



Departamento Técnico Administrativo

MEDIO AMBIENTE

ALCALDIA MAYOR SANTA FE DE BOGOTA D.C.



**ALTERNATIVAS PARA LA RECUPERACIÓN
MORFOLÓGICA Y AMBIENTAL DE LA ANTIGUA
CANtera DE SORATAMA.
AJUSTE A LOS DISEÑOS GEOTÉCNICOS**

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL Y AGRÍCOLA**

BOGOTÁ D.C., Junio de 2003

CONTENIDO

0. PREFACIO.....	1
1. INTRODUCCIÓN.....	2
2. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL ESTADO ACTUAL DE LA CANTERA.....	4
3. ACTIVIDADES DE RECUPERACIÓN GEOTÉCNICA.....	4
3.1 ADECUACIÓN DEL TERRENO.....	4
3.1.1 <i>Movimiento de tierras.....</i>	5
3.1.2 <i>Secuencia constructiva.....</i>	6
3.2 DISEÑO PAISAJÍSTICO.....	7
3.2.1 <i>Estructura ecológica principal.....</i>	7
3.2.2 <i>Normas complementarias.....</i>	7
3.2.3 <i>Determinantes del diseño.....</i>	8
3.2.4 <i>Caracterización de áreas de diseño.....</i>	9
3.2.5 <i>Concepción filosófica del diseño.....</i>	9
3.3 RECUPERACIÓN GEOTÉCNICA.....	10
4. LOCALIZACIÓN GENERAL DEL PROYECTO.....	11
5. EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO.....	11
5.1 MUESTREO DE MATERIALES EN LOS AFLORAMIENTOS.....	12
5.2 EXPLORACIÓN DIRECTA POR MÉTODOS MANUALES EN SUELOS Y ROCAS.....	12
5.3 EXPLORACIÓN DIRECTA POR EL MÉTODO DE PERFORACIÓN MECÁNICA DE ROTACIÓN.....	14
5.4 NIVEL FREÁTICO.....	14
5.5 EXPLORACIÓN INDIRECTA	15
6. CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA.....	15
7. CARACTERIZACIÓN DE MATERIALES.....	17
7.1 PRUEBAS DE CLASIFICACIÓN.....	17
7.2 PRUEBAS DE COMPACTACIÓN.....	17
7.3 PRUEBAS EN EL PLANO INCLINADO PARA DISCONTINUIDADES.....	18
7.4 RESISTENCIA MEDIANTE LA CARGA PUNTUAL.....	19
7.5 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN Y TRACCIÓN, MEDIANTE MÉTODOS DIRECTOS.....	19
7.6 RESISTENCIA AL CORTE MEDIANTE LA PRUEBA DE CORTE DIRECTO.....	20
7.6.1 <i>Resistencia al corte en rocas blandas.....</i>	21
7.6.2 <i>Resistencia al corte en areniscas.....</i>	21
7.6.3 <i>Resistencia al corte en suelos.....</i>	22
8. ANÁLISIS DE CAPACIDAD PORTANTE.....	22
9. COMPORTAMIENTO SÍSMICO Y ESPECTRO DE DISEÑO.....	25
10. ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA RECUPERACIÓN ECOLÓGICA.....	28
10.1 OBRAS DE DRENAJE Y SUBDRENAJE	28
10.2 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES Y TERRAPLENES.....	29
10.2.1 <i>Estabilidad de taludes actuales de la cantera.....</i>	29

10.2.2	Generalidades del Estudio de Estabilidad de las obras de recuperación.....	35
10.2.3	Análisis Cinemático de Estabilidad.....	37
10.3	MEDIDAS DE ESTABILIDAD EN EL SECTOR SUR DE LA CANTERA.....	49
10.3.1	Sistemas de Anclaje (Alternativa 1).....	49
10.3.2	Terraplén hacia el costado sur Cantera Servitá (Alternativa 2).....	51
11.	ESTIMATIVO DE COSTOS.....	54
12.	REFERENCIAS.....	56

ANEXOS:

ANEXO 1: PLANOS

ANEXO 2: DISEÑO ESTRUCTURAL GALERÍA DE DRENAJE.

ANEXO 3: ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

ALTERNATIVAS PARA LA RECUPERACIÓN MORFOLÓGICA Y AMBIENTAL DE LA ANTIGUA CANTERA DE SORATAMA. AJUSTE A LOS DISEÑOS GEOTÉCNICOS

0. PREFACIO

En el presente documento, que no es más que una alternativa adicional a las presentadas por la Universidad Nacional de Colombia al DAMA en octubre de 2002 en el marco del convenio inter-administrativo 004/2000, en el “Estudio de recuperación morfológica y ambiental de la antigua cantera Soratama y elaboración de los diseños detallados constructivos para la alternativa seleccionada”, se hace continua referencia a algunos de los documentos base tales como ensayos de laboratorio, datos geológicos, ensayos in-situ, análisis de estabilidad mediante modelación numérica, etc., que en aquella oportunidad hacían parte de los anexos. Para mayor comodidad, aquí se ha conservado dicha terminología (se envía al lector, entonces, para su consulta, en caso de ser necesario).

Siendo el presente una alternativa más, se solicita auscultar el documento soporte para información adicional.

Por otro lado, es menester precisar que se ha respetado el deseo de la comunidad de conservar tanto el espacio para la cruz así como el utilizado para actividades de recreación pasiva y de eventuales encuentros comunales.

Finalmente, se quiere plantear la idea de la construcción de un aula ambiental que se localizaría en el lugar que hoy ocupa la casa del celador y que estaría acondicionada para que mediante afiches, modelos a escala, muestras de material de cantera, materiales didácticos, etc., recree no sólo el proceso de explotación de canteras y de recuperación de estos terrenos, sino el desarrollo de la ciudad a expensas de dichas extracciones.

1. INTRODUCCIÓN

Este documento contiene el ajuste a los diseños geotécnicos elaborados en el estudio de alternativas para la recuperación morfológica y ambiental de la antigua cantera de Soratama, presentado por la Universidad Nacional de Colombia en el año 2001. Estos ajustes se realizan con la finalidad de efectuar la restauración de la cantera teniendo en cuenta un marco más natural, restringiendo al mínimo necesario las superficies “duras” contempladas en el estudio mencionado, de conformidad con los términos contractuales suscrito entre el DAMA y la Universidad Nacional de Colombia.

Por otro lado, aunque inicialmente la idea era presentar sólo una alternativa, en el desarrollo del trabajo surgió una segunda, a solicitud del DAMA, como fruto de una reunión conjunta que se hizo al predio de la cantera en compañía de funcionarios del DAMA, propietarios de la cantera Servitá, y por supuesto la Universidad Nacional.

Este estudio contiene los siguientes elementos técnicos: localización general, exploración del subsuelo, levantamiento geológico estructural y caracterización de materiales, información que fue tomada del estudio anterior. Con base en la recopilación de dicha información se realiza un análisis de estabilidad local y general y se elaboran los diseños de las obras geotécnicas correspondientes a la restauración ecológica de la cantera.

En el documento se presentan los diseños necesarios para la construcción del proyecto de recuperación morfológica y ambiental de la Cantera titulado como “Aula Ambiental de Soratama” en el sitio donde la Secretaría de Obras Públicas del Distrito adelantó la explotación de arena como material de construcción. La explotación fue terminada en forma abrupta y quedaron taludes en los frentes de explotación en condiciones precarias de estabilidad.

La cantera contaba con una vía de acceso desde la carrera séptima, vía sinuosa y de fuerte pendiente, donde las volquetas subían vacías y bajaban cargadas de material. Al lado de la vía se fueron conformando asentamientos humanos, en forma espontánea, que ocuparon toda la ladera desde la séptima hasta el límite del predio de la arenera; recientemente estos barrios fueron desmarginalizados y se dotaron de servicios públicos (acueducto, alcantarillado, energía y teléfonos) se pavimentó buena parte de la vía principal y se llevaron a cabo obras de estabilización del terreno.

Desde la época de operación de la cantera, ha existido una relación estrecha entre el barrio y el predio del proyecto, inicialmente como fuente de empleo (directo e indirecto) y en la actualidad como sitio de recreación para los niños de la escuela y los vecinos, y como escenario natural en las celebraciones de semana santa. Además, toda relación con el predio de la antigua arenera debe asociarse con el

barrio, porque el acceso se hace por este y porque existe una fuerte tradición de pertenencia.

En las vecindades de la cantera y del barrio, también se han desarrollado explotaciones de materiales de construcción, las cuales han dejado taludes potencialmente inestables que amenazan la integridad del predio donde se proyecta el “Aula Ambiental de Soratama”.

El predio se encuentra por fuera de la zona urbana, en terrenos de reserva donde la vocación principal es la de protección, de ahí que se tiene proyectado para la recuperación del terreno un aula ambiental, en donde se conjuguen la estabilización geotécnica, la recuperación ecológica, la relación con la comunidad vecina y la generación de un espacio para la recreación pasiva.

Como el terreno es del Distrito y se encuentra en medio de otras áreas de explotación, el tratamiento que se le dé debe ser piloto y debe considerarse como la punta de lanza o primera etapa de la recuperación de los cerros orientales de la ciudad.

Con esta filosofía, se adelantó el diseño del aula ambiental, la adecuación del terreno, el plan de revegetalización, el plan de manejo ambiental y el plan social.

Teniendo en cuenta las características del terreno, la disponibilidad de recursos de la administración Distrital y el desarrollo de los espacios públicos vecinos se ha planteado las actividades de estabilización, adecuación del terreno y la construcción y puesta en funcionamiento del aula ambiental, de la siguiente manera:

1. Adecuación inicial del terreno mediante la construcción de filtros y sistemas de captación y conducción de aguas de escorrentía y de nacedores.
2. Construcción de un sistema de drenaje básico que capte las aguas de escorrentía y permita su almacenamiento para poderla utilizar en riego para el sostenimiento de la vegetación.
3. Conformación del terreno mediante movimiento de tierras (corte y relleno) y la construcción de estructuras de contención básicas.
4. Refuerzo del terreno en sectores críticos
5. Construcción de un vivero para la producción del material vegetal necesario para las labores de vegetalización.
6. Revegetalización del terreno.

