaño. Las intrusiones ígneas atraviesan verticalmente todo el talud y el espesor máximo es de unos 15 centímetros.

6.1.1.3 Discontinuidades:

En lo que respecta a la foliacion, se presenta como familia con un rumbo este-oeste y un buzamiento sub-vertical, siendo persistente en todo el talud, aunque en algunos tramos no se observa con gran claridad.

Las diaclasas, se presentan principalmente en tres familias: N33°E 41°N, N57°W 35°N E-W 84°S. Las dos primeras familias son bastantes repetitivas en el talud y tienen una alta persistencia. En lo que respecta a la apertura, hay diaclasas muy abiertas y otras completamente cerradas, y en su mayoría se encuentran rellenas del mismo material rocoso de la zona.

Las fallas son verdaderamente escasas, solo se observan con poco desplazamiento ubicadas en los extremos del talud.



Figura 6.1 Talud sur del pozo disipador del aliviadero

6.1.2 Talud Oeste ubicado entre el talud Sur, el talud Norte y de frente al talud Este

Este talud se ubica perpendicular a la estructura del aliviadero, presentando una orientación N 20° E con una pendiente 1H:10V, lo que es equivalente aproximadamente a 82° en sentido sur. Tiene una longitud aproximada de 90 metros con una altura máxima de 12. (Figura 6.2)

6.1.2.1 Morfología del talud:

La morfología de este talud es prácticamente planar, ya que fue generado por medio de voladuras, mostrando un alto contenido de diaclasas persistentes y pequeños bloques con poca separación entre si. La meteorización es un factor que se observa fácilmente y afecta a ciertas zonas del talud, sobre todo en las partes más bajas y cercanas al talud sur. La cresta es bastante irregular, ya que presenta grandes bloques, apreciándose tanto en el tope altamente meteorizados como en el perfil del talud excavado.

6.1.2.2 Litología:

La litología expuesta en este talud, es básicamente la misma que la existente en el talud sur, ya que esta compuesta por gneises granítico feldespáticos cuarzosos frescos, meteorizados duros y descompuestos, anfibolitas, pero no posee intrusiones ígneas. En general las rocas se presentan altamente fracturadas en bloques aproximados de 70 x 70 cm.

6.1.2.3 Discontinuidades:

Las diaclasas, se presentan principalmente en cuatro familias: E-W 71°N, N17°E 39°N, N48°W 41°N, N27°E 17°S. Las dos primeras son bastantes repetitivas en el talud y tienen una alta persistencia. En lo que respecta a la apertura, hay diaclasas muy abiertas

y otras completamente cerradas, y en su mayoría se encuentran rellenas del mismo material rocoso de la zona.

Las fallas presentes, aunque son escasas, se llegan a observar en aquellas zonas donde la roca se presenta triturada y descompuesta directamente asociada a alto grado de meteorización.



Figura 6.2 Talud oeste del pozo disipador del aliviadero

6.1.3 Talud Este ubicado entre el talud Sur, el talud Norte y de frente al talud Oeste

Este talud se ubica perpendicular a la estructura del aliviadero, presentando una orientación N 20° E con una pendiente 1H:10V, lo que es equivalente aproximadamente a 82° en sentido norte. Tiene una longitud aproximada de 90 metros con una altura máxima de 12. (Figura 6.3)

6.1.3.1 Morfología del talud:

La morfología de este talud es prácticamente planar, ya que fue generado por medio de voladuras, mostrando un alto contenido de diaclasas persistentes y pequeños bloques con poca separación entre si. La meteorización es un factor que se observa fácilmente y afecta a ciertas zonas del talud, sobre todo en las partes más bajas. La cresta es bastante regular, ya que ha sido nivelado por la maquinaria presente en la obra.

6.1.3.2 Litología:

La litología expuesta en este talud, es básicamente la misma que la existente en el talud sur y el talud oeste, ya que esta compuesta por gneises granítico feldespáticos cuarzosos frescos, meteorizados duros y descompuestos, anfibolitas, pero no posee intrusiones ígneas. En general las rocas se presentan altamente fracturadas en bloques aproximados de 70 x 70 cm.

6.1.3.3 Discontinuidades:

Principalmente se observan cuatro grupos de familias, las cuales son: N 50° W 61° N, N 41° W 40° S y N franco 47° W y N 46° E 65 N, siendo la primera familia la más persistente y frecuente del talud.

Las dos primeras familias son bastantes repetitivas en el talud y tienen una alta persistencia. En lo que respecta a la apertura, hay diaclasas muy abiertas y otras completamente cerradas, y en su mayoría se encuentran rellenas del mismo material rocoso de la zona.

No se observan fallas como en el talud sur, pero es notable el esfuerzo en la intersección con el talud sur donde las diaclasas o discontinuidades presentan un comportamiento curvilíneo claramente producto de la tensión sufrida.



Figura 6.3 Talud este del pozo disipador del aliviadero

6.2 Clasificación geomecánica de los taludes

Para la clasificación geomecánica es necesario obtener los promedios y de los datos obtenidos la predominancia. El mas importante es el RQD, el cual se obtiene de las perforaciones realizadas en la obra. (Figura 6.4)

Se utilizan los valores mínimos y máximos dentro de las cotas relativas de los taludes a calcular. En las siguientes tablas se muestran para cada talud el valor promedio de RQD.

Tabla 6.1 RQD para talud sur pozo disipador

Talud	Perforación (PT)	Máximo	Mínimo	Promedio
<i>Sur pozo disipador</i>	541	100	90	95
	543	100	50	75
	542	100	90	95
	540	100	70	85
PROMEDIO RQD				88

Tabla 6.2 RQD para talud oeste pozo disipador

Talud	Perforación (PT)	Máximo	Mínimo	Promedio
<i>Oeste pozo disipador</i>	106	60	20	40
PROMEDIO RQD				40

Tabla 6.3 RQD para talud este pozo disipador

Talud	Perforación (PT)	Máximo	Mínimo	Promedio
<i>Este pozo disipador</i>	50	90	60	75
PROMEDIO RQD				75

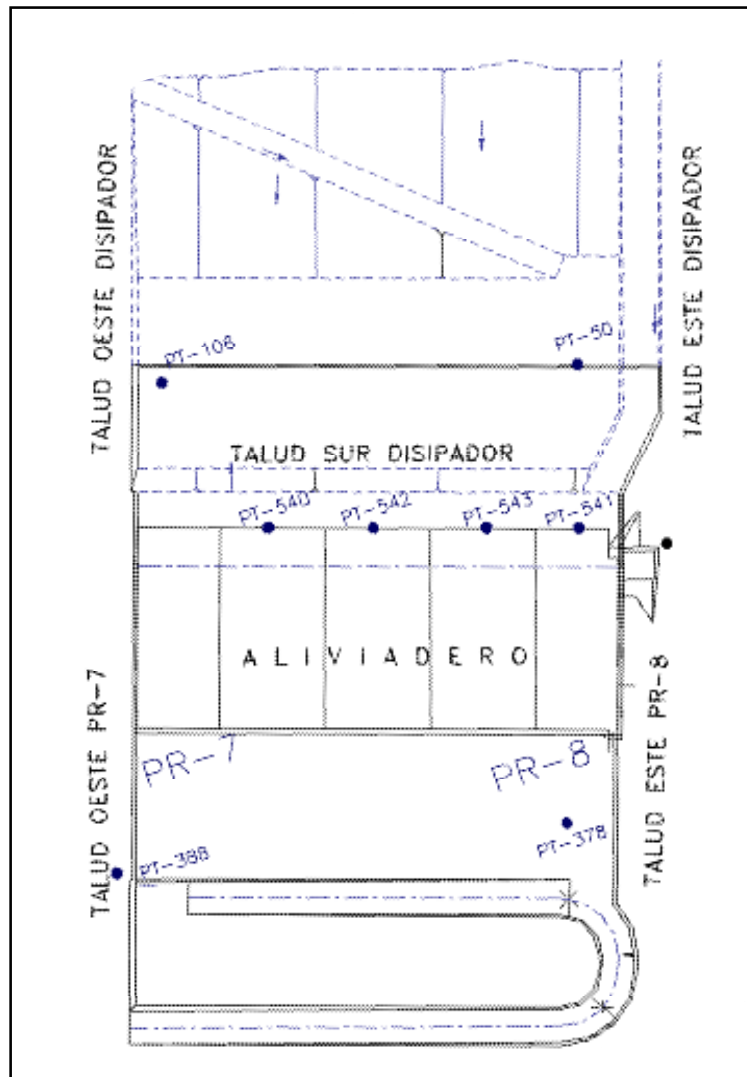


Figura 6.4 Ubicación relativa de las perforaciones con respecto a cada talud.

La clasificación geomecánica para cada talud se presenta en las siguientes tablas. Además de cada promedio para los parámetros (familias, persistencia, abertura, meteorización, agua, etc.).

Tabla 6.4 clasificación geomecánica del Talud Sur pozo disipador

Familia	Abertura (mm).	Persistencia (m)	Rugosidad	Relleno	Meteor.	Flujo	RQD (%)	Resist. (MPa)	Esp. (m)	RMR (%)
N33°E - 41°NW	1	6.14	A	No	Lig.	Seca	88	>250	6.125	86
N57°W - 35°NE	2.75	12.83	W	No	Lig.	Seca	"	"	2.5	86
E-W - 84°S	1	6	Lig.A	No	Lig.	Seca	"	"	17	83
PROMEDIO										85
	RMR	f1	f2	f3	f4	SMR				
N33°E - 41°NW	86	0.15	0.85	-60	10	88				
N57°W - 35°NE	86	0.85	0.85	-60	10	53				
E-W - 84°S	83	0.15	1	-25	10	89				
PROMEDIO						77				

Tabla 6.5 clasificación geomecánica del Talud Oeste pozo disipador

Familia	Abertura (mm).	Persistencia (m)	Rugosidad	Relleno	Meteor.	Flujo	RQD (%)	Resist. (MPa)	Esp. (m)	RMR
										(%)
E-W – 71°N	2	8.1	A	no	No	seca	40	100-250	5.25	75
N17°E – 39°NW	1.5	7	A	No	Mod.	Seca	“	“	2.014	72
N48°W – 41°NE	1.66	4.25	A	No	Lig.	Seca	“	“	1.93	69
N27°E – 17°SE	2.66	6.66	A	No	Lig	Seca	“	“	1.25	69
<i>PROMEDIO</i>										71
	<i>RMR</i>		<i>f1</i>	<i>f2</i>			<i>f3</i>		<i>f4</i>	<i>SMR</i>
E-W – 71°N	75		0.15	1			-60		10	76
N17°E – 39°NW	72		1	1			-25		10	57
N48°W – 41°NE	69		0.15	0.85			-60		10	71
N27°E – 17°SE	69		0.85	0.15			-60		10	71
<i>PROMEDIO</i>										69