Las primeras cuatro actividades tienen un costo de \$1,345,590,000 (alternativa con anclajes) y de \$809,340,000 (alternativa con conformación del terreno hacia Servitá)

2. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL ESTADO ACTUAL DE LA CANTERA

El predio de la Cantera Soratama se encuentra en la parte alta de los cerros orientales de Bogotá, a la altura de la calle 168, en un terreno conformado por estratos de arenisca friable pertenecientes a la Formación Arenisca Tierna, del Grupo Guadalupe, los cuales presentan un buzamiento hacia el occidente, lo cual favorece la inestabilidad.

La cantera se desarrolló en la parte media del predio, en donde se adelantó una excavación de 1.5 Ha., con taludes de alrededor de 30 m de altura, de fuertes pendientes y de estabilidad precaria. En el patio de la cantera se dispusieron grandes bloques, remanentes de la antigua explotación, los cuales, al no poder ser triturados, quedaron espaciados en toda la solera

En los costados norte y sur del predio se encuentran terrenos donde también se adelantaron explotaciones, siendo mayores las excavaciones del costado sur, en el límite con la Cantera de Servitá, en donde los taludes pueden llegar a tener 35 m de altura y pendiente fuerte, también de estabilidad precaria. Hacia el costado norte de la cantera, la excavación alcanzó a llegar al predio vecino, con el que se comunica mediante geoformas algo más estables.

En el extremo oriental del talud sur, se formó una cárcava de 2 m de profundidad, 25 m de ancho y cerca de 30 m de longitud, la cual se debe al efecto de la excavación de la Cantera de Servitá y la concentración de aguas de escorrentía en una de las vías internas del sector de Soratama.

En la parte alta del predio, persiste un terreno cubierto por vegetación nativa y sectores donde se puede apreciar la recuperación vegetal en todo su esplendor.

Abajo de la zona de explotación, el área fue utilizada para la disposición de los residuos de la misma.

3. ACTIVIDADES DE RECUPERACIÓN GEOTÉCNICA

3.1 ADECUACIÓN DEL TERRENO

Dadas las condiciones actuales del terreno, donde la estabilidad es precaria y presenta tramos de pendiente muy fuerte que impiden un aprovechamiento del área para su uso como aula ambiental, se requiere llevar a cabo una serie de obras que garanticen la estabilidad y permitan el desarrollo de este. Dentro de estas actividades se requiere de la conformación del terreno, mediante movimiento de tierras (corte y relleno compactado), la construcción de sistemas de captación y conducción de aguas superficiales y subsuperficiales y la construcción de elementos de contención en sitios críticos, donde la conformación no sea suficiente.

3.1.1 Movimiento de tierras

Con esta actividad se busca una forma del terreno estable que permita el emplazamiento del aula ambiental. Se lleva a cabo con base en las características del terreno: tipo de material, conformación, resistencia, disposición de discontinuidades y equilibrio entre cortes y rellenos para que no haya necesidad de mover materiales por fuera del predio.

Se determinó que para taludes de corte se tendría una inclinación general 1:1 y una orientación cinemáticamente estable. Sin embargo, en algunos sectores, para atender requerimientos de diseño, se utilizaron taludes más empinados, los cuales deben reforzarse con muros de contención y sistemas de anclaje.

Para los rellenos se tiene previsto un talud de 2H:1V y tendrán una función de contención, para lo cual es necesario recurrir al reforzamiento de los rellenos, mediante compactación.

En el extremo sur de la parte media, en el flanco de la antigua explotación se tiene previsto tender el talud mediante un corte de la inclinación establecida y con algunas bermas para el emplazamiento de senderos.

En el costado sur, contra el predio vecino de la cantera Servitá, donde se ha excavado hasta unos 30 m por debajo del nivel medio del predio de Soratama con taludes de fuerte inclinación (a veces cercanos a la vertical), para disminuir la amenaza de inestabilidad se proponen dos alternativas de estabilización; en la primera, se evita la intervención de los taludes comunes con la cantera Servitá, y se propone el refuerzo del terreno mediante la utilización de líneas de anclaje ubicadas hacia el costado norte de la cantera (es decir dentro de los predios de Soratama); en la segunda, se propone la descarga y conformación del talud mediante rellenos compactados que involucran trabajos dentro de la cantera Servitá.

Actualmente el patio de la explotación de Soratama se encuentra al nivel 2850 m.s.n.m.; este patio se mantendrá y ampliará hacia el occidente, al remover los bloques que se encuentran actualmente, los que serán utilizados como material de contención de los taludes.

En la parte central del frente de explotación existe un talud de unos 30 m de altura y con fuerte inclinación, localmente extraplomos y con evidencias de inestabilidad; con el movimiento de tierras se ha previsto colocar un terraplén frente a la pata del talud de 20 m de altura y descargar la parte superior mediante corte, con lo cual se conforma una explanación al nivel 2870 m.s.n.m.

Para la obtención de los materiales del relleno requerido se tienen los materiales del corte de descarga del talud y los de la conformación del talud sur del aula.

3.1.2 Secuencia constructiva

Para el movimiento de tierras se ha considerado la siguiente secuencia:

- Construcción del sistema de drenaje superficial.
- Descapote y almacenamiento del suelo orgánico.
- Escalonamiento del terreno donde se apoyarán terraplenes.
- Construcción del sistema de drenaje en las áreas de terraplén.
- Corte y transporte del material.
- Extendido y homogenización del material en capas, en el sitio donde quedarán los terraplenes.
- Construcción de las estructuras de contención.
- Compactación hasta obtener las características especificadas.
- Perfilar los taludes de los terraplenes y conformar las áreas para senderos.

El sistema de drenaje superficial consiste en una serie de cunetas que capten y conduzcan las aguas de escorrentía en forma controlada al sistema de alcantarillado de aguas lluvias, a corrientes de agua o a sitios donde no ocasionen problemas severos de erosión, teniendo en cuenta la normatividad vigente para vertimientos.

El descapote consiste en la labor de retirar el material vegetal y disponerlo en sitios convenientes, para que posteriormente se pueda emplear en las labores de revegetalización. Dentro de esta labor se encuentra el trasplante de árboles y arbustos y su adecuación para el almacenamiento o siembra en otros sectores.

En las áreas donde se van a colocar terraplenes se escalonará el terreno natural conformando gradas de 1 m de altura y de ancho variable, de acuerdo con la pendiente del terreno. En el interior de algunas de las gradas se construirán filtros que capten y conduzcan las aguas que se puedan infiltrar al subsuelo y así evitar la generación de excesos de presión en el contacto suelo - terraplén.

Los cortes se tienen proyectados para descargar los taludes buscando formas estables y aptas para el uso proyectado; los materiales obtenidos se transportarán empujados con bulldozer o repaleando con retroexcavadoras para disponerlos en los sitios donde se construirán los terraplenes; en el proceso se deben separar las arenas limpias y disponerlas en lugares convenientes para luego ser empleadas en la conformación de los rellenos requeridos en la obra.

Los terraplenes tendrán como función el confinamiento de la pata de algunos taludes potencialmente inestables; los terraplenes se construirán por capas y se compactarán hasta obtener condiciones mecánicas que garanticen la estabilidad.

En sectores vecinos a las áreas de trabajo, donde se ha presentado inestabilidad del terreno por fenómenos de erosión se tiene proyectado construir trinchos y barreras vivas, que retengan el suelo y faciliten la propagación vegetal, por ejemplo en el costado sur oriental en límites con la cantera Servitá.

Para el movimiento de tierras se requiere como mínimo del siguiente equipo:

- Un bulldozer D8K y un bulldozer D7
- Retroexcavadoras CAT 235 Y 335 dotada de martillo rompebloques
- Dos volquetas fuera de carretera (20 toneladas) y una volqueta pequeña (5 m³).
- Un compactador autopropulsado de rodillo vibratorio y dos compactadores de placa vibratoria.
- Un carrotanque
- Un compresor y un taladro

3.2 DISEÑO PAISAJÍSTICO

*Redescubrir el entorno y la historia teniendo en cuenta la naturaleza,
el paisaje y la luz. La arquitectura como acontecimiento
que se manifiesta en el tiempo y en el espacio,
ayuda a la naturaleza a conformar el paisaje.*
Rogelio Salmona.

Para la ejecución de las obras, se deben tener en cuenta los lineamientos expuestos por la ley, por tal razón, a continuación se hace mención de las normas que se han tomado en cuenta para el diseño, las cuales son de dominio publico.

Plan de ordenamiento territorial para Bogotá, D.C. Decreto 619/2000.

3.2.1 Estructura ecológica principal

- Sistema de Áreas Protegidas del Distrito Capital.
- Reserva Forestal Protectora del Bosque Oriental de Bogotá.
- Uso principal: Educación ambiental. Forestal protector.
- Uso compatible: Recreación pasiva (senderos, miradores).
- Área total: 59.400 M2.
- Sistema de espacio público: Escala Zonal.

3.2.2 Normas complementarias

- CORPORACIÓN AUTÓNOMA REGIONAL - CAR La cantera de Soratama se encuentra localizada en el área rural de Santafé de Bogotá, en el límite con la zona urbana, de acuerdo con el POT. Corresponde a la CAR dar aprobación del proyecto por estar dentro de su jurisdicción.
- DEPARTAMENTO ADMINISTRATIVO DEL MEDIO AMBIENTE - DAMA Protocolo Distrital de Restauración Ecológica: Suelos degradados por actividad minera y Falta de espacios naturales autóctonos para educación y recreación. Plan de Manejo de ecosistemas estratégicos de las Áreas Rurales del Distrito Capital.