Tabla 6.6 clasificación geomecánica del talud Este pozo disipador

Familia	Abertura (mm).	Persistencia (m)	Rugosidad	Relleno	Meteor.	Flujo	RQD (%)	Resist. (MPa)	Esp. (m)	RMR (%)
N50°W – 61°NE	2.6	7.36	A	No	Lig.	Seca	75	100-250	6.70	79
N41°W – 40°SW	2.71	4.77	A	No	Lig.	Seca	“	“	6.125	79
N franco – 47°W	4	2.5	W	Si-No.	No	Seca	“	“	10	81
N46°E – 65°NW	4	2.83	A	No	Lig.	Seca-semi-Flujo	“	“	0.78	74
PROMEDIO										
	RMR		f1		f2		f3		f4	SMR
N50°W – 61°NE	79		0.15		1		-60		10	80
N41°W – 40°SW	79		0.15		0.85		-60		10	81
N franco – 47°W	81		0.70		1		-60		10	49
N46°E – 65°NW	74		0.40		1		-60		10	60
PROMEDIO										
										68

CAPITULO VII

CÁLCULO DE ESTABILIDAD DE TALUDES

Para determinar el tipo de falla presente en el talud, se representaron las familias de diaclasas del Talud Sur del pozo disipador en la red estereográfica. Dicho talud esta caracterizado por una Familia 1 con una inclinación de N 33° E 41°N, Familia 2 N57°W 35°N y la familia 3 con orientación E-W 83°S, como se muestra en la fig 7.1.

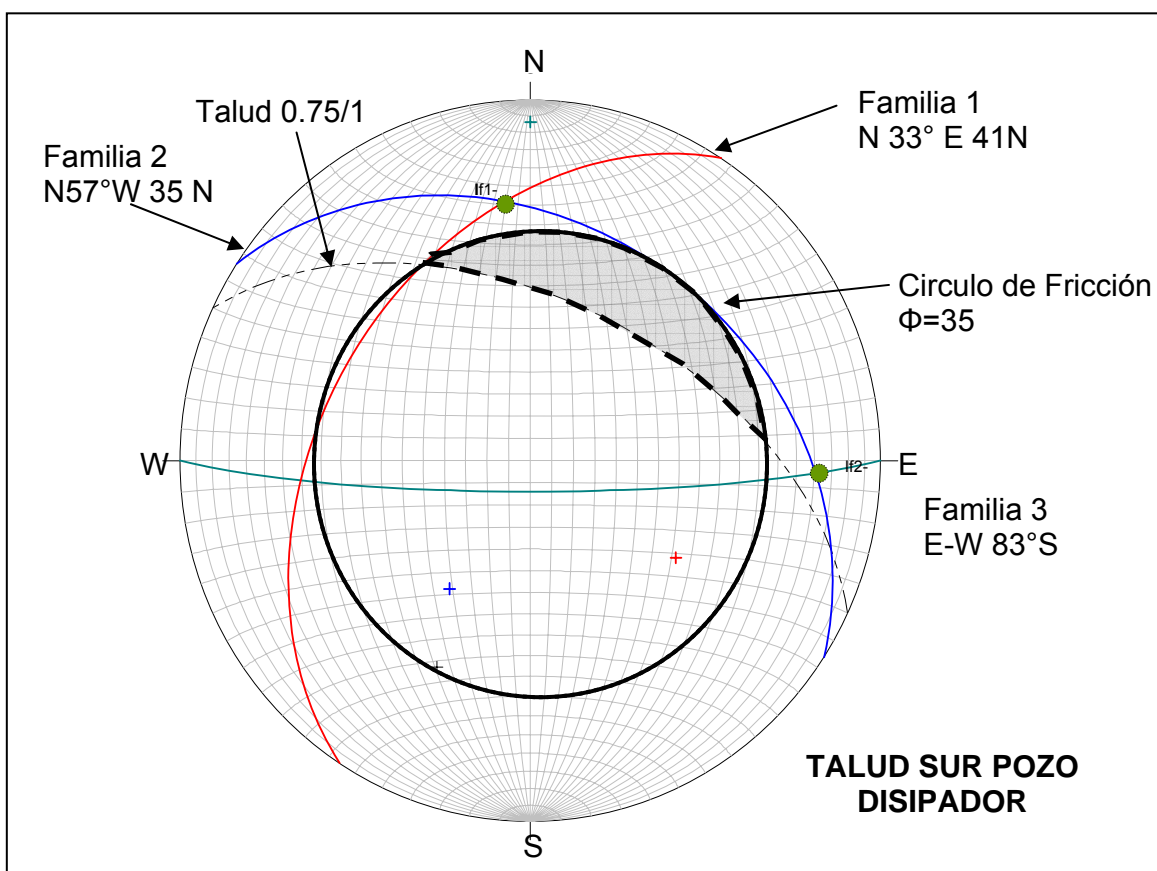


Figura 7.1 Proyección Estereográfica de las Familias de diaclasas del Talud Sur del pozo disipador

Al proyectar los planos de diaclasas, en conjunto con el talud 0,75/1 y el círculo de fricción de $\Phi=35$, se observa que las dos únicas intersecciones entre las familia 1 y 2 de diaclasa y la familia 2 y 3 respectivamente, se localiza fuera de la zona crítica del talud (área sombreada), por lo tanto estas fallas en cuña, se encuentran en situación estable, mientras que la diferencia del ángulo del talud y la familia de diaclasas 2 indican una potencial falla planar. Por lo tanto el cálculo de estabilidad estará enfocado en la falla planar encontrada

7.1 Cálculo de estabilidad de taludes utilizando el método del Ing. Roberto Ucar

Este método es muy cuidadoso al considerar aspectos geométricos de la morfología del talud, como el ángulo de las discontinuidades, el ángulo del talud, así como su altura, y también toma en cuenta la sismicidad que persiste en la zona de estudio.

7.1.1 Cálculo de estabilidad del talud sur del pozo disipador del aliviadero

Este talud es el de mayor importancia en el Proyecto Tocomá debido a las condiciones de energía al que va a ser expuesto, y porque su deterioro comprometería la estabilidad de las estructuras de concreto del Aliviadero. En las siguientes tablas se adjuntan los cálculos para la determinación del Factor de Seguridad. Ver tabla 7.1

Tabla 7.1 Cálculo de estabilidad para el Talud Sur del Pozo Disipador del Aliviadero

Método Ing. Roberto Ucar Navarro						
Buzamiento de la diaclasa α (°)	Buzamiento del talud β (°)	Angulo de fricción interno Φ (°)	Coficiente sísmico horizontal (Kh)	Coficiente sísmico vertical (Kv)	Densidad del agua γ_w (kN/m ³)	Factor de peso $\psi 1 = \gamma_w H_1^2 / 2$ (kN/m)
Talud sur del pozo disipador						
41	54	35	0,16020408	0,09432015	9,81	883,54935
35	54	35	0,16020408	0,09432015	9,81	1548,5054

Continuación de la Tabla 7.1

Método Ing. Roberto Ucar Navarro							
Nivel Freático H_1 (m)	Factor debido al agua $\psi = (q \cdot H + \gamma(H^2 + H_1^2)/2) + \gamma_{sat} \cdot H_1^2 / 2$ (kN/m)	Altura del Talud H (m)	Sobrecarga q (kN/m ²)	Peso unitario del agua γ_w (kN/m ³)	Peso unitario del macizo rocoso γ (kN/m ³)	Peso unitario sumergido γ_{sat} (kN/m ³)	$k = [k_h^2 + (1+k_v)^2]^{1/2}$
Talud sur del pozo disipador							
8,09	4968,181896	12	129	9,81	27	18,11	1,1059846
10,71	6079,150976	12	129	9,81	27	18,11	1,1059846

Continuación de la Tabla 7.1

Método Ing. Roberto Ucar Navarro							
Angulo de R $\tan(\epsilon) = k_h / (1+k_v)$	ϵ (°)	Peso de la cuña W_T (kN/m)	Aceleración Horizontal a_h (m/seg ²)	Fuerza sísmica horizontal F_h (kN/m)	Fuerza sísmica vertical F_v (kN/m)	Fuerza del agua que actúa sobre la cara del talud U (kN/m)	Resultantes de las fuerzas actuantes R (kN/m)
Talud sur del pozo disipador							
0,1464	8,3287	2105,64	1,57	337,33277	198,605	180,2784	2328,80991
0,1464	8,3287	4265,17	1,57	683,29694	402,291	481,8883	4717,20752

Continuación de la Tabla 7.1

Método Ing. Roberto Ucar Navarro			
Resistencia la corte C (kN/m ²)	k1 = $\psi 1 / (k \cdot \psi)$	k2 = $(C \cdot H / \psi \cdot k) \cdot$ Sen β (m)	Factor de seguridad FS
Talud sur del pozo disipador			
350	0,160799	0,61838702	4,03
350	0,230314	0,50537636	2,72

7.1.2 Cálculo de estabilidad del talud oeste del pozo disipador del aliviadero

Este talud es de menor importancia que el sur, pero podría incidir en dicho talud debido a las condiciones de refluo que se pueden presentar en el caso que se desprendiera algún bloque, además su tope servirá de fundación al Dique “G”, cuya estabilidad garantiza inicialmente la continuidad de los trabajos de construcción y posteriormente el máximo aprovechamiento de la energía por la casa de máquinas, por estas razones se realizan los cálculos de estabilidad. Ver tabla 7.2

Tabla 7.2 Cálculos de estabilidad para el Talud Oeste del Pozo Disipador del Aliviadero

Método Ing. Roberto Ucar Navarro						
Buzamiento de la diaclasa α (°)	Buzamiento del talud β (°)	Angulo de fricción interno Φ (°)	Coficiente sísmico horizontal (Kh)	Coficiente sísmico vertical (Kv)	Densidad del agua γ_w (kN/m ³)	Factor de peso $\psi 1 = \gamma_w H_1^2 / 2$ (kN/m)
Talud oeste del pozo disipador						
39	82	35	0,16020408	0,09432015	9,81	864
41	82	35	0,16020408	0,09432015	9,81	661,5

Continuación de la Tabla 7.2

Método Ing. Roberto Ucar Navarro							
Nivel Freático H_1 (m)	Factor debido al agua $\psi = (q.H + \gamma(H^2 + H_1^2)/2) + \gamma_{sat}.H_1^2/2$ (kN/m)	Altura del Talud H (m)	Sobrecarga q (kN/m ²)	Peso unitario del agua γ_w (kN/m ³)	Peso unitario del macizo rocoso γ (kN/m ³)	Peso unitario sumergido γ_{sat} (kN/m ³)	$k = [k_h^2 + (1+k_v)^2]^{1/2}$
Talud oeste del pozo disipador							
8	3387,52	12	0	9,81	27	18,11	1,1059846
7	3049,195	12	0	9,81	27	18,11	1,1059846