- DEPARTAMENTO ADMINISTRATIVO DE PLANEACION DISTRICTAL - DAPD. – TALLER DEL ESPACIO PÚBLICO – COMITÉ DE PARQUES Cartilla de Mobiliario Urbano. El DAMA debe solicitar concepto al Taller del Espacio Público – Comité de Parques, en relación con el cumplimiento de las normas distritales vigentes, POT.
- INSTITUTO DE DESARROLLO URBANO – IDU Cartilla de andenes IDU – DAPD. El DAMA debe solicitar al IDU el diseño y construcción de la terminación de la vía de acceso actual al aula ambiental, sobre la base de los diseños respectivos propuestos en el proyecto.
- JARDÍN BOTÁNICO “JOSÉ CELESTINO MUTIS” Recomendaciones de arborización para Santa Fe de Bogotá.

3.2.3 Determinantes del diseño

- *Recuperación morfológica*

Para la estabilización de las obras propuestas se adoptó la alternativa de recuperación morfológica con base en cortes y rellenos de igual magnitud, para evitar movimientos de vehículos pesados sobre la actual vía de acceso, minimizando el impacto que pueda causarse a los vecinos, durante esta etapa de construcción.

- *Normatividad – Educación ambiental – Recreación pasiva*

El carácter de aula ambiental de escala zonal, dentro de un área de protección, determina en el proyecto sus componentes: aula ambiental propiamente dicha, senderos peatonales, mobiliarios y miradores paisajísticos, todo acorde a lo recomendado por la normatividad anteriormente nombrada.

- *Expectativas de la comunidad del barrio Soratama*

La comunidad participó solicitando se mantuviera las actuales zonas de recreación y el espacio destinado a la culminación de la procesión del vía crucis de Semana Santa. Los niños presentaron al proyecto dibujos, que en su imaginario contenían zonas de esparcimiento. También se tuvieron en cuenta las actividades que desarrollan los niños de la escuela del barrio durante las horas de descanso sobre los montículos de arena (rodadero natural) que hoy se encuentran en el predio, estas solicitudes se ajustaron a la normatividad existente.

- *Soratama muisca – recuperación de memoria histórica*

La relación del nombre del barrio, con la Soratama muisca, totalmente desconocida para sus habitantes, plantea para el proyecto una directriz de diseño que permite recuperar la memoria histórica de los ciudadanos de Bogotá centrada

en su pasado prehispánico muisca, para la consolidación de identidad, dado el carácter formativo del aula ambiental.

- *Proyecto piloto de recuperación de canteras sobre los cerros Orientales*

La necesidad de recuperar las zonas afectadas por explotaciones mineras sobre los cerros Orientales, da la posibilidad al aula ambiental de convertirse en un proyecto piloto de recuperación paisajística y ambiental de la ciudad, dentro del concepto de Aula Ambiental.

- Movimientos aparentes del sol – Territorio y paisaje.

La condición privilegiada de mirador del aula ambiental, dentro de la ciudad se enmarca en la relación existente entre los movimientos aparentes del sol en las diferentes épocas del año (solsticios y equinoccios) y el territorio observable. Aunque algunos de los senderos puedan tener estas direcciones, su sentido no es de observación astronómica, sino de paisaje cultural (sentido del sol – territorio – vegetación nativa propuesta).

3.2.4 Caracterización de áreas de diseño

Por su localización rural dentro de un área de protección, inmediata a la zona urbana de la ciudad, se han determinado cuatro diferentes zonas de tratamiento, que reflejan la función ambiental y paisajística de cada una: Armonización de la zona urbana con el área de protección, Amortiguamiento del límite urbano sobre la zona rural, Recuperación de la zona de mayor impacto paisajístico causado por la explotación minera y Conservación de la zona de mayor cobertura de vegetación nativa existente.

3.2.5 Concepción filosófica del diseño

- La armonía del hombre con la naturaleza.

Entender la importancia de proteger el patrimonio natural y cultural de la ciudad, asumir la responsabilidad que cada uno como habitante tiene con la ciudad; Sólo a partir del acercamiento y conocimiento de la naturaleza que rodea la ciudad, por parte de los ciudadanos, se puede lograr que éstos la amen, la respeten y la defiendan.

Dar continuidad al proceso de revaloración de nuestras culturas indígenas prehispánicas en armonía con la naturaleza, por su concepción del mundo, cuyos relictos todavía sobreviven, como parte fundamental de recuperación y consolidación de identidad de los ciudadanos. Contribuir a un cambio en la actitud de los ciudadanos hacia la ciudad y en especial hacia los cerros que la rodean, cuyos colores se transforman continuamente con las variaciones de luminosidad a lo largo del día. La ciudad ha olvidado la importancia vital de los cerros, sólo se ha preocupado de ellos para invadirlos o aprovecharlos económicamente.

3.3 RECUPERACIÓN GEOTÉCNICA

Para la recuperación geotécnica del terreno, se proponen las siguientes acciones:

- *Estabilización de los taludes de la cantera*

Para lograrlo se propone modificar su inclinación con ayuda de cortes y rellenos y mejorar las condiciones de drenaje. Los cortes se harán en los costados oriental y sur de la cantera y el relleno contra el talud del costado norte. Los grandes bloques que se encuentran en el patio de la cantera se emplearán para proteger la base del talud de relleno.

El drenaje se manejará con ayuda de una galería que capte y conduzca las aguas que afloran en la base del talud; esta galería se utilizará también para recrear las condiciones de la minería bajo tierra, contribuyendo con uno de los objetivos del aula ambiental, el de la educación. El drenaje superficial se manejará con ayuda de cunetas revestidas en piedra pegada y senderos.

- *Estabilización de los taludes del costado sur*

Dado que estos taludes se encuentran en el predio vecino, en principio no es posible adelantar obras de estabilización tradicionales, mediante conformación del talud, y es necesario recurrir a sistemas de refuerzo del terreno con ayuda de anclajes; para el sector donde se desarrolló la cárcava, se recomienda la construcción de una estructura de gaviones que cierre la depresión formada y que contenga el terreno. Además, se deben adelantar obras de conducción de las aguas de escorrentía para llevarlas a la parte inferior del predio en forma controlada, y entregarlas en el sistema de alcantarillado de aguas lluvias existente en el extremo occidental del predio.

Durante la presente investigación, tuvimos la oportunidad de contactar los propietarios de la cantera Servitá, quienes manifestaron su interés en tratar conjuntamente los taludes que separan estas dos canteras, razón por la cual se presenta al final una segunda alternativa que incluye el modelado de dichos taludes.

- *Control de erosión y retención de sedimentos*

Se recomienda proteger los taludes con elementos resistentes a la erosión, entre los que se tienen los trinchos, las barreras vivas y las coberturas vegetales. Para la retención de sedimentos se recomienda construir pocetas que retengan los sedimentos y mantengan el agua en diferentes sectores que ayuden en la recuperación ecológica del terreno; además, las cunetas deben estar revestidas en toda su longitud.

4. LOCALIZACIÓN GENERAL DEL PROYECTO

La antigua cantera de Soratama está localizada en el flanco occidental de la cordillera oriental, al Norte de la ciudad de Bogotá y por fuera del límite del perímetro urbano, a aproximadamente 2 kilómetros de la Carrera 7ª con Calle 167, en la parte alta del barrio Soratama, entre las cotas 2810 y 2925 m.s.n.m.

Geográficamente se ubica en las coordenadas 106900 E y 116000 N dentro de la localidad de Usaquén, con un área aproximada de 5.8 Ha. Actualmente sólo dispone de una sola vía de acceso con altas pendientes y curvaturas pronunciadas, que recorre todo el barrio Soratama.

En la Figura GT4.1 se presenta el predio de la cantera dentro del contexto regional.

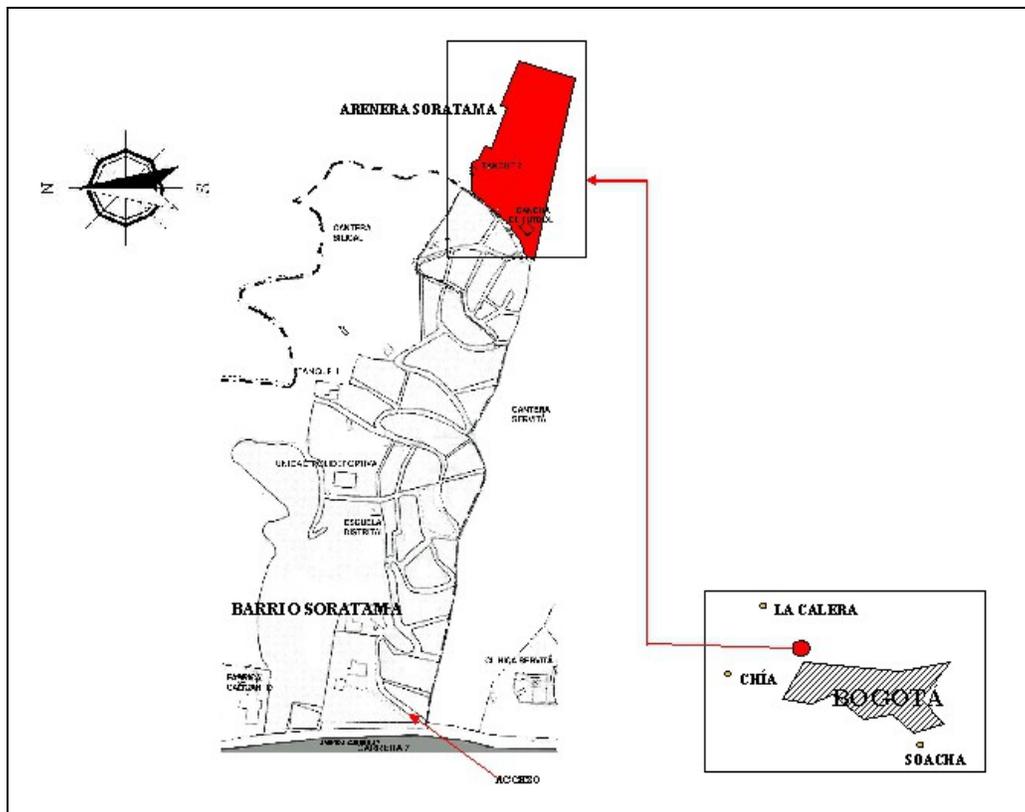


Figura GT 4.1. Localización del Proyecto

5. EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO

La información de exploración del subsuelo es recopilada del estudio de alternativas para la recuperación morfológica y ambiental de la antigua cantera de Soratama, presentado por la Universidad Nacional de Colombia en octubre de 2001.