Continuación de la Tabla 7.2

Método Ing. Roberto Ucar Navarro							
Angulo de R $\tan(\epsilon) = k_h / (1+k_v)$	ϵ (°)	Peso de la cuña W_T (kN/m)	Aceleración Horizontal a_h (m/seg ²)	Fuerza sísmica horizontal F_h (kN/m)	Fuerza sísmica vertical F_v (kN/m)	Fuerza del agua que actúa sobre la cara del talud U (kN/m)	Resultantes de las fuerzas actuantes R (kN/m)
Talud oeste del pozo disipador							
0,1464	8,3287	3707,15	1,57	593,90119	349,659	442,0538	4100,05517
0,1464	8,3287	3079,16	1,57	493,29419	290,427	321,5899	3405,50487

Continuación de la Tabla 7.2

Método Ing. Roberto Ucar Navarro			
Resistencia la corte C (kN/m ²)	$k1 = \psi / (k.\psi)$	$k2 = (C.H / \psi.k) \cdot \text{Sen } \beta$ (m)	Factor de seguridad FS
Talud oeste del pozo disipador			
350	0,230612	1,11012304	2,58
350	0,196153	1,23329731	2,84

7.1.3 Cálculo de estabilidad del talud este del pozo disipador del aliviadero

Este talud, al igual que el anterior, no posee gran jerarquía pero podría causar daños sobre la cara del talud sur por el desprendimiento de bloques. Por la misma razón que la del talud oeste se realizan los cálculos de estabilidad. Ver tabla 7.3

Tabla 7.3 Cálculos de estabilidad para el Talud Este del Pozo Disipador del Aliviadero

Método Ing. Roberto Ucar Navarro						
Buzamiento de la diaclasa α (°)	Buzamiento del talud β (°)	Angulo de fricción interno Φ (°)	Coficiente sísmico horizontal (Kh)	Coficiente sísmico vertical (Kv)	Densidad del agua γ_w (kN/m ³)	Factor de peso $\psi_1 = \gamma_w H_1^2 / 2$ (kN/m)
Talud este del pozo disipador						
61	82	35	0,16020408	0,09432015	9,81	1093,5
65	82	35	0,16020408	0,09432015	9,81	1350

Continuación de la Tabla 7.2

Método Ing. Roberto Ucar Navarro							
Nivel Freatico H_1 (m)	Factor debido al agua $\psi = (q \cdot H + \gamma(H^2 + H_1^2)/2) + \gamma_{sat} \cdot H_1^2 / 2$ (kN/m)	Altura del Talud H (m)	Sobrecarga q (kN/m ²)	Peso unitario del agua γ_w (kN/m ³)	Peso unitario del macizo rocoso γ (kN/m ³)	Peso unitario sumergido γ_{sat} (kN/m ³)	$k = [k_h^2 + (1+k_v)^2]^{1/2}$
Talud este del pozo disipador							
9	3770,955	12	0	9,81	27	18,11	1,1059846
10	4199,5	12	0	9,81	27	18,11	1,1059846

Continuación de la Tabla 7.3

Método Ing. Roberto Ucar Navarro							
Angulo de R $\tan(\varepsilon)=k_h/(1+k_v)$	ε (°)	Peso de la cuña W_T (kN/m)	Aceleración Horizontal a_h (m/seg ²)	Fuerza sísmica horizontal F_h (kN/m)	Fuerza sísmica vertical F_v (kN/m)	Fuerza del agua que actúa sobre la cara del talud U (kN/m)	Resultantes de las fuerzas actuantes R (kN/m)
Talud este del pozo disipador							
0,1464	8,3287	1560,3	1,57	249,96664	147,168	339,0861	1725,66924
0,1464	8,3287	1368,06	1,57	219,16844	129,035	378,0921	1513,05084

Continuación de la Tabla 7.3

Método Ing. Roberto Ucar Navarro			
Resistencia la corte C (kN/m ²)	$k1 = \psi / (k \cdot \psi)$	$k2 = (C \cdot H / \psi \cdot k) \cdot \text{Sen } \beta$ (m)	Factor de seguridad FS
Talud este del pozo disipador			
350	0,262191	0,99724446	2,83
350	0,290661	0,89547899	2,90

7.2 Cálculo de estabilidad de taludes utilizando el método propuesto por el Prof. Jaime Suárez Díaz.

Este método es tan cuidadoso como el del Prof. Ucar, pero a diferencia del anterior se incluye en los cálculos del factor de seguridad la tensión de los anclajes (en el caso que sea necesario recurrir al uso de tensores), la morfología del talud y la aceleración sísmica.

7.2.1 Cálculo de estabilidad del talud sur del pozo disipador del aliviadero

Este talud es el de mayor importancia en el Proyecto Tocomá debido a las altas condiciones de energía hidráulica que va a ser expuesto. En las siguientes tablas se adjuntan los cálculos para la determinación del Factor de Seguridad y la tensión necesaria para obtener un talud estable para la envergadura de esta obra. Ver tabla 7.4

Tabla 7.4 Cálculos de estabilidad para el Talud Sur del Pozo Disipador del Aliviadero

Método Jaime Suárez Díaz							
Altura del Talud H (m)	Inclinación del talud Ψ_f (°)	Inclinación de la corona Ψ_a (°)	Angulo de fricción Φ (°)	Inclinación del plano de falla Ψ_p (°)	Distancia de la grieta b (m)	Aceleración sísmica a (m/seg ²)	Inclinación de los tensores a la normal a la falla Φ (°)
Talud sur del pozo disipador							
12	54	0	35	41	0	1,57	49
12	54	0	35	35	0	1,57	55

Continuación de la Tabla 7.4

Método Jaime Suárez Díaz							
Cohesión c (kN/m ²)	Densidad de la roca γ_r (kN/m ³)	Densidad del agua γ_w (kN/m ³)	Altura del agua en la grieta Z_w (m)	Profundidad de la grieta Z (m)	Fuerza de subpresión del agua U (kN/m)	Fuerza de empuje del agua V (kN/m)	Peso del bloque W (kN/m)
Talud sur del pozo disipador							
350	18,11	9,81	8,09	4,421114591	458,4056451	321,0229305	349,0298037
350	18,11	9,81	10,71	5,895233341	559,1215738	562,6236105	465,4057462

Continuación de la Tabla 7.4

Método Jaime Suárez Díaz			
Área de la superficie de falla A (m)	X	Factor de seguridad FS	Tensión de pernos o anclajes T (kN/m)
Talud sur del pozo disipador			
11,55213948	0,368426216	3,96	0
10,64333587	0,491269445	2,32	0

7.2.2 Cálculo de estabilidad del talud oeste del pozo disipador del aliviadero

La importancia de este talud no es mayor que la del talud sur, pero las condiciones de inestabilidad son evidentes y por lo tanto es necesario calcular el factor de seguridad en función de la tensión de los anclajes como se muestra en tabla 7.5

Tabla 7.5 Cálculos de estabilidad para el Talud Oeste del Pozo Disipador del Aliviadero

Metodo Jaime Suárez Díaz							
Altura del Talud H (m)	Inclinación del talud Ψ_f (°)	Inclinación de la corona Ψ_a (°)	Angulo de fricción Φ (°)	Inclinación del plano de falla Ψ_p (°)	Distancia de la grieta b (m)	Aceleración sísmica a (m/seg ²)	Inclinación de los tensores a la normal a la falla Φ (°)
Talud oeste del pozo disipador							
12	82	0	35	39	0	1,57	51
12	82	0	35	41	0	1,57	49

Continuación de la Tabla 7.5

Metodo Jaime Suárez Díaz							
Cohesión c (kN/m ²)	Densidad de la roca γ_r (kN/m ³)	Densidad del agua γ_w (kN/m ³)	Altura del agua en la grieta Z_w (m)	Profundidad de la grieta Z (m)	Fuerza de subpresión del agua U (kN/m)	Fuerza de empuje del agua V (kN/m)	Peso del bloque W (kN/m)
Talud oeste del pozo disipador							
350	18,11	9,81	8	10,63430731	85,15500501	313,92	162,3982839
350	18,11	9,81	7	10,5339566	76,72571838	240,345	160,8658114

Continuación de la Tabla 7.5

Metodo Jaime Suárez Díaz			
Área de la superficie de falla A (m)	X	Factor de seguridad FS	Tensión de pernos o anclajes T (kN/m)
Talud oeste del pozo disipador			
2,170107161	0,886192276	0,99	0
2,234621185	0,877829716	1,23	0

7.2.3 Cálculo de estabilidad del talud este del pozo disipador del aliviadero

Las condiciones geológicas de este talud son favorables con respecto al talud sur, debido a que el diaclasamiento es mucho menor que en el talud oeste, por lo tanto posee menos probabilidad de afectar al talud sur. Esta condición se aprecia en la tabla siguiente:

Tabla 7.6 Cálculos de estabilidad para el Talud Este del Pozo Disipador del Aliviadero

Metodo Jaime Suárez Díaz							
Altura del Talud H (m)	Inclinación del talud ψ_r (°)	Inclinación de la corona ψ_a (°)	Angulo de fricción Φ (°)	Inclinación del plano de falla ψ_p (°)	Distancia de la grieta b (m)	Aceleración sísmica a (m/seg ²)	Inclinación de los tensores a la normal a la falla Φ (°)
Talud este del pozo disipador							
12	82	0	35	61	0	1,57	29
12	82	0	35	65	0	1,57	25

Continuación de la Tabla 7.6

Metodo Jaime Suárez Díaz							
Cohesión c (kN/m ²)	Densidad de la roca y_r (kN/m ³)	Densidad del agua y_w (kN/m ³)	Altura del agua en la grieta Z_w (m)	Profundidad de la grieta Z (m)	Fuerza de subpresión del agua U (kN/m)	Fuerza de empuje del agua V (kN/m)	Peso del bloque W (kN/m)
Talud este del pozo dissipador							
350	18,11	9,81	9	8,957491472	153,5656445	397,305	136,791349
350	18,11	9,81	10	8,383310488	195,7377208	490,5	128,0229353

Continuación de la Tabla 7.6

Metodo Jaime Suárez Díaz			
Área de la superficie de falla A (m)	X	Factor de seguridad FS	Tensión de pernos o anclajes T (kN/m)
Talud este del pozo dissipador			
3,478664503	0,746457623	1,88	0
3,990575347	0,698609207	2,10	0

7.3 Cálculo de estabilidad de taludes utilizado por la Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador

Este método se utiliza básicamente para la estabilización de taludes en explotaciones de minas a cielo abierto, aunque no incluye factores tan importantes como lo son la aceleración sísmica y la tensión de los anclajes.