Se llevaron a cabo diversas actividades tendientes a conocer las características de los materiales presentes, entre las cuales se destacan el tipo de subsuelo y la profundidad para la cimentación, el nivel freático, las propiedades físicas y mecánicas, la resistencia al corte del macizo y el estado de fisuramiento; es decir, la información mínima que es necesaria para el diseño de las obras proyectadas.

El muestreo de materiales se realizó a partir de métodos directos e indirectos, tanto en suelos como en rocas. En el Anexo GT.1 (Informe “Estudio de Alternativas octubre de 2001”), se ilustran los resultados de la exploración del terreno, en las modalidades mencionadas.

5.1 MUESTREO DE MATERIALES EN LOS AFLORAMIENTOS

Los sitios de muestreo presentados en la Figura GT.5.1 se localizaron a lo largo y ancho de la extensión de los diferentes taludes, contenidos en los respectivos bloques estructurales, que fueron considerados como de comportamiento homogéneo, teniendo en cuenta aspectos como la estratigrafía, tipos de materiales y mecanismos de movimiento, entre otros. El muestreo fue abundante, selectivo y representativo para la evaluación de las propiedades de los materiales.

5.2 EXPLORACIÓN DIRECTA POR MÉTODOS MANUALES EN SUELOS Y ROCAS

La localización de las perforaciones realizadas se indica en la Figura GT.5.1. En el Anexo GT-1 (Informe “Estudio de Alternativas octubre de 2001”) se presenta el perfil del terreno encontrado para cada una de las perforaciones; en el registro se señala la ausencia del nivel de agua libre o freática.

- Apiques

Se llevaron a cabo 15 perforaciones en esta modalidad, con profundidades entre 0.30 y 0.80 m, de acuerdo con las características particulares encontradas en cada uno de los sitios explorados.

- Perforaciones con equipo de accionamiento manual

Se llevaron a cabo cuatro (4) perforaciones con equipo manual de penetración y de recuperación de muestras y se obtuvieron muestreos inalterados en tubos de pared delgada del tipo Shelby, en los sitios donde se encontraron suelos cohesivos.

5.3 EXPLORACIÓN DIRECTA POR EL MÉTODO DE PERFORACIÓN MECÁNICA DE ROTACIÓN

Dentro del proyecto se llevó a cabo una perforación mecánica con equipo de rotación y muestreador con corona de diamante industrial, contenido en la traza superficial de una sección con dirección NW-SE que había sido utilizada para la evaluación geo-eléctrica (traza de la sección geológica C-C; Figura Anexo GT.2 del Informe “Estudio de Alternativas octubre de 2001”), en un sitio ubicado al pie del talud de corte más alto. La profundidad de la perforación mecánica fue de 15 m, a partir del piso actual de la cantera en la zona de explotación (nivel 2850 m.s.n.m.).

Los resultados de la perforación indican que:

- En el primer metro de perforación, se encontró un banco de arena fina habana; luego apareció una arenisca friable, que presentó rebote al equipo de penetración estándar; posteriormente, sólo se pudo avanzar con equipo de rotación mecánica hasta 1.60 m.
- A partir de 1.60 m se encuentra roca fracturada, que va siendo cada vez más sana en forma gradual, alcanzándose valores de recuperación y de índice de calidad de roca (RQD) cada vez mayores. Durante la ejecución de la prueba se intentó la realización de ensayos de permeabilidad in situ en varias oportunidades, cerrando un tramo de la perforación, pero el volumen de agua requerido era abundante y sólo se observó la rápida filtración, sin que se lograra mantener una cabeza visible de la lámina de agua para la prueba. A partir de todo lo anterior, se puede asegurar que el fisuramiento encontrado para el macizo es bastante intenso y por lo tanto la permeabilidad del depósito resulta ser alta.

5.4 NIVEL FREÁTICO

De acuerdo con los sondeos geo-eléctricos verticales, realizados en el estudio de Geología para definir la hidrogeología local, la predicción reportó niveles de agua a profundidades cercanas de la superficie actual del terreno; sin embargo, mediante la medida directa realizada durante la perforación con equipo mecánico, se puede descartar la presencia de niveles freáticos cercanos a la superficie actual del terreno, por lo menos hasta niveles superiores a la cota de los 2835 m.s.n.m. (fondo de la perforación).

En cuanto a los resultados con las demás perforaciones, por lo menos hasta la zona explorada, no se detectaron niveles de agua colgantes.

En la zona de la antigua explotación de la cantera, al pie de los taludes, se tienen dos nacederos de agua que afloran al nivel de la cota 2850 m.s.n.m, los cuales son producto del escurrimiento del agua de infiltración que ingresa por la parte alta

del macizo rocoso. Actualmente el flujo de los nacederos es utilizado como fuente de agua para consumo, así como también para riego de las especies cultivadas en el vivero. Dentro de la alternativa de solución, se sugiere encausar estos niveles de agua para evitar riesgos de acumulación y posibles efectos nocivos sobre las estructuras proyectadas.

5.5 EXPLORACIÓN INDIRECTA

El proyecto contempla entre otras obras, la construcción de senderos o caminos en algunas zonas del área de estudio, lo cual requirió de la realización de un programa de exploración a lo largo de las obras lineales referidas.

Para el establecimiento de los parámetros mecánicos con miras a realizar el diseño de las obras lineales del proyecto, se utilizó el método basado en la penetración dinámica con cono de accionamiento manual, de acuerdo con el modelo sudafricano y del cuerpo de ingenieros de la Armada de los Estados Unidos, el cual ha tenido amplia difusión en nuestro medio con grados aceptables de confiabilidad.

En total se realizaron 10 sondeos mediante la penetración dinámica con cono, obteniéndose el registro de la perforación y los correspondientes índices (Anexo GT.1. del Informe “Estudio de Alternativas octubre de 2001”)

6. CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA

La caracterización geológica contempla la obtención de datos estructurales necesarios para llevar a cabo el análisis de estabilidad cinemática de las obras de estabilización requeridas para la restauración ecológica de la cantera.

La información geológica fue tomada del “Estudio de alternativas para la recuperación morfológica y ambiental de la antigua cantera de Soratama y elaboración de los diseños detallados constructivos para la alternativa seleccionada” así como del Informe de Avance del mismo estudio entregado en septiembre de 2000.

En el estudio previo de Geología, se tomaron 616 datos de discontinuidades en nueve taludes. Esta información fue utilizada en esta fase del proyecto, considerando que es representativa para la adecuación de las obras (anexo GT.2. informe “Estudio de Alternativas octubre de 2001”). A continuación resaltamos las conclusiones a las que se llegó en esta caracterización

- Las rocas de la Formación Arenisca Tierna del Cretáceo, se formaron en ambiente marino, alcalino y reductivo. Se caracterizan por un proceso de meteorización intenso debido a la diferencia de las condiciones de su formación y a las que actualmente se encuentran (ácido y aeróbico).

- La actividad tectónica que produjo el fallamiento y fracturamiento intenso de la roca, ha disminuido aún más la resistencia de las rocas al proceso de meteorización.
- El fallamiento y fracturamiento de las rocas de la Formación Arenisca Tierna, por sus características, la presencia de azufre entre los estratos y discontinuidades y el aumento de la resistividad de materiales, parecen estar correlacionados con la presencia de un diapiro salino con yeso, que levantó los estratos, acercándose a la superficie. Luego de entrar en contacto con las aguas meteóricas, la cúpula salina se diluyó provocando la “caída” de los estratos y formando los bloques estructurales actuales. Este efecto también produjo la disminución de la resistencia de las rocas al proceso de meteorización físico-química.
- El factor antrópico, dado por la explotación de la cantera ha contribuido notoriamente al estado actual del macizo rocoso, generando la afectación física, química y físico-química, debido a la transformación del relieve, al estado de esfuerzos (relajación) y al flujo y calidad de aguas subterráneas, lo que se refleja en aparición o detonación de los procesos geodinámicos superficiales.
- Los elementos del componente geosférico que se encuentran afectados son: relieve, rocas, suelos, aguas subterráneas y procesos geodinámicos. La mayor transformación por explotación de la cantera, la ha sufrido el relieve, causando la afectación de los demás elementos.
- De acuerdo a su estructura, el área de la cantera Soratama se dividió en 10 bloques, delimitados por cinco fallas geológicas de tipo V y IV (esta clasificación tiene que ver con la longitud de la falla, el salto de falla y el área de influencia de la falla), de tal manera que, la falla tipo IV tiene una longitud del orden de 1 a 2 kilómetros y la falla tipo V, una longitud de menos de un kilómetro; es decir, que son de una importancia solo local y que manifiestan saltos de falla y áreas de influencia bastante bajas, cuyas zonas de afectación varían desde 1 a 2 m hasta >2m, respectivamente. Cada una de estas zonas se caracteriza por condiciones geológicas y geotécnicas específicas.
- Las condiciones más precarias en relación con el desarrollo de los procesos geodinámicos, se observan en el Bloque I, conformado por areniscas y arcillolitas fracturadas y alteradas de la formación Arenisca Tierna, donde existe la mayor intervención antrópica sobre los elementos del componente geosférico. Le sigue el Bloque X, conformado principalmente por rellenos antrópicos mixtos (Gráfica perfiles geológicos A-A, Anexo GT-2 informe “Estudio de Alternativas octubre de 2001”).
- Hidrogeológicamente en el área estudiada se definieron dos horizontes permeables, uno temporal, relacionado con los depósitos antrópicos y el

segundo permanente, vinculado con las areniscas de la Formación Tierna. El primero tiene permeabilidad alta y el segundo es de permeabilidad media.