7.3.1 Cálculo de estabilidad del talud sur del pozo dissipador del aliviadero

Con motivo a la exposición del alto potencial hidráulico al que va a estar sometido este talud se hace necesario realizar los cálculos de estabilidad como son mostrados en la tabla 7.7

Tabla 7.7 Cálculos de estabilidad para el Talud Sur del Pozo Disipador del Aliviadero

Método Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador						
Altura del Talud H (m)	Profundidad de la grieta Z (m)	Altura del agua en la grieta Z_w (m)	Área de la superficie de falla A (m)	Inclinación del plano de falla ψ_p (°)	Inclinación del talud ψ_t (°)	Resultante de las presiones intersticiales U (kN/m)
Talud sur del pozo disipador						
12	0	8,09	5,959829569	41	54	236,4946791
12	0	10,71	2,249046366	35	54	118,1481407

Continuación de la Tabla 7.7

Método Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador						
Resultante de las presiones intersticiales que actual en el plano de falla V (kN/m)	Cohesión c' (kN/m ²)	Angulo de fricción interno Φ (°)	Peso unitario del macizo rocoso γ (kN/m ³)	Densidad del agua γ_w (kN/m ³)	Peso del bloque W (kN/m)	Factor de seguridad FS
Talud sur del pozo disipador						
321,0229305	350	35	18,11	9,81	552,6350404	3,41
562,6236105	350	35	18,11	9,81	914,8374158	1,02

7.3.2 Cálculo de estabilidad del talud oeste del pozo disipador del aliviadero

Los índices de inestabilidad en este talud son evidentes; Su alto contenido de diaclasas y el pequeño tamaño de los bloques lo tornan altamente peligroso para la estabilidad del talud sur. La tabla 7.8 muestra los cálculos y evidencian dicha inestabilidad.

Tabla 7.8 Cálculos de estabilidad para el Talud Oeste del Pozo Disipador del Aliviadero

Método Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador						
Altura del Talud H (m)	Profundidad de la grieta Z (m)	Altura del agua en la grieta Z_w (m)	Área de la superficie de falla A (m)	Inclinación del plano de falla ψ_p (°)	Inclinación del talud ψ_t (°)	Resultante de las presiones intersticiales U (kN/m)
Talud oeste del pozo disipador						
12	0	8	6,356062916	39	82	249,4119088
12	0	7	7,621265434	41	82	261,6761487

Continuación de la Tabla 7.8

Método Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador						
Resultante de las presiones intersticiales que actual en el plano de falla V (kN/m)	Cohesión c' (kN/m ²)	Angulo de fricción interno Φ (°)	Peso unitario del macizo rocoso γ (kN/m ³)	Densidad del agua γ_w (kN/m ³)	Peso del bloque W (kN/m)	Factor de seguridad FS
Talud oeste del pozo disipador						
313,92	350	35	18,11	9,81	1426,953095	2,35
240,345	350	35	18,11	9,81	1316,734368	2,94

7.3.3 Cálculo de estabilidad del talud este del pozo disipador del aliviadero

La importancia de los cálculos de estabilidad para este talud es alta debido a que es influyente sobre el talud sur por su bajo factor de seguridad ofrecido por este método como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 7.9 Cálculos de estabilidad para el Talud Este del Pozo Disipador del Aliviadero

Método Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador						
Altura del Talud H (m)	Profundidad de la grieta Z (m)	Altura del agua en la grieta Z_w (m)	Área de la superficie de falla A (m)	Inclinación del plano de falla ψ_p (°)	Inclinación del talud ψ_t (°)	Resultante de las presiones intersticiales U (kN/m)
Talud este del pozo disipador						
12	0	9	3,430062204	61	82	151,420096
12	0	10	2,206755838	65	82	108,2413739

Continuación de la Tabla 7.9

Método Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador						
Resultante de las presiones intersticiales que actual en el plano de falla V (kN/m)	Cohesión c' (kN/m ²)	Angulo de fricción interno Φ (°)	Peso unitario del macizo rocoso γ (kN/m ³)	Densidad del agua γ_w (kN/m ³)	Peso del bloque W (kN/m)	Factor de seguridad FS
Talud este del pozo disipador						
397,305	350	35	18,11	9,81	539,5206532	1,56
490,5	350	35	18,11	9,81	424,7738764	0,86

CAPITULO VIII

ANÁLISIS DE RESULTADOS

8.1 Caracterización geológica por medio de perforaciones

Las perforaciones con recuperación de núcleo en todo tipo de obra o estudio geotécnico son de gran importancia por proveer información clara y concisa directamente del subsuelo tales como espesor de capas, porcentaje de recuperación (R.Q.D.), tipo de material, ángulo de las diaclasas (aunque no su orientación) y la calidad del suelo (SPT) o la roca. Para el caso del Proyecto Tocomá es de muy alta importancia obtener la información suficientemente necesaria para el diseño de las macroestructuras.

Estas perforaciones también suministran una importante información geológica que es vital para la caracterización de la zona de estudio, y con ello realizar un mapa geológico. En las tablas que se presentan a continuación se muestra la información ofrecida por los núcleos recuperados de las perforaciones en algunas zonas importantes del proyecto, que para la finalidad de este trabajo son de gran valor geológico y geotécnico.

Tabla 8.1 Resumen de las perforaciones realizadas en la zona de fundación del aliviadero

PERFORACION	MATERIAL	TIPO	ESPESOR (m)	RQD (%)	CALIDAD
PT-36	SUELO	GRANULAR	4,2	N/A	N/A
	METAMORFICA	GNEIS	45,79	90	EXCELENTE
PT-49	SUELO	GRANULAR	3	N/A	N/A
	METAMORFICA	GNEIS	41,94	95	EXCELENTE
PT-136	SUELO	GRANULAR	1,52	N/A	N/A
	METAMORFICA	GNEIS	13,74	95	EXCELENTE
PT-138	SUELO	GRANULAR	8,2	N/A	N/A
	METAMORFICA	GNEIS	13,66	95	EXCELENTE
PT-152	SUELO	GRANULAR	4,2	N/A	N/A
	METAMORFICA	GNEIS	23,8	90	EXCELENTE
PT-153	N/A	N/A	0	N/A	N/A
	METAMORFICA	GNEIS	35,14	85	BUENA
PT-156	SUELO	GRANULAR	1	N/A	N/A
	METAMORFICA	GNEIS	27	90	EXCELENTE
PT-196	SUELO	GRANULAR	1,07	N/A	N/A
	METAMORFICA	GNEIS	22,45	90	EXCELENTE
PT-211	N/A	N/A	0	N/A	N/A
	METAMORFICA	GNEIS	16,94	90	EXCELENTE
PT-221	SUELO	GRANULAR	1,09	N/A	N/A
	METAMORFICA	ANFIBOLITA	19,3	85	BUENA
PT-240	SUELO	GRANULAR	2,95	N/A	N/A
	METAMORFICA	GNEIS	27,72	100	EXCELENTE
PT-292	N/A	N/A	0	N/A	N/A
	METAMORFICA	GNEIS	27,53	100	EXCELENTE
PT-301	SUELO	GRANULAR	1,64	N/A	N/A
	METAMORFICA	GNEIS	13,3	90	EXCELENTE
PT-321	SUELO	GRANULAR	3,28	N/A	N/A
	METAMORFICA	GNEIS	5,88	90	EXCELENTE
PT-367	SUELO	GRANULAR	0,32	N/A	N/A
	METAMORFICA	GNEIS	21,7	90	EXCELENTE
PT-371	SUELO	GRANULAR	1,35	N/A	N/A
	METAMORFICA	GNEIS	17,53	80	BUENA
PT-375	SUELO	GRANULAR	0,4	N/A	N/A
	METAMORFICA	GNEIS	19,69	70	REGULAR

PT-378	N/A	N/A	0	N/A	N/A
	METAMORFICA	GNEIS	21,57	85	BUENA
PT-380	SUELO	GRANULAR	0,24	N/A	N/A
	METAMORFICA	GNEIS	21,46	80	BUENA
PT-382	SUELO	GRANULAR	0,57	N/A	N/A
	METAMORFICA	GNEIS	20,57	90	EXCELENTE
PT-384	N/A	N/A	0	N/A	N/A
	METAMORFICA	GNEIS	21,07	90	EXCELENTE
PT-385	N/A	N/A	0	N/A	N/A
	METAMORFICA	GNEIS	21,12	100	EXCELENTE
PT-386	SUELO	GRANULAR	3,98	N/A	N/A
	METAMORFICA	GNEIS	26,2	100	EXCELENTE
PT-387	N/A	N/A	0	N/A	N/A
	METAMORFICA	GNEIS	23,13	90	EXCELENTE
PT-388	SUELO	GRANULAR	1,4	N/A	N/A
	METAMORFICA	GNEIS	24,5	90	EXCELENTE
PT-389	SUELO	GRANULAR	1,2	N/A	N/A
	METAMORFICA	ANFIBOLITA	20,36	90	EXCELENTE
PT-392	SUELO	GRANULAR	0,5	N/A	N/A
	METAMORFICA	GNEIS	29,56	70	REGULAR
PT-395	SUELO	GRANULAR	1,15	N/A	N/A
	METAMORFICA	GNEIS	39,18	90	EXCELENTE
PT-504	N/A	N/A	0	N/A	N/A
	METAMORFICA	GNEIS	16,98	100	EXCELENTE
PT-511	N/A	N/A	0	N/A	N/A
	METAMORFICA	GNEIS	14,18	70	REGULAR
PT-517	SUELO	GRANULAR	5,5	N/A	N/A
	METAMORFICA	GNEIS	17,2	90	EXCELENTE
PT-528	SUELO	GRANULAR	3,89	N/A	N/A
	METAMORFICA	GNEIS	10,14	90	EXCELENTE
PT-530	SUELO	GRANULAR	0,64	N/A	N/A
	METAMORFICA	GNEIS	7,88	100	EXCELENTE
PT-531	SUELO	GRANULAR	1,2	N/A	N/A
	METAMORFICA	ANFIBOLITA	13,78	85	BUENA
PT-532	N/A	N/A	0	N/A	N/A
	METAMORFICA	GNEIS	10,24	90	EXCELENTE
PT-538	SUELO	RELLENO	11,54	N/A	N/A
	METAMORFICA	GNEIS	10,67	90	EXCELENTE
PT-539	SUELO	GRANULAR	2,15	N/A	N/A
	METAMORFICA	GNEIS	14,86	95	EXCELENTE
PT-540	SUELO	GRANULAR	0,45	N/A	N/A