- El nivel de agua se encuentra ubicado a una profundidad de 2,6 m en la parte más baja hasta 26,2 m en la parte más alta del terreno. Como se puede apreciar en los perfiles (Anexo GT-2 informe “Estudio de Alternativas octubre de 2001”), el nivel freático sigue la pendiente topográfica.

7. CARACTERIZACIÓN DE MATERIALES

La caracterización de materiales se llevó a cabo mediante una serie de actividades de laboratorio que consistieron en la ejecución de pruebas de clasificación, resistencia a la compresión confinada en suelos y rocas, resistencia a la tracción en rocas, resistencia indirecta mediante la carga puntual, resistencia al corte mediante el corte directo, ángulo de fricción indirecto mediante el plano inclinado para discontinuidades y compactación de suelos (Ver Anexo GT.3 informe “Estudio de Alternativas octubre de 2001”).

7.1 PRUEBAS DE CLASIFICACIÓN

Las pruebas de clasificación, se realizaron para los materiales obtenidos en el terreno, del tipo cenizas, y para algunas mezclas de suelos granulares realizadas con suelos finos arcillosos, provenientes de materiales de la misma zona de estudio.

Las pruebas de clasificación se tomaron como criterio, en el caso de los materiales, para una mezcla de suelos que permitiera aumentar la resistencia a la acción de los agentes climáticos y especialmente la acción erosiva de la escorrentía superficial. La selección de la mezcla más apropiada se realizó en términos del nivel de plasticidad tolerable para estructuras compactadas del tipo afirmados, con la premisa de una utilización eficiente de los materiales del lugar.

7.2 PRUEBAS DE COMPACTACIÓN

El material de construcción obtenido mediante mezcla de suelos de la misma cantera, se modeló en el laboratorio a partir de resultados de pruebas de compactación, lo cual permitió tener en cuenta las condiciones más probables y las propiedades mecánicas requeridas en el diseño.

Una vez seleccionada la mezcla de suelos apropiada (arcilla: arena = 1:2), a partir de la arena fina limosa habana y el limo arcillo-arenoso rojizo (ceniza), se realizaron pruebas de compactación a la energía Proctor estándar, para conocer las condiciones óptimas y valorar la resistencia al corte del material compactado. Los resultados indican que las condiciones de mayor eficiencia se logran para los siguientes parámetros:

Peso unitario seco máximo : 1.80 T/m³
 Humedad óptima de compactación : 15.0 %

7.3 PRUEBAS EN EL PLANO INCLINADO PARA DISCONTINUIDADES

Una prueba que ha resultado ser de mucha utilidad es la que determina el ángulo del movimiento crítico de bloques a lo largo de una discontinuidad. El procedimiento consiste en fijar el bloque inferior, de tal forma que se permita el desplazamiento del bloque superior a la superficie de contacto, bajo la acción del peso propio, en la dirección deseada del plano de la discontinuidad; se registra el ángulo para el cual se produce el movimiento de los bloques, en forma inminente. Se trata de un índice de resistencia a pequeña escala, el cual establece las condiciones límite del equilibrio de los bloques que se encuentran en el macizo rocoso.

Los resultados indican que en estas condiciones, se presenta una movilización de alta resistencia al corte en los planos de las discontinuidades, para las condiciones de humedad natural en las cuales fueron evaluadas. La tendencia de los valores medidos a partir de 19 pruebas realizadas, se presenta en la Tabla GT 7.1

Tabla GT 7.1. Rango de valores del ángulo de fricción medido en el plano inclinado para discontinuidades

Tipo de roca	Tipo de superficie	Ángulo promedio, rango (°)	Desviación estándar (°)
Areniscas	Pulida	26.1-40.7	1.4-6.2
	Rugosa	47.3-58.4	1.4-3.9
Arcillolitas	Pulida	27.0-33.4	2.6-3.0
	Rugosa	50.5	4.3

Los valores son consistentes con respecto a la evidencia experimental y a los resultados de las pruebas convencionalmente utilizadas para este tipo de parámetros. Sin embargo, en materiales como la arcillolita, no es confiable el resultado obtenido, por cuanto este tipo de materiales en presencia de agua sufre un ablandamiento notable, lo cual lleva a resistencias menores a las de predicción con este modelo; por otro lado se despreja la componente de cohesión en la resistencia del material, lo cual tiende a compensar el efecto de la sobreestimación de la resistencia por el modelo.

De todos modos, resulta que los valores de predicción a partir de este método, son útiles para la ejecución de análisis de estabilidad para las condiciones más optimistas. Los resultados obtenidos, han servido adicionalmente como referencia para la confirmación o de criterio de validez, para los parámetros medidos mediante la aplicación de las pruebas convencionales. Concretamente, los resultados son útiles para ser considerados como un índice, que permite evaluar la consistencia de la información (ver Tabla resumen, del Anexo GT.3 informe “Estudio de Alternativas octubre de 2001” sobre plano inclinado).

7.4 RESISTENCIA MEDIANTE LA CARGA PUNTUAL

La prueba de carga puntual ha sido la actividad que se ha realizado en la mayor proporción dentro de toda la caracterización de materiales, debido principalmente a las condiciones particulares en cuanto a la naturaleza de los materiales de la Cantera de Soratama. Los materiales de roca presentes se caracterizan por ser friables y blandos, haciéndose por tanto difícil una evaluación de las propiedades mecánicas a partir de mediciones directas, para establecer la resistencia a la compresión y tracción.

Se evaluaron las areniscas y arcillolitas así como también otras rocas blandas, en un total de 39 diferentes materiales con una cantidad variable de fragmentos en cada una (entre 3 y 34).

Para la predicción de la resistencia a la compresión simple, a partir del respectivo índice de resistencia a la carga puntual normalizado para el tamaño de 50 mm, $I_{ss(50)}$, se aplicó una relación muy conocida y aceptada por la comunidad técnica (citado por Correa A., 2000):

$$\sigma_c = 22 * I_{ss(50)}$$

donde:

σ_c : resistencia a la compresión simple

$I_{ss(50)}$: índice de carga puntual para la partícula de 50 mm de diámetro

La predicción de la resistencia a la tracción indirecta, a partir del índice de carga puntual normalizado, se realizó mediante la aplicación de una relación apropiada (citado por Correa A., 2000):

$$\sigma_t = I_{ss(50)} / 0.8$$

donde:

σ_t : resistencia a la tracción indirecta

Los resultados obtenidos sobre las resistencias estimadas de las rocas indican efectivamente valores muy bajos, lo cual confirma las dificultades en el muestreo de estos materiales en condición intacta y por ende en el macizo, por el alto nivel de alteración.

7.5 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN Y TRACCIÓN, MEDIANTE MÉTODOS DIRECTOS

Las pruebas de compresión inconfiada en suelos fueron realizadas en materiales extraídos del depósito mediante tubos de pared delgada. Los resultados permitieron la caracterización mecánica requerida para establecer la capacidad portante de la cimentación de la obra antes mencionada.

En cuanto a la resistencia a la compresión de rocas, se realizaron con algunos de los núcleos que se lograron obtener a partir de areniscas más duras y

representativas, a partir de bloques seleccionados. La mayoría de materiales de la cantera presenta una alta friabilidad, lo cual impidió que se tuviera una mayor caracterización mediante este tipo de pruebas; el muestreo fue abundante para este objeto, pero la mayoría de bloques representativos se fracturaron en el laboratorio durante el intento de extracción con la broca, debido al alto grado de alteración y la baja cementación que presentan las rocas. Las pruebas de compresión que se llevaron a cabo, se realizaron midiendo la deformación axial, para la obtención del correspondiente módulo de elasticidad.

Como era de esperar, los valores de resistencia a la compresión, obtenidos mediante las pruebas directas, son mucho mayores a los obtenidos de manera indirecta a partir de la prueba de carga puntual, en la mayoría de los casos, en parte por ser los materiales de mayor dureza y de menor alteración.

La resistencia a la tracción de las muestras, obtenidas mediante el método indirecto (brasileño), indica la misma tendencia con respecto a la resistencia presentada para el caso de la compresión. Los valores son mayores en el caso de las pruebas por el método brasileño con respecto a los valores estimados a partir del índice de carga puntual, lo cual es coherente al tener en cuenta el tipo de rocas evaluadas en cada caso.

7.6 RESISTENCIA AL CORTE MEDIANTE LA PRUEBA DE CORTE DIRECTO

En la determinación de la resistencia al corte se evaluaron un total de 18 materiales, mediante la aplicación de la prueba de corte directo en condiciones consolidadas y de inmersión, exceptuando un material de suelo. Los tipos de muestras considerados van desde rocas con discontinuidades en condición de superficie pulida en el laboratorio, hasta materiales de suelos inalterados y compactados, de acuerdo a la calidad de las muestras que se lograron obtener en las labores de exploración.

Siendo que los taludes actuales de la zona de excavación, principalmente, presentan un alto riesgo de deslizamiento, debido entre otras cosas a la gran altura, gran inclinación del corte, buzamiento desfavorable de los estratos (hacia el corte) y la frecuente inter-estratificación de materiales entre duros y blandos, se hizo necesaria la valoración de la resistencia al corte mediante la prueba de corte directo para poder simular el tipo de movimientos que se puede presentar en una eventual falla plana del talud de corte.

Dentro de los estratos que afloran, se encuentran los de arcillolita, los cuales controlan la estabilidad por su mayor debilidad y sensibilidad en presencia de los agentes atmosféricos. A partir de las observaciones en el sitio para establecer la tendencia en el mecanismo de falla para los taludes, se concluyó que algunas de las caídas de bloques se deben a la influencia y alteración de los niveles de arcillolita.

7.6.1 Resistencia al corte en rocas blandas

Las pruebas de corte en materiales de arcillolita se realizaron en las siguientes condiciones principales:

- Muestra única para los diferentes puntos, en condiciones de inmersión y de consolidación durante 24 horas. Se modelaron las condiciones del terreno en eventos críticos de saturación, haciéndose evidente la disminución en la resistencia que se presenta por efecto de ablandamiento. En esta condición fue evaluada la resistencia, considerando dos tipos de superficie, la pulida en el laboratorio y la del estado natural de rugosidad, que presentaba en el sitio la discontinuidad que se estaba valorando.
- Muestra diferente o independiente para cada una de los puntos de la prueba, en condiciones de inmersión y de consolidación durante 24 horas. Esta situación corresponde al modelamiento de las condiciones inalteradas, a partir de un bloque representativo del terreno ubicado en el sitio del proyecto. Con la saturación se tiene en cuenta la condición crítica para conocer la influencia del ablandamiento.

Los resultados de las pruebas indican parámetros de resistencia, con valores altos. Ver la información planteada en la Tabla GT 7.2.

Tabla GT 7.2. Parámetros promedios de resistencia al corte medidos en pruebas de corte directo para arcillolita (información ampliada en el Anexo GT.3 informe “Estudio de Alternativas octubre de 2001”)

Condiciones Tipo de resistencia	Tipo de superficie de la discontinuidad		Inalterada Coh.(T/m2)/Angulo fricción
	Pulida, fricción (°)	Rugosidad natural, fricción (°)	
Pico	31.8-34.3	26.8-39.5	2.50/ 11.3
Residual	26.7-32.8	20.2-30.7	0.0 / 18.1

7.6.2 Resistencia al corte en areniscas

Se reproduce en el laboratorio la forma de contacto entre superficies de arenisca, en condiciones consolidadas y saturadas. La situación de todas maneras, resulta ser favorable con respecto a las demás condiciones presentes en los taludes, que requieren del análisis de estabilidad para darle el manejo adecuado. Para cada tipo de material, la muestra utilizada fue única para los diferentes niveles de esfuerzo utilizados para la definición de la envolvente de resistencia.

Como un gran resumen los resultados se ilustran en la Tabla GT 7.3. Los resultados ilustrados indican valores relativamente bajos, probablemente debido a que algunas de las rocas pueden contener cementantes del tipo arcilloso, lo cual las hace susceptibles a la influencia del agua.

Tabla GT 7.3. Resumen de resultados promedios para la resistencia al corte en areniscas (Información ampliada en el Anexo GT.3 informe “Estudio de Alternativas octubre de 2001”)

Condiciones / Resistencia	Superficie pulida (°)	Superficie rugosa (°)
Pico	22.6-38.3	37.7
Residual	16.7-35.7	34.3

7.6.3 Resistencia al corte en suelos

Se evaluaron tres materiales: una ceniza, una arena fina limosa, muestreada en los depósitos de estériles dentro de la zona de explotación de la cantera; un suelo compactado, obtenido mediante la mezcla de suelos de arena y suelo arcilloso, encontrados en el lugar. El resumen de resultados se puede observar en la Tabla GT 7.4.

Las condiciones para la resistencia al corte del limo arcilloso algo arenoso (ceniza), corresponden a una muestra inalterada (tomada con tubo Shelby), bajo condiciones de consolidación y saturación.

Tabla GT 7.4. Resumen de resultados de la resistencia al corte obtenida en suelos

Parámetros de / Materiales	Resistencia	Cohesión/fricción (T/m ²)/ (°)
Limo arcilloso rojizo (P2-M2)	Pico	3.5 / 14.2
Arena fina limosa habana	Pico	0.0 / 34.9
Mezcla arcilla/arena (1:2) compactada, a la humedad de saturación	Pico	3.0 / 29.6
	Residual	0.0 / 34.1
Mezcla arcilla/arena (1:2) compactada, a la humedad natural	Pico	6.0 / 33.1
	Residual	0.0 / 37.2

El suelo compactado, fue preparado mediante la mezcla de un suelo arcilloso con uno granular (proporciones en volumen suelto 1:2) se plantearon condiciones de energía estándar y de la humedad óptima (15%) para la muestra inicial de compactación, luego durante el ensayo se dejaron dos condiciones para la evaluación, la de humedad de compactación y la de saturación, con un período de consolidación de 24 horas, previo a la etapa de falla.

8. ANÁLISIS DE CAPACIDAD PORTANTE

El análisis de capacidad portante se realizó con un enfoque general para todo el área del proyecto, el terreno lo podemos clasificar de acuerdo con la naturaleza de los materiales que se tendrán de soporte, en suelos naturales o compactados y en rocas.

Como información útil para este propósito, se dispone de los registros del perfil del terreno obtenidos en la exploración (Anexo GT.1 informe “Estudio de Alternativas octubre de 2001”), informe del estudio de Geología (primera fase) del levantamiento geológico estructural de detalle (Anexo GT.2 informe “Estudio de

Alternativas octubre de 2001”) y la caracterización de materiales realizada en el estudio geotécnico (Anexo GT.3 informe “Estudio de Alternativas octubre de 2001”).

Con respecto a la caracterización (Anexo GT.3 informe “Estudio de Alternativas octubre de 2001”) de la resistencia de los materiales del proyecto, se dispone de: compresiones confinadas en suelos y en rocas; información abundante de ángulos de fricción obtenidos por los métodos de corte directo y por medio del modelo del plano inclinado; resistencia a la compresión simple y tracción obtenida de manera indirecta a partir de la prueba de carga puntual. La información sobre resistencia a la compresión de las rocas blandas, fue establecida mediante la prueba de carga puntual, como alternativa al no poderse determinar los parámetros a partir de una mayor cantidad de núcleos intactos y del martillo Schmidt, debido al alto nivel de alteración y fisuramiento.

En el (Anexo GT.4 informe “Estudio de Alternativas octubre de 2001”) se ilustra el criterio de selección de los parámetros de resistencia a la compresión de rocas, para el análisis de la capacidad de soporte del macizo rocoso, que estará recibiendo las cargas generadas por las condiciones impuestas por el proyecto. Para mejorar la confiabilidad de la información como también del análisis y teniendo en cuenta que las estructuras a construir son relativamente livianas, se adoptó un criterio apoyado en los percentiles, para establecer la resistencia para el diseño en el análisis de la capacidad portante; el parámetro de diseño corresponde al percentil del 90% (ver Tabla GT 8.1).

Tabla GT 8.1. Resistencia a la compresión en rocas y suelos para diseño de la cimentación

Material	Resistencia a la compresión simple o confinada (Kg/cm²)
Arenisca de grano fino	184.0
Arcillolitas (*)	133.0
Areniscas (*)	28.0
Limos arcillosos	1.31

(*) Valores estimados a partir de la prueba de carga puntual, con el criterio del percentil para el 90%.

La capacidad portante para una cimentación en roca mediante zapatas aisladas, se realizó aplicando los criterios de Goodman (1979 y 1989). Del mismo modo cuando la cimentación en rocas se realice mediante pilas, la capacidad de carga se evaluó aplicando las expresiones de Goodman (1980). La resistencia adoptada para diseño de las cimentaciones en roca, corresponde al valor más bajo de los indicados en la Tabla GT 8.1.

Para el caso de cimentación en suelos naturales o compactados, mediante zapatas, se evaluó la capacidad portante aplicando las expresiones convencionales de Meyerhof.

Como una síntesis de los resultados de estos análisis se presentan a continuación las recomendaciones del estudio de suelos, para diferentes modalidades de cimentación.

De acuerdo con las condiciones topográficas del terreno, las cimentaciones podrán estar apoyadas en roca o en suelos naturales o en suelos compactados.

El análisis de capacidad portante se presenta considerando dos condiciones generales en cuanto al tipo de material de apoyo: cimentaciones en rocas y cimentaciones en suelo del terreno natural o en suelo de rellenos compactados que sean realizados a partir de los materiales de la misma cantera.

Tipo de material de soporte:

- Cimentación en roca: depósitos heterogéneos consistentes en rocas blandas y friables, del tipo areniscas y arcillolitas.
- Cimentación en suelo: cenizas volcánicas en condición natural o en suelo de relleno que será colocado mediante compactación.

La capacidad portante de seguridad o de trabajo máxima, que se presenta a continuación, será escogida de acuerdo con las condiciones particulares de cada una de las obras proyectadas, teniendo en cuenta el tipo de material que bajo cada una de ellas, llegue a interceptarse.

Cimentación en roca

- Zapatas
Capacidad portante neta de seguridad o de trabajo, $q_s: 200 \text{ T/m}^2$
- Losas
Coeficiente de reacción de la subrasante, $k: 20.0 \text{ Kg/cm}^3$
Los valores corresponden a los máximos admisibles
- Pilas pre-excavadas
Carga portante neta de seguridad o de trabajo máxima, $Q_s: 15.0 \text{ Ton}$

(Esta cimentación se considera cilíndrica, con mínimo un (1.0) metro de diámetro y un (1.0) metro de profundidad)

Cimentación en suelo

- Zapatas
Capacidad portante neta de seguridad o de trabajo, $q_s: 10.0 \text{ T/m}^2$
- Losas
Coeficiente de reacción de la subrasante estimado $k: 2.0 \text{ Kg/cm}^3$

Los valores corresponden a los máximos admisibles

- Pilas pre-excavadas

Carga portante neta de seguridad o de trabajo máxima, Qs: 7.0 Ton

(Esta cimentación se considera cilíndrica, con mínimo un (1.0) metro de diámetro y un (1.0) metro de profundidad)

9. COMPORTAMIENTO SÍSMICO Y ESPECTRO DE DISEÑO

La Antigua Cantera de Soratama está localizada unos metros por fuera del límite del perímetro urbano de la ciudad de Bogotá, es decir, por fuera del área delimitada por las zonas de respuesta dinámica homogénea, consideradas dentro del “Estudio de Microzonificación Sísmica de Santa Fe de Bogotá” (referencia 1).