	METAMORFICA	GNEIS	14,02	90	EXCELENTE
--	-------------	-------	-------	----	-----------

PT-541	N/A	N/A	0	N/A	N/A
	METAMORFICA	GNEIS	14,09	100	EXCELENTE
PT-542	N/A	GRANULAR	0	N/A	N/A
	METAMORFICA	GNEIS	14,1	100	EXCELENTE
PT-543	SUELO	RELLENO	0,5	N/A	N/A
	METAMORFICA	GNEIS	13,43	90	EXCELENTE
PT-544	SUELO	RELLENO	0,61	N/A	N/A
	METAMORFICA	GNEIS	9,81	100	EXCELENTE
PT-545	SUELO	RELLENO	0,86	N/A	N/A
	METAMORFICA	GNEIS	15,97	100	EXCELENTE
PT-549	SUELO	GRANULAR	0,45	N/A	N/A
	METAMORFICA	GNEIS	16,57	100	EXCELENTE
PT-550	N/A	N/A	0	N/A	N/A
	METAMORFICA	GNEIS	24,06	90	EXCELENTE
PT-551	N/A	N/A	0	N/A	N/A
	METAMORFICA	ANFIBOLITA	15,43	90	EXCELENTE
PT-552	SUELO	RELLENO	0,56	N/A	N/A
	METAMORFICA	GNEIS	14,35	90	EXCELENTE
PT-553	SUELO	RELLENO	0,56	N/A	N/A
	METAMORFICA	GNEIS	14,93	90	EXCELENTE

De la tabla 8.1 se puede comprobar la geología estudiada por muestras de mano y la bibliografía consultada. También se obtiene que el tipo de roca dominante es el gneis con un promedio de 20 metros de espesor con un porcentaje de R.Q.D. que varía entre los 70% y 100% obteniendo una calidad de roca de buena a excelente; y el suelo es netamente granular, es decir, arenas provenientes de los sedimentos procedentes de aguas arriba de la zona de estudio; este suelo tiene un espesor promedio de 2 metros (Todo el material de cobertura de la zona fue retirado, antes de las voladuras). En la Figura 8.1 se observa la perforación PT-549 y la manera como se almacenan los núcleos.



Figura 8.1 perforación PT-549 y forma de almacenamiento

Tabla 8.2 Resumen de las perforaciones realizadas en la zona del pozo disipador de energía del aliviadero

PERFORACION	MATERIAL	TIPO	ESPESOR (m)	RQD (%)	CALIDAD
PT-33	SUELO	GRANULAR	3,42	N/A	N/A
	METAMORFICA	GNEIS	35,72	80	BUENA
PT-50	SUELO	GRANULAR	0,99	N/A	N/A
	METAMORFICA	ANFIBOLITA	15,63	95	BUENA
PT-106	SUELO	GRANULAR	1,61	N/A	N/A
	METAMORFICA	GNEIS	16,25	95	BUENA

PT-154	SUELO	GRANULAR	1,1	N/A	N/A
	METAMORFICA	GNEIS	13,58	100	EXCELENTE
PT-182	SUELO	GRANULAR	5,58	N/A	N/A
	METAMORFICA	GNEIS	10,38	85	BUENA
PT-302	SUELO	GRANULAR	0,34	N/A	N/A
	METAMORFICA	GNEIS	11,93	100	EXCELENTE
PT-304	SUELO	GRANULAR	7,98	N/A	N/A
	METAMORFICA	GNEIS	11,84	100	EXCELENTE
PT-306	SUELO	GRANULAR	2,29	N/A	N/A
	METAMORFICA	GNEIS	22	85	BUENA

De las perforaciones realizadas en la zona del pozo disipador de energía del aliviadero se puede deducir que el tipo de roca dominante es el gneis con un espesor promedio perforado de 18 metros con alto porcentaje de R.Q.D. y calidad buena a excelente. En lo que respecta al suelo, se obtiene un espesor promedio de 3 metros con características idénticas al obtenido en las perforaciones de la zona de fundación del aliviadero.

Tabla 8.3 Resumen de las perforaciones realizadas en la zona de construcción del Dique G

PERFORACION	MATERIAL	TIPO	ESPELOR (m)	RQD (%)	CALIDAD
PT-135	SUELO	GRANULAR	2	N/A	N/A
	METAMORFICA	GNEIS	58,41	100	EXCELENTE
PT-155	SUELO	GRANULAR	5,5	N/A	N/A
	METAMORFICA	ANFIBOLITA	14,5	95	EXCELENTE
PT-180	SUELO	GRANULAR	4,17	N/A	N/A
	METAMORFICA	GNEIS	11,54	95	EXCELENTE
PT-181	N/A	N/A	0	N/A	N/A
	METAMORFICA	GNEIS	18,44	100	EXCELENTE
PT-185	N/A	N/A	0	N/A	N/A
	METAMORFICA	GNEIS	40,36	70	REGULAR
PT-303	SUELO	GRANULAR	6,2	N/A	N/A

	METAMORFICA	GNEIS	12,07	85	BUENA
PT-312	SUELO	GRANULAR	5,62	N/A	N/A
	METAMORFICA	GNEIS	7,79	100	EXCELENTE
PT-365	SUELO	GRANULAR	0,34	N/A	N/A
	METAMORFICA	GNEIS	7,64	85	BUENA
PT-366	SUELO	GRANULAR	2,5	N/A	N/A
	METAMORFICA	GNEIS	6,11	100	EXCELENTE
PT-546	SUELO	GRANULAR	0,5	N/A	N/A
	METAMORFICA	ANFIBOLITA	15,57	85	BUENA
PT-547	SUELO	GRANULAR	4,6	N/A	N/A
	METAMORFICA	GNEIS	15,25	100	EXCELENTE
PT-548	SUELO	RELLENO	0,6	N/A	N/A
	METAMORFICA	GNEIS	19,25	100	EXCELENTE

El dique G es una estructura de concreto ubicada entre el canal de descarga y el pozo disipador de energía con la finalidad de desviar el agua proveniente del aliviadero y separarla de la turbinada conducida por el canal de descarga para no generar mayores niveles de restitución en la zona de descarga de la casa de máquinas, y por ende lograr una mayor energía. Durante la fase final de construcción permite la operación de los ductos de fondo del aliviadero mientras se culmina la excavación del canal de descarga.

De la tabla 8.3 se obtiene que el tipo de roca fundamental es gneis con espesor promedio perforado de 21 metros, con porcentaje de R.Q.D. variable de 70% a 100% de buena calidad. En lo que respecta al suelo se calcula un promedio de espesor de 3,2 metros con características similares a las encontradas en el pozo disipador y el aliviadero. Es importante indicar que en esta zona, al igual que en los otros proyectos del bajo Caroní, la calidad de la roca tiende a mejorar con la profundidad.

8.2 Clasificación geomecánica de los taludes

Al momento de clasificar los taludes geomecánicamente es esencial obtener los promedios de los datos calculados. El R.Q.D. es necesario promediarlo. Se utilizan valores máximos y mínimos dentro de las cotas relativas de los taludes a calcular. En las tablas siguientes, se muestra para cada talud el valor de los promedios los cuales son utilizados en clasificación geomecánica.

Tabla 8.4 clasificación geomecánica del talud Sur pozo disipador

Familia	Abertura (mm)	Persistencia (m)	Rugosidad	Relleno	Meteor.	Flujo	RQD (%)	Resist. (MPa)	Esp. (m)	RMR (%)
N33°E – 41°NW	1	6.14	A	No	Lig.	Seca	88	>250	6,125	86
N57°W – 35°NE	2,75	12,83	W	No	Lig.	Seca	88	“	2,5	86
E-W – 84°S	1	6	Lig.A	No	Lig.	Seca	88	“	17	83
<i>PROMEDIO</i>										85
	<i>RMR</i>	<i>f1</i>	<i>f2</i>	<i>f3</i>	<i>f4</i>	<i>SMR</i>				
N33°E – 41°NW	86	<i>0,15</i>	<i>0,85</i>	<i>-60</i>	<i>+10</i>	88				
N57°W – 35°NE	86	<i>0,85</i>	<i>0,85</i>	<i>-60</i>	<i>+10</i>	53				
E-W – 84°S	83	<i>0,15</i>	<i>1</i>	<i>-25</i>	<i>+10</i>	89				
<i>PROMEDIO</i>						77				

Tabla 8.5 Clasificación geomecánica del talud Oeste pozo disipador

Familia	Abertura (mm)	Persistencia (m)	Rugosidad	Relleno	Meteor.	Flujo	RQD (%)	Resist. (MPa)	Esp. (m)	RMR (%)
E-W – 71°N	2	8,1	A	no	No	seca	40	100-250	5,25	75
N17°E – 39°NW	1,5	7	A	No	Mod.	Seca	“	“	2,014	72
N48°W – 41°NE	1,66	4,25	A	No	Lig.	Seca	“	“	1,93	69
N27°E – 17°SE	2,66	6,66	A	No	Lig	Seca	“	“	1,25	69
PROMEDIO										71
	<i>RMR</i>	<i>f1</i>		<i>f2</i>		<i>f3</i>		<i>f4</i>		<i>SMR</i>
E-W – 71°N	75	0,15		1		-60		+10		76
N17°E – 39°NW	72	1		1		-25		+10		57
N48°W – 41°NE	69	0,15		0,85		-60		+10		71
N27°E – 17°SE	69	0,85		0,15		-60		+10		71
PROMEDIO										69

Tabla 8.6 Clasificación geomecánica del talud Este pozo disipador

Familia	Abertura (mm)	Persistencia (m)	Rugosidad	Relleno	Meteor.	Flujo	RQD (%)	Resist. (MPa)	Esp. (m)	RMR (%)
N50°W – 61°NE	2,6	7,36	A	No	Lig.	Seca	75	100-250	6,70	79
N41°W – 40°SW	2,71	4,77	A	No	Lig.	Seca	“	“	6,125	79
N franco – 47°W	4	2,5	W	Si - No.	No	Seca	“	“	10	81
N46°E – 65°NW	4	2,83	A	No	Lig.	Seca-semi-Flujo	“	“	0,78	74
PROMEDIO										78
	<i>RMR</i>	<i>f1</i>	<i>f2</i>	<i>f3</i>	<i>f4</i>	<i>SMR</i>				
N50°W – 61°NE	79	0,15	1	-60	+10	80				
N41°W – 40°SW	79	0,15	0,85	-60	+10	81				
N franco – 47°W	81	0,70	1	-60	+10	49				
N46°E – 65°NW	74	0,40	1	-60	+10	60				
PROMEDIO										68

Los resultados obtenidos son variables para cada talud, mostrando un promedio de 85 puntos para el talud sur del pozo disipador. Con el promedio de todos los taludes se calcula un puntaje general para realizar una aplicación colectiva para el pozo disipador de energía del aliviadero, siendo el SMR de 71.