Sin embargo, teniendo en cuenta que las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistentes NSR –98 (referencia 2), en su prefacio dicen: “Las normas sismo resistentes presentan los **requisitos mínimos** que, en alguna medida, garantizan que se cumpla con el fin principal de salvaguardar las vidas humanas ante la ocurrencia de un sismo fuerte.”, además, considerando que los requisitos de diseño sismo resistente contenidos en el estudio local mencionado para la zona de cerros, son más exigentes que los establecidos en la norma nacional para zonas de amenaza sísmica intermedia (NSR-98, prefacio, figura 3: Mapa de zonificación sísmica de Colombia y figura 4: Aa (aceleración pico efectiva horizontal de diseño expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, $g = 9.8 \text{ m/s}^2$)), puesto que consideran el efecto de amplificación de la respuesta sísmica debida al efecto topográfico local; se adopta para el presente diseño de estructuras y obras de protección geotécnica, el espectro y las recomendaciones de diseño para la Zona 1 – Cerros, contenidas en el estudio de Microzonificación mencionado.

Dicho espectro fue obtenido mediante el empleo de modelos bidimensionales de respuesta dinámica de los materiales superficiales, de acuerdo con las características topográficas, geológicas y geotécnicas de los cerros orientales de la ciudad, y en particular, en secciones tomadas al sur, centro y norte de la ciudad.

Esta última sección, localizada a menos de 500 metros al Norte del lote del proyecto, tuvo una orientación Este – Oeste, con una longitud de 5.5 kilómetros, a partir del pie de monte en la avenida Carrera 7ª sobre el flanco occidental de la cordillera Oriental, hasta 4 kilómetros más allá de la cresta del cerro sobre el flanco oriental de dicha cordillera.

Es decir, el proyecto está localizado en la parte más alta de la sección, en donde el efecto topográfico produce la mayor magnificación de las aceleraciones pico, ante la ocurrencia de sismos de campo cercano (originado en fallas locales que

interceptan la Sabana de Bogotá) y de campo intermedio (principalmente con fuente en la Falla Frontal de la cordillera Oriental o Falla de Guaicáramo).

La decisión de adoptar el espectro de diseño definido para la Zona 1 – Cerros, se justifica además, con base en las recomendaciones del estudio mencionado (numeral 3.5 Mapa de Microzonificación y recomendaciones, página 87), las cuales contemplan unas franjas de transición de 500 metros a cada lado de los límites entre las diferentes zonas (en este caso, el límite exterior), en las cuales debe adoptarse el espectro de diseño más exigente y en las normas NSR-98, artículo A.2.4.1.7 – perfiles provenientes de estudios de microzonificación, en el cual se dice:

“Cuando se hayan realizado estudios de microzonificación, de acuerdo con los requisitos de A.2.9, pueden utilizarse los resultados de ésta, así como los valores del coeficiente de sitio, dados en ella, en vez de los presentados en esta sección.”.

Los espectros de diseño recomendados tanto por la norma nacional NSR-98 para Bogotá, correspondiente a zona de amenaza sísmica intermedia y para un perfil de suelo S1 (con coeficiente de sitio de 1.0) y grupo de uso II (con un coeficiente de importancia de 1.10), como por el estudio de Microzonificación para la zona 1 - Cerros, se presentan en forma comparativa en la Figura GT 9.1.

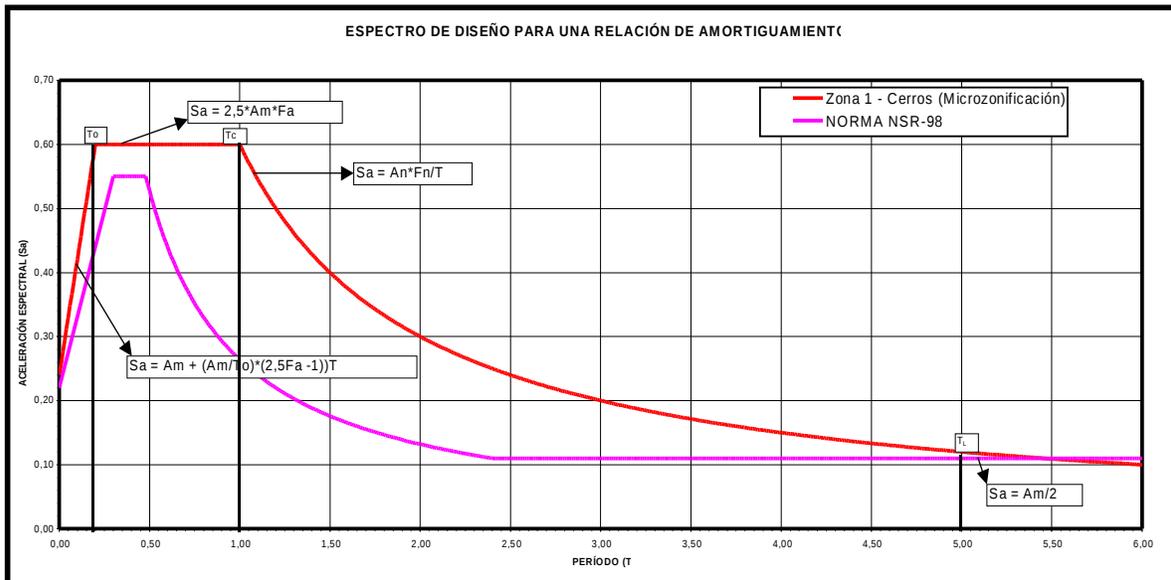


Figura GT 9.2. Comparación de espectros de diseño de la Norma NSR-98 y de la Microzonificación Sísmica de Santa Fe de Bogotá para el sitio del proyecto (S1 = 1.0, I = 1.1).

Con base en lo anterior, como parte de los parámetros geotécnicos de diseño del proyecto, se adoptan los coeficientes Am y An (aceleración máxima y aceleración nominal), en lugar de los valores de Aa y Av (aceleración y velocidad pico efectivas), definidos por la norma NSR-98.

El espectro de diseño seleccionado está expresado en forma de ecuación, con base en las recomendaciones de Dobry y otros (1987). Tanto los parámetros como la ecuación, fueron tomados de la referencia 1 (página 88, figura 3.27) y se definen de la siguiente manera:

ZONA 1 – CERROS. Coeficientes espectrales de diseño

$T_0 = 0.20s$	Período inicial.
$T_c = 1.00s$	Período corto.
$T_L = 5.00s$	Período largo.
$A_m = 0.24g$	Aceleración máxima.
$A_n = 0.30g$	Aceleración nominal.
$F_a = 1.00$	Factor de amplificación de la aceleración.
$F_v = 2.00$	Factor de amplificación de la aceleración en el rango de velocidades constantes.

Los valores de aceleración máxima A_m , se utilizan a continuación para el diseño de muros de contención y retención fundados sobre roca, así como para los análisis de estabilidad de taludes de corte y terraplenes.

En cuanto a los demás requisitos de diseño y construcción sismo resistente se adoptan los contenidos en la norma nacional NSR-98 para zona de amenaza sísmica intermedia.

Las arenas uniformes, limpias y sueltas, que yacen en la actualidad sobre la plataforma principal de explotación de la antigua cantera, deberán ser removidas en su totalidad para dar lugar a la adecuación de la fundación de terraplenes entre las cotas 2850 y 2870, y serán utilizadas como parte de las mezclas de materiales que se emplearán en la construcción de terraplenes y de rellenos en estructuras de contención.

En ningún caso, quedarán estratos de arena uniforme, suelta, sin cohesión, que tengan posibilidad de alcanzar una condición de saturación, razón por la cual, no es pertinente realizar análisis del potencial de licuación de suelos, debido a efectos sísmicos.

Además, dadas las condiciones locales de alta permeabilidad tanto primaria, como secundaria del macizo rocoso; la inexistencia de niveles freáticos cercanos a la superficie (a menos de 15 metros) y el diseño de obras de drenaje y subdrenaje de rellenos, taludes y muros de contención, se considera que no existe posibilidad de ocurrencia de fenómenos de movilidad cíclica causada por fenómenos sísmicos, es decir, que las condiciones sísmicas del terreno son estables y no representan riesgo.

10. ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA RECUPERACIÓN ECOLÓGICA

Las obras geotécnicas que se plantean para la recuperación morfológica y ambiental de la cantera de Soratama, las cuales fueron descritas en forma general en el numeral 3.3, se presentan en el plano de localización de obras (Plano GT 2: Alternativa de Trincheras y Plano GT 4: Alternativa de Gaviones y Relleno - Servitá) que se anexa a este informe.

10.1 OBRAS DE DRENAJE Y SUBDRENAJE

Las obras de drenaje hacen parte de las labores de adecuación del terreno y de las necesidades geotécnicas de prevención de fenómenos de inestabilidad y erosión de taludes.

El drenaje se manejará con ayuda de una galería que capte y conduzca las aguas que afloran en la base del talud de explotación de la cantera, ubicada en la cota 2851 m.s.n.m; la galería se utilizará también para recrear las condiciones de la minería bajo tierra, contribuyendo con uno de los objetivos del aula ambiental, el de la educación. El drenaje superficial se controlará con ayuda de cunetas revestidas en piedra pegada y senderos.