Estos 76 puntos de promedio se utilizan para determinar el ángulo de fricción del gneis, la clase geomecánica y la cohesión de la roca, como lo propone la clasificación.

Utilizando la clasificación de Bieniawki, los valores incluidos entre 61 y 80 puntos se consideran como **Roca de Clase II Buena**. El ángulo de fricción interno comprendido para esta clase de roca varía entre 35° y 45° . La cohesión para el macizo rocoso está entre 300 y 400 KPa.

El ángulo de fricción utilizado para el cálculo de estabilidad de taludes es de 35° , así como la cohesión es 350 KPa, para obtener los valores óptimos de factor de seguridad.

8.3 Análisis de estabilidad de taludes

A continuación se presenta un análisis de las condiciones geométricas existentes en cada uno de los taludes estudiados por los diferentes métodos de estabilización. Las condiciones cinemáticas fueron obtenidas en el capítulo VII de este trabajo.

Estas condiciones geométricas, entre el talud y las discontinuidades, son evaluados directamente sobre las tablas de los cálculos de estabilidad de taludes, siguiendo los criterios empleados para la falla tipo planar explicada en el marco teórico,

específicamente en el punto 5.9.1 *Análisis de falla plana*, el cual se puede visualizar en el Capítulo V.

Motivado a la envergadura de la obra y también la entrada en funcionamiento del aliviadero, para este talud, teóricamente se debe adoptar un factor de seguridad con un valor de 2,5 ya que posteriormente a la entrada en operación de los ductos de fondo del aliviadero, durante el segundo desvío, no se podrá realizar ningún tipo de mantenimiento o de estabilización al talud sur del pozo disipador de energía.

8.1.1 Talud sur del pozo disipador de energía del aliviadero

Observando la las Tablas 7.1, 7.4 y 7.7, se puede apreciar que existen notables diferencias en los que respecta al factor de seguridad arrojado por los distintos métodos de cálculo de estabilidad utilizados para este proyecto, como se evalúa en el cuadro siguiente:

Cuadro 8.1 Factor de seguridad y parámetros evaluados para el talud sur del pozo disipador.

MÉTODO	Buzamiento de la discontinuidad	Buzamiento del Talud	Sobrecarga	Tensión de los anclajes	Aceleración sísmica	Factor de seguridad
AIME	41°	54	No	No	No	3,41
	35°	54	No	No	No	1,02
Jaime Suárez Díaz	41°	54	No	Si	Si	3,96
	35°	54	No	Si	Si	2,32
Roberto Ucar	41°	54	Si	No	Si	4,03
	35°	54	Si	No	Si	2,72

Del cuadro 8.1 se puede deducir que por los altos factores de seguridad que proveen los métodos de estabilidad este talud cuenta con la firmeza suficiente para no aplicar algún tratamiento de estabilidad, sin embargo hay que tomar en cuenta que este plano rocoso va a estar sumergido completamente, sugiriendo algún método de estabilización sin anclajes activos con la finalidad de prolongar la vida útil del talud

8.1.2 Talud oeste del pozo disipador de energía del aliviadero

Apreciando los resultados de los cálculos de estabilidad en las Tablas 7.2, 7.5 y 7.8, al igual que en el caso del Talud Sur, existen diferencias en los factores de seguridad expuestos por los métodos aplicados. Los parámetros evaluados y los resultados se observan en el siguiente cuadro:

Cuadro 8.2 Factor de seguridad y parámetros evaluados para el talud oeste del pozo disipador.

MÉTODO	Buzamiento de la discontinuidad	Buzamiento del Talud	Sobrecarga	Tensión de los anclajes	Aceleración sísmica	Factor de seguridad
AIME	39°	84	No	No	No	2,35
	41°	84	No	No	No	2,94
Jaime Suárez Díaz	39°	84	No	Si	Si	0,99
	41°	84	No	Si	Si	1,23
Roberto Ucar	39°	84	Si	No	Si	2,58
	41°	84	Si	No	Si	2,84

Los resultados arrojados indican que este talud es estable, con la excepción del método del Prof Suarez para la familia de diaclasas de 39°, en condiciones, sin embargo hay que tomar en cuenta que este talud va a estar completamente sumergido por un largo periodo de tiempo, teniendo como consecuencia la disminución de la cohesión de la roca y por lo tanto el descenso del factor de seguridad, pero a diferencia del talud sur, este plano inclinado no va a soportar tanto la fuerza hidráulica que, teóricamente, va a estar sometido el pozo de disipación de energía.

8.1.3 Talud este del pozo disipador de energía del aliviadero

En los cálculos de estabilidad mostrados en las Tablas 7.3, 7.6 y 7.6 (Capítulo VII) persisten las diferencias entre los factores de seguridad como se observan en el Cuadro 8.4

Cuadro 8.3 Factor de seguridad y parámetros evaluados para el talud este del pozo disipador.

MÉTODO	Buzamiento de la discontinuidad	Buzamiento del Talud	Sobrecarga	Tensión de los anclajes	Aceleración sísmica	Factor de seguridad
AIME	61°	84	No	No	No	1,25
	65°	84	No	No	No	0,73
Jaime Suárez Díaz	61°	84	No	Si	Si	1,88
	65°	84	No	Si	Si	2,10
Roberto Ucar	61°	84	Si	No	Si	2,83
	65°	84	Si	No	Si	2,90

Se puede inducir del Cuadro 8.4 que el talud este del pozo disipador presenta una neta estabilidad para condiciones no drenadas, pero al igual que los taludes evaluados anteriormente, este talud va a estar en condiciones completamente drenadas la cual genera una disminución significativa de la cohesión de la roca por lo que a través del tiempo se podría tornar inestable, teniendo como consecuencia el desprendimiento de alguno de los bloques y por el reflujo que se genera en el pozo disipador existe una alta probabilidad de afectar el talud sur dando como consecuencia la posible afectación de la losa de fundación del aliviadero.

La afectación al talud sur por desprendimiento de bloques de los taludes este y oeste es teóricamente peligroso, debido a que se cambiarían las condiciones de flujo de agua en el pozo disipador. Además los bloques sueltos serían arrastrados por el flujo de recirculación evidenciado en el modelo, produciendo el deterioro por impacto de todos los taludes.

Analizando los tres métodos utilizados para el cálculo de estabilidad de los taludes del pozo disipador de energía se toma como más confiable el método del Prof. Roberto Ucar, debido a que este toma en cuenta parámetros tanto geométricos como externos, los cuales son de gran importancia, tales como la aceleración sísmica, sobrecarga y coeficientes calculados combinado la densidad del agua, la densidad de la roca, la aceleración sísmica y la sobrecarga que sufrirá el talud a estudiar.

Estos análisis de estabilidad permiten prever posibles fallas de tipo planar, lo cual limita a un estudio netamente bidimensional; aunque se podría realizar un estudio estereográfico para comprobar los posibles tipos de fallas que se formarían y el impacto que generaría en la geometría de los taludes del pozo disipador.

Adicionalmente, en vista del grado de fracturamiento que presentan localmente los taludes este y oeste, se recomienda la remoción de estos sectores mediante retroexcavadoras, de manera de impedir el efecto de trituración por impacto de bloque arrastrados.

En el siguiente cuadro se resumen las condiciones generales litológicas presentes en el Proyecto Tocomá:

Cuadro 8.4 Resumen de las características de la roca perteneciente al Proyecto Tocomá

CARACTERIZACIÓN DE LA ROCA	LITOLOGÍA	TIPO	METEORIZACIÓN	CLASE (BIENASWKI)	PARÁMETROS DE LA ROCA			TALUD	COORDENADAS		Buzamiento de la discontinuidad	Buzamiento del Talud
					COHESIÓN c' (kN/m ²)	ANGULO DE FRICCIÓN Φ (°)	DENSIDAD DE LA ROCA Y (kN/m ³)		NORTE	ESTE		
GEOLOGÍA	METAMÓRFICA COMPLEJO IMATACA	GNEIS	LIGERAMENTE METEORIZADA	CLASE II - ROCA BUENA	350	35	27	SUR	178198.13	80258.01	D ₁ 41°	54°
178207.14									80236.43	D ₂ 35°	54°	
178236.47									80181.07	D ₁ 39°	82°	
178254.80									80187.09	D ₂ 41°	82°	
178184.97									80344.10	D ₁ 61°	82°	
178210.68									80359.41	D ₂ 65°	82°	
ESTRUCTURA DE LA ROCA												

CAPITULO IX

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

9.1 Conclusiones

9.1.1 Geológicas

Una vez descrita la litología existente, por medio de 40 muestras de mano y 9 secciones finas, en la zona estudiada se puede caracterizar una sola unidad de rocas con respecto a la proporción litológica, la forma en que están dispuestas y las estructuras geológicas que muestran.

La unidad establecida informalmente como unidad A, fue correlacionada con las unidades formales descritas en la bibliografía consultada y los resultados obtenidos de las petrografías realizadas, siendo muy similar a las características que esta señala, la cual corresponde al Complejo Imataca del Macizo Guayanés, obteniendo como roca característica y abundante un gneis cuarzo feldespático con variaciones en la cantidad de epidotos, biotitas y granate, en menor proporción anfibolitas piroxénicas y esquistos anfibolíticos hacia la zona norte.

La complejidad estructural de la zona de estudio responde a los esfuerzos provenientes de la Falla El Pao y la Falla de Río Claro, dando como resultado un macizo altamente cizallado y por lo tanto se genera una gran cantidad de discontinuidades afectando directamente a la zona de fundación del aliviadero, por ende a los taludes del pozo disipador del aliviadero.

9.1.2 Geomecánicas

- El macizo rocoso se clasifica de la siguiente manera:
- Roca de Buena calidad
- Clase II
- Angulo de fricción 35°
- cohesión 350 Kpa

Con el análisis cinemática de las familias de diaclasas características del Talud Sur del Pozo Disipador de Energía, se pudo constatar el riesgo de generarse una falla tipo planar únicamente, debido a que las familias 1 y 2 forman una falla de tipo cuña pero su intersección se encuentra fuera del círculo de fricción presentando estabilidad cinemática.

Los modelos de estabilidad propuestos son certeros, tomando en cuenta que los taludes, para la fecha de estudio, se encuentran en condiciones no drenadas y por lo tanto ofreciendo un valor promedio en el Factor de Seguridad

Para las condiciones drenadas de los taludes disminuye considerablemente el Factor de Seguridad para todos los métodos de estabilidad de taludes utilizados para este estudio en el pozo disipador de energía

El método Ucar (2002) es el de mayor confiabilidad geotécnica, debido a que incluye parámetros que hacen más minucioso la obtención de un Factor de Seguridad acorde a la obra.

9.2 Recomendaciones

Realizar los cálculos de estabilidad de taludes utilizando muestras de la zonas de presas que hallan estado sumergidas por un largo periodo de tiempo (Central Hidroeléctrica Raúl Leoni, 23 de enero o Caruachi) para calcularle la cohesión y aplicarla a los taludes del pozo disipador de energía del aliviadero del Proyecto Tocomá, tomando en cuenta previos ensayos de laboratorio de densidad de la roca saturada y ángulo de fricción interno calculado.

Debido a la magnitud de la obra, es importante prever algún deslizamiento en los taludes del pozo disipador utilizando la estabilización de taludes por medio de anclajes activos, pantallas de concreto o relleno de las discontinuidades con inyecciones de concreto con la finalidad de aumentar la cohesión y disminuir el ángulo de fricción interno de la roca.

Adicionalmente, en vista del grado de fracturamiento que presentan localmente los taludes este y oeste, se recomienda la remoción de estos sectores mediante retroexcavadoras, de manera de impedir el efecto de trituración por impacto de bloque arrastrados hacia el talud sur del pozo disipador.

CAPITULO X**BIBLIOGRAFIA**

- AIME (2004). *Parámetros geotécnicos y estabilidad de taludes*. 16 de octubre 2005, <http://www.aimeecuador.org>
- AMARISTA, M. (2004). *Caracterización geológica del macizo rocoso para la fundación de la presa izquierda y casa de maquina del Proyecto Hidroeléctrico Tocoma, Río Caroní, Estado Bolivar*. Universidad de Oriente. Tesis de Grado, pp 85-90
- ASCANIO, T. (1975). *El Complejo Imataca en los alrededores del Cerro Bolivar*. X Conf. Geol. Interguiana, Belbrasil, pp 181-197
- BELLIZZIA, M. Y BELLIZZIA, A. (1.956). *Léxico Estratigráfico de Venezuela*. Bol. de Geología, Publicación Especial Vol. I, pp 50-84
- BIENIAWSKI, Z. (1973). *Engineering classification of jointed rock masses*. Bol. Institute of civil Engineer, Vol. 15, N°12, pp 344-355
- BIENIAWSKI, Z. (1979). *The geomechanics classification in rock engineering applications*. IV Congress of Rock Mechanics, Boston, pp 55-95
- BIENIAWSKI, Z. (1988). *The rock mass rating (RMR) system (geomechanics classification) in enginnering practice*. Astm Bulletin, Philadelphia, pp 17-31
- CHASE, RICHARD L. (1.965). *El Complejo Imataca, La Anfibolita de Panamá y Trondjemita de Guri*. Bol. de Geología, Vol. VII, N°13, Caracas, pp 178-201
- C.V.G ELECTRIFICACIÓN DEL CARONÍ C.A. (1997). *Caracterización del macizo rocoso asiento del los macrocomponentes del Proyecto Tocoma*. Preparado por Geol. Valverde Talí, Departamento de Geología, pp 10-20
- C.V.G ELECTRIFICACIÓN DEL CARONÍ C.A. (2003). *Desarrollo hidroeléctrico del Río Caroní, Proyecto Tocoma. Memorando de diseño civil, C31 "Aspectos Estructurales"*. Departamento de Estructuras, pp 1-14

-
- C.V.G ELECTRIFICACIÓN DEL CARONÍ C.A. (2003). *Desarrollo hidroeléctrico del Río Caroní, Proyecto Tocoma. Memorando de diseño civil, C31 "Aspectos Generales"*. Departamento de Gestión Ambiental, pp 1-65
- C.V.G ELECTRIFICACIÓN DEL CARONÍ C.A. (2003). *Desarrollo hidroeléctrico del Río Caroní, Proyecto Tocoma. Memorando de diseño civil, C31 "Aspectos Geológicos y Geotécnicos"*. Departamento de Geología, pp 6-24
- C.V.G ELECTRIFICACIÓN DEL CARONÍ C.A. (2003). *Desarrollo hidroeléctrico del Río Caroní, Proyecto Tocoma. Memorando de diseño civil, C31 "Aspectos Hidráulicos"*. Departamento de Hidráulica, pp 5-11
- C.V.G ELECTRIFICACIÓN DEL CARONÍ C.A. Edelca (2004). *Aspectos geológicos del aliviadero y dique G*. Departamento de Geología, pp 1-4
- C.V.G ELECTRIFICACIÓN DEL CARONÍ C.A. - (2004). *Proyectos del Bajo Caroní – Tocoma*. 17 de marzo 2005, <http://intranet.edelca.com.ve>
- DE ASCENCAO, ERIKA. (2000). *Consideraciones geotécnicas de la Falla El Pao y sus implicaciones sobre el Proyecto Tocoma*. Universidad de Oriente. Tesis de Grado, pp. 6-25.
- GONZALEZ DE VALLEJO, F., M. FERRER, L. ORTUÑO Y L. OTEO (2002) *Ingeniería Geológica. Pretince Hall, 715 p.*
- ISRM. (1978) *Commission on standarization of laboratory and field test*. Int. Journey of Rock Mech, Min. Sci & Geomech. Abstr, Vol 15, N° 6, pp 319-368
- KALLIOKOSKI, J. (1.965). *Geología de la parte norte-central del Escudo de Guayana, Venezuela*. Bol. de Geología, Vol. VII, N°13, Caracas, pp. 42-98.
- PALMSTRÖM, A. (2001). *Measurment and characterization of rock mass jointing*. Eds Sharma and Saxena, Noruega, pp 2-46
- PDVSA – INTEVEP (1997). *Léxico Estratigráfico de Venezuela*. 16 de marzo 2005, <http://www.pdv.com/lexico>

- PETIT, S. (2002). *Estudio geológico-geotécnico del área de fundación de las estructuras principales del Proyecto Tocoma*. Universidad de Oriente. Tesis de Grado, pp 2-5
- RATMIROFF, G. (1.965). *Origen y metamorfismo del Paragneis del Complejo Precámbrico de Imataca: Cuadrilátero de Upata*. Bolívar Venezuela, pp. 217-329.
- ROMANA, M. (1993). *Métodos de corrección de taludes según la clasificación geomecánica SMR*. III Simposio nacional sobre taludes y laderas, España, pp 575-600
- SUAREZ, J (1993). *Estabilidad y deslizamientos en zonas tropicales*. Bogota, Colombia. pp 141-144
- UCAR, R. (2002) *Manual de anclajes en obras de tierra*. Sociedad Venezolana de Geotecnia. Mérida, Venezuela, pp 54-122

CAPITULO XI**ANEXO N° 1****ESTUDIO PETROGRAFICO**

El estudio petrográfico se realizó en la zona oeste del Proyecto Tocomá (margen izquierda), área principal del proyecto.

La sección levantada del Proyecto Tocomá, perteneciente al Complejo Imataca, está representada en un 44% por gneis cuarzo feldespático epidótico, ubicado específicamente en el área de construcción casa de máquinas, canal de descarga, presa de enrocado y el aliviadero; el 11% por gneis plagioclásico cuarzoso biotítico característico de la fundación del dique G, 11% constituido por gneis cuarzo feldespático granatífero ubicado en el área que bordea la vía férrea, 11% por esquistos anfibolíticos y el 11% restante por anfibolitas clinopiróxenica, de textura granoblástica de tipo hipidioblástica, ambas litologías localizadas en el aliviadero.

La presencia en un 66% del área de una textura gneísica, en conjunto con un 11% de textura esquistosa, evidencian el metamorfismo regional típico de la zona, dado a su foliación regular, y la alternancia de minerales en bandas presentes y la facie metamórfica correspondiente es epidoto-anfibolita y anfibolita.

A continuación se anexa las planillas correspondientes al estudio petrográfico.

Petrografiado por: EVENGERD C.		Fecha: 27/4/2005	Fotografía (Muestra de mano) 
Sección fina N° AL-2		Muestra de mano: AL-2	
TEXTURA			
1. GRANOBLÁSTICA		1. FOLIADA	
<input type="checkbox"/> Idioblástica		<input type="checkbox"/> Pizarra	
<input type="checkbox"/> Hipidioblástica		<input type="checkbox"/> Filítica	
<input type="checkbox"/> Xenoblástica		<input checked="" type="checkbox"/> Esquistosa	
		<input type="checkbox"/> Gneísica	
3. CATACLÁSTICA		4. PORFIDOBLÁSTICA	
<input type="checkbox"/> Brecha		<input type="checkbox"/> Porfidoblástica	
<input type="checkbox"/> Cataclástica		<input type="checkbox"/> Poiquiblastica	
<input type="checkbox"/> Milonita		<input type="checkbox"/> Porfidoclastica	
COMPOSICIÓN MINERALÓGICA			
1. Biotita (70%)		4. Cuarzo (2%)	
2. Muscovita (8%)			
3. Piroxeno (20%)			
Facies metamórfica: ANFIBOLITA		Protolito: Ígneo	
EPIDOTO			
NOMBRE DE LA ROCA (Textural Mineralógico): ESQUISTO ANFIBOLÍTICO			Fotografía (sección fina):  Objetivo: 4X

Petrografiado por: EVENGERD C.	Fecha: 27/4/2005	Fotografía (Muestra de mano)
Sección fina N° POZO-4	Muestra de mano: AL-1	
TEXTURA		
1. GRANOBLÁSTICA	1. FOLIADA	
<input type="checkbox"/> Idioblástica	<input type="checkbox"/> Pizarra	
<input type="checkbox"/> Hipidioblástica	<input type="checkbox"/> Filítica	
<input type="checkbox"/> Xenoblástica	<input type="checkbox"/> Esquistosa	
	<input checked="" type="checkbox"/> Gneísica	
3. CATACLÁSTICA	4. PORFIDOBLÁSTICA	
<input type="checkbox"/> Brecha	<input type="checkbox"/> Porfidoblástica	
<input type="checkbox"/> Cataclástica	<input type="checkbox"/> Poiquiblastica	
<input type="checkbox"/> Milonita	<input type="checkbox"/> Porfidoclastica	
COMPOSICIÓN MINERALÓGICA		Fotografía (sección fina):
		
1. Cuarzo (45%)		
2. Muscovita (5%)		
3. Epidoto (2%)		
4. Feldespato (45%)		
Facies metamórfica: ANFIBOLITA	Protolito: Ígneo	
EPIDOTO		
NOMBRE DE LA ROCA (Textural Mineralógico): GNEIS CUARZO FELDESPÁTICO EPIDÓTICO		Objetivo: 4X

Petrografiado por: EVENGERD C.	Fecha: 18/04/2005	Fotografía (Muestra de mano)
Sección fina N° AL-10	Muestra de mano: AL-10	
TEXTURA		
1. GRANOBLÁSTICA	1. FOLIADA	
<input type="checkbox"/> Idioblástica	<input type="checkbox"/> Pizarra	
<input checked="" type="checkbox"/> Hipidioblástica	<input type="checkbox"/> Filítica	
<input type="checkbox"/> Xenoblástica	<input type="checkbox"/> Esquistosa	
	<input type="checkbox"/> Gneísica	
3. CATACLÁSTICA	4. PORFIDOBLÁSTICA	
<input type="checkbox"/> Brecha	<input type="checkbox"/> Porfidoblástica	
<input type="checkbox"/> Cataclástica	<input type="checkbox"/> Poiquiblastica	
<input type="checkbox"/> Milonita	<input type="checkbox"/> Porfidoclastica	
COMPOSICIÓN MINERALÓGICA		Fotografía (sección fina):
		
1. Hornblenda (35%)	4. Cuarzo (5%)	
2. Biotita (15%)	5. Clinopiroxeno (35%)	
3. Plagioclasa (5%)	6. Accesorios (5%)	
Facies metamórfica: ANFIBOLITA	Protolito: Ígneo	
NOMBRE DE LA ROCA (Textural Mineralógico): ANFIBOLITA-CLINOPIROXENICA		Objetivo: 4X

Petrografiado por: EVENGERD C.	Fecha: 27/4/2005	Fotografía (Muestra de mano)
Sección fina N° CD-4	Muestra de mano: CD-4	
TEXTURA		
1. GRANOBLÁSTICA	1. FOLIADA	Fotografía (sección fina):  0,9 mm
<input type="checkbox"/> Idioblástica	<input type="checkbox"/> Pizarra	
<input type="checkbox"/> Hipidioblástica	<input type="checkbox"/> Filítica	
<input type="checkbox"/> Xenoblástica	<input type="checkbox"/> Esquistosa	
	<input checked="" type="checkbox"/> Gneísica	
3. CATACLÁSTICA	4. PORFIDOBLÁSTICA	
<input type="checkbox"/> Brecha	<input type="checkbox"/> Porfidoblástica	
<input type="checkbox"/> Cataclástica	<input type="checkbox"/> Poiquiblastica	
<input type="checkbox"/> Milonita	<input type="checkbox"/> Porfidoclastica	
COMPOSICIÓN MINERALÓGICA		
1. Ortopiroxeno (25%)	5. Plagioclasa (20%)	
2. Microclino (10%)	6. Epidoto (5%)	
3. Hornblenda (5%)	7. Clinopiroxeno (15%)	
4. Cuarzo (20%)		
Facies metamórfica: ANFIBOLITA	Protolito: Ígneo	
EPIDOTO		
NOMBRE DE LA ROCA (Textural Mineralógico): GNEIS PIROXÉNICO CUARZO FELDESPÁTICO		Objetivo: 10X

Petrografiado por: EVENGERD C.	Fecha: 4/4/2005	Fotografía (Muestra de mano)
Sección fina N° CD-2	Muestra de mano: CD-2	
TEXTURA		
1. GRANOBLÁSTICA	1. FOLIADA	Fotografía (sección fina):  2,2 mm
<input type="checkbox"/> Idioblástica	<input type="checkbox"/> Pizarra	
<input type="checkbox"/> Hipidioblástica	<input type="checkbox"/> Filítica	
<input type="checkbox"/> Xenoblástica	<input type="checkbox"/> Esquistosa	
	<input checked="" type="checkbox"/> Gneísica	
3. CATACLÁSTICA	4. PORFIDOBLÁSTICA	
<input type="checkbox"/> Brecha	<input type="checkbox"/> Porfidoblástica	
<input type="checkbox"/> Cataclástica	<input type="checkbox"/> Poiquiblastica	
<input type="checkbox"/> Milonita	<input type="checkbox"/> Porfidoclastica	
COMPOSICIÓN MINERALÓGICA		
1. Biotita (10%)	5. Plagioclasa (30%)	
2. Cuarzo (40%)	6. Muscovita (5%)	
3. Microclino (8%)	7. Epidoto (2%)	
4. Granate (5%)		
Facies metamórfica: ANFIBOLITA	Protolito: Ígneo	
EPIDOTO		
NOMBRE DE LA ROCA (Textural Mineralológico): GNEIS CUARZO FELDESPÁTICO BIOTÍTICO EPIDÓTICO		Objetivo: 4X

Petrografiado por: EVENGERD C.	Fecha: 27/4/2005	Fotografía (Muestra de mano)
Sección fina N° PE-3	Muestra de mano: PE-3	
TEXTURA		
1. GRANOBLÁSTICA	1. FOLIADA	
<input type="checkbox"/> Idioblástica	<input type="checkbox"/> Pizarra	
<input type="checkbox"/> Hipidioblástica	<input type="checkbox"/> Filítica	
<input type="checkbox"/> Xenoblástica	<input type="checkbox"/> Esquistosa	
	<input checked="" type="checkbox"/> Gneísica	
3. CATACLÁSTICA	4. PORFIDOBLÁSTICA	
<input type="checkbox"/> Brecha	<input type="checkbox"/> Porfidoblástica	
<input type="checkbox"/> Cataclástica	<input type="checkbox"/> Poiquioloblástica	
<input type="checkbox"/> Milonita	<input type="checkbox"/> Porfidoclástica	
COMPOSICIÓN MINERALÓGICA		Fotografía (sección fina): 
1. Cuarzo (40%)	4. Biotita (5%)	2,2 mm
2. Plagioclasa (25%)	5. Microclino (10%)	
3. Epidoto (20%)	6. Anfíboles (5%)	
Facies metamórfica: ANFIBOLITA	Protolito: Ígneo	
EPIDOTO		
NOMBRE DE LA ROCA (Textural Mineralógico): GNEIS CUARZO-FELDESPÁTICO-EPIDÓTICO		Objetivo: 4X

Petrografiado por: EVENGERD C.	Fecha: 06/05/2005	Fotografía (Muestra de mano)
Sección fina N° DIQUE G	Muestra de mano: DIQUE-G	
TEXTURA		
1. GRANOBLÁSTICA	1. FOLIADA	
<input type="checkbox"/> Idioblástica	<input type="checkbox"/> Pizarra	
<input type="checkbox"/> Hipidioblástica	<input type="checkbox"/> Filítica	
<input type="checkbox"/> Xenoblástica	<input type="checkbox"/> Esquistosa	
	<input checked="" type="checkbox"/> Gneísica	
3. CATACLÁSTICA	4. PORFIDOBLÁSTICA	
<input type="checkbox"/> Brecha	<input type="checkbox"/> Porfidoblástica	
<input type="checkbox"/> Cataclástica	<input type="checkbox"/> Poiquioloblástica	
<input type="checkbox"/> Milonita	<input type="checkbox"/> Porfidoclástica	
COMPOSICIÓN MINERALÓGICA		Fotografía (sección fina): 
1. Plagioclasa (40%)	4. Circón (5%)	2,2 mm
2. Biotita (25%)		
3. Cuarzo (35%)		
Facies metamórfica: ANFIBOLITA	Protolito: Ígneo	
EPIDOTO		
NOMBRE DE LA ROCA (Textural Mineralógico): GNEIS PLAGIOCLÁSICO CUARZOSO BIOTÍTICO		Objetivo: 4X

Petrografiado por: EVENGERD C.		Fecha: 02/05/2005	Fotografía (Muestra de mano) 
Sección fina N° CM-2-TA-W		Muestra de mano: CM-2	
TEXTURA			
1. GRANOBLÁSTICA		1. FOLIADA	
<input type="checkbox"/> Idioblástica		<input type="checkbox"/> Pizarra	
<input type="checkbox"/> Hipidioblástica		<input type="checkbox"/> Filítica	
<input type="checkbox"/> Xenoblástica		<input type="checkbox"/> Esquistosa	
		<input checked="" type="checkbox"/> Gneísica	
3. CATACLÁSTICA		4. PORFIDOBLÁSTICA	
<input type="checkbox"/> Brecha		<input type="checkbox"/> Porfidoblástica	
<input type="checkbox"/> Cataclástica		<input type="checkbox"/> Poiquiloblástica	
<input type="checkbox"/> Milonita		<input type="checkbox"/> Porfidoclástica	
COMPOSICIÓN MINERALÓGICA			
1. Plagioclasa (10%)		5. Biotita (3%)	
2. Microclino (30%)		6. Epidoto (3%)	
3. Cuarzo (47%)			
4. Hornblenda (5%)			
Facies metamórfica: ANFIBOLITA		Protolito: Ígneo	
EPIDOTO			
NOMBRE DE LA ROCA (Textural Mineralógico): GNEIS CUARZO FELDESPÁTICO EPIDÓTICO			
			Fotografía (sección fina):  Objetivo: 4X

Petrografiado por: EVENGERD C.		Fecha: 27/4/2005	Fotografía (Muestra de mano) 
Sección fina N° Z-1		Muestra de mano: Z-1	
TEXTURA			
1. GRANOBLÁSTICA		1. FOLIADA	
<input type="checkbox"/> Idioblástica		<input type="checkbox"/> Pizarra	
<input type="checkbox"/> Hipidioblástica		<input type="checkbox"/> Filítica	
<input type="checkbox"/> Xenoblástica		<input type="checkbox"/> Esquistosa	
		<input checked="" type="checkbox"/> Gneísica	
3. CATACLÁSTICA		4. PORFIDOBLÁSTICA	
<input type="checkbox"/> Brecha		<input type="checkbox"/> Porfidoblástica	
<input type="checkbox"/> Cataclástica		<input type="checkbox"/> Poiquiloblástica	
<input type="checkbox"/> Milonita		<input type="checkbox"/> Porfidoclástica	
COMPOSICIÓN MINERALÓGICA			
1. Cuarzo (42%)		5. Feldespato (38%)	
2. Granate (15%)			
3. Epidoto (3%)			
4. Biotita (2%)			
Facies metamórfica: ANFIBOLITA		Protolito: Ígneo	
EPIDOTO			
NOMBRE DE LA ROCA (Textural Mineralógico): GNEIS CUARZO FELDESPÁTICO GRANATÍFERO			
			Fotografía (sección fina):  Objetivo: 4X