La galería está conformada por marcos en concreto reforzado espaciados cada 1.5 m a lo largo del eje longitudinal de la galería, tiene una altura libre de 2.5 m y una sección trapezoidal de 2.5 m en el techo y de 3.5 m en la base. La Galería cuenta con una cuneta de sección trapezoidal revestida en concreto, la cual se ubica a lo largo del costado del talud de roca, permitiendo conducir las aguas hacia el sistema de drenaje principal, para tal efecto se ha adoptado una pendiente longitudinal de la Galería del 1%.

Los detalles estructurales de los elementos que conforman la galería se presentan en el plano GT 9 anexo a este informe, así como el detalle de la ubicación en planta para el replanteo y el perfil longitudinal de la misma.

Para la nueva alternativa de recuperación, se tuvo en cuenta la necesidad de la mínima intervención en el ecosistema de la zona, de tal manera que se planteó un sistema de drenaje paralelo a los caminos peatonales que se encuentran establecidos en la zona, para facilitar la conducción de las aguas a lo largo del proyecto.

Para estos drenajes se proponen cunetas trapezoidales realizadas en concreto ciclópeo, de tal manera que se puedan utilizar los materiales de la misma cantera, disminuyendo así el impacto sobre ésta.

Estas cunetas trapezoidales son del tipo T-2-2, procurando así que sean poco profundas y no generen problemas para los posibles usuarios del aula ambiental. La extensión de estos drenajes es de 1130 metros a los dos costados de la cantera, procurando mantener los cursos naturales que en ésta se encuentran.

En el tramo norte del sistema de drenaje se han planteado unas pocetas de almacenamiento, ubicadas por encima de la alternativa de estabilización planteada, y que se pueden destinar para labores de irrigación de las futuras coberturas vegetales.

Entre las cotas 2826.5 m.s.n.m. y 2827.5 m.s.n.m., se ha planteado un sedimentador que recolecte las aguas de los drenajes principales, permitiendo así la entrega controlada al sistema de alcantarillado de la localidad. Este sedimentador permite, igualmente, el control de la erosión y generación de cárcavas entre el antiguo punto de entrega de los afluentes y el alcantarillado de la localidad.

Estas obras de drenaje se presentan en el plano de localización de obras (plano GT 2: Alternativa de Trincheras y Plano GT 4: Alternativa de Gaviones y Relleno - Servitá) y en el plano GT 11 se muestran los detalles de las secciones.

10.2 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES Y TERRAPLENES

Dentro de este análisis se incluye inicialmente un estudio de estabilidad de los taludes de la cantera en la situación actual; adicionalmente se presenta el análisis de estabilidad de las trincheras del costado sur y la estabilidad de la reconformación del terreno en el frente de explotación.

10.2.1 Estabilidad de taludes actuales de la cantera

A continuación se presentan los resultados de los análisis iniciales de estabilidad realizados en los taludes dejados en la Antigua Cantera de Soratama, a partir de una sectorización basada en los levantamientos detallados del predio, relacionados con los aspectos topográfico y geológico.

- *Antecedentes*

Antes de su abandono, las operaciones en la Cantera de Soratama fueron desarrolladas:

“...por el método de explotación “por arriba” y empujando el material con Buldózer hacia plataformas inferiores donde es cargado en volquetas. Este método se ha combinado en el pasado con el de corte “por la base” y falla del talud, razón por la cual se han presentado agrietamientos intensos en la ladera, arriba del talud principal...”

La naturaleza del sistema de explotación utilizado en la cantera, permite explicar la inestabilidad actual que se observa en los taludes estudiados y que también está siendo confirmada a partir de los análisis de estabilidad incluidos en este capítulo.

En 1988 se realizó un estudio por parte de la Firma Ingeniería y Geotecnia Ltda., para la desaparecida Secretaría de Obras Públicas del Distrito, que tuvo como

propósito proyectar la explotación futura de tal manera que permitiera "...la recuperación ecológica y morfológica de los terrenos localizados en el área de influencia de la cantera..." .En esa época la cantera se encontraba en explotación, para el suministro de los materiales de construcción destinados al mantenimiento de la red vial de la ciudad.

En el informe de dicho estudio se lee: "...Debido al carácter friable y al alto grado de meteorización, se han formado cárcavas con una profundidad de hasta 2 m, localizados en el extremo del área de explotación, cerca del tanque de almacenamiento de agua...".

El carácter deleznable de las rocas que afloran en los taludes, es intrínseco a la parte media de la Formación Arenisca Tierna perteneciente al Grupo Guadalupe y denota debilidad en la matriz que cementa los granos, razón por la cual, el macizo rocoso presenta muy alta susceptibilidad a la erosión. A pesar de existir una amenaza hídrica pluvial baja (precipitaciones medias anuales cercanas a 1000 mm), los sistemas de cobertura del terreno contenidos en las diversas alternativas son medidas determinantes del control de procesos erosivos y de la estabilidad a mediano y largo plazo.

- *Sectorización de taludes*

Con el propósito de analizar la estabilidad de los taludes existentes, se realizó una sectorización basada en la geología detallada, la cual se presenta en la Figura GT 10.1, definiendo nueve taludes de características litológicas, estratigráficas, morfológicas y estructurales homogéneas, de acuerdo con la orientación de los planos de estratificación, con los patrones de fracturamiento, con la posición y orientación de fallas geológicas y zonas de cizalla, con el grado de alteración del macizo rocoso, así como con los mecanismos de falla observados durante las visitas de reconocimiento geotécnico.

- *Análisis de estabilidad*

Con el fin de estimar la estabilidad actual y evaluar en la incidencia de la inclinación de los taludes en las medidas de estabilización, se procesaron los datos de discontinuidades tomados en campo (véase Anexo GT 2 informe "Estudio de Alternativas octubre de 2001"), asignando valores estimados de resistencia y evaluando los factores de seguridad para el modo de falla de cuñas. Se empleó el programa CUNCIN, desarrollado por el Profesor de la Universidad Nacional de Colombia Álvaro J. González con condiciones secas y sin sismo, para efectos comparativos.

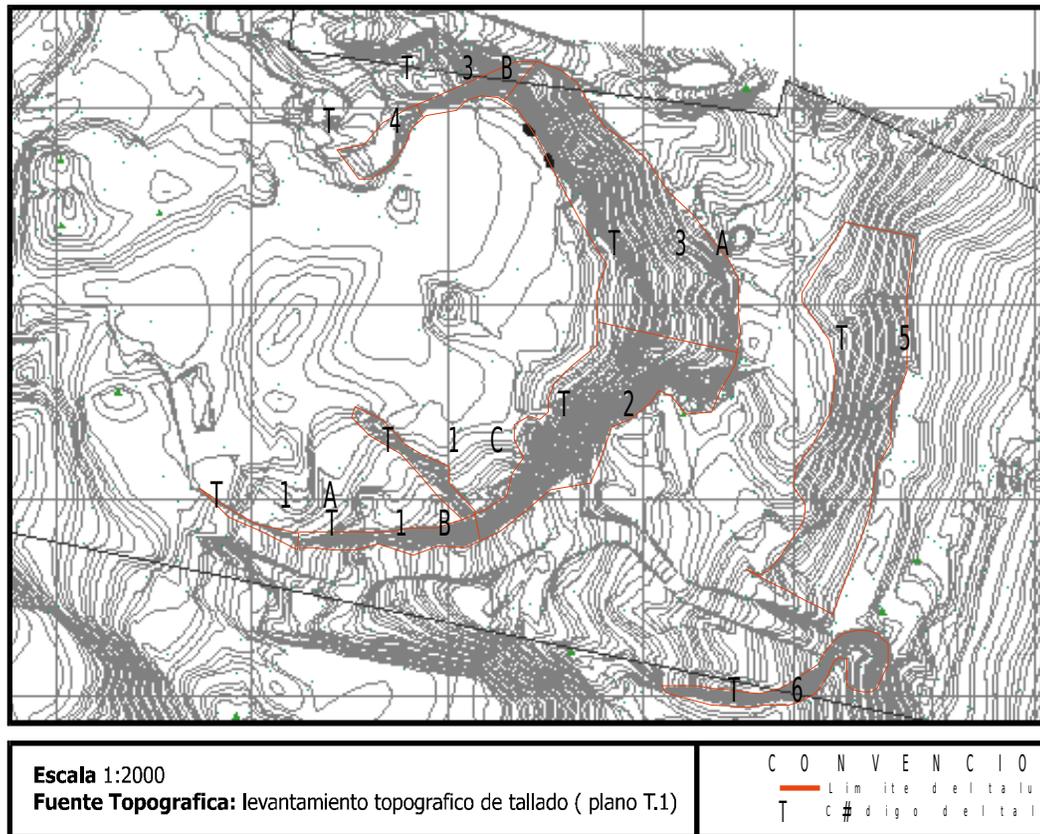


Figura GT 10.1 - Localización de los taludes.

- Datos de discontinuidades

El grupo de Geología tomó datos de discontinuidades en los 9 taludes mencionados, con los siguientes resultados generales (Tabla GT 10.1).

Tabla GT 10.1 Relación de mediciones de discontinuidades

Talud	Unidad	1A	1B	1C	2	3A	3B	4	6	5
Azimuth Buzamiento (α)	(°)	30	0	70	330	230	121	100	147	285
Buzamiento talud (β)	(°)	88	60	87	65	88	88	85	88	38
Estratificación	#	3	3	4	5	1	1	2	2	5
Diaclasas secundarias	#	31	40	25	52	7	18	38	23	34
Diaclasas principales	#	0	2	0	1	0	0	0	1	0
Diaclasas con azufre	#	3	0	0	4	0	3	2	0	0
Cizallas	#	0	2	0	1	0	0	0	4	3
Fallas	#	0	2	0	2	0	0	1	0	1
Cantidad Total	#	37	49	29	65	8	22	43	30	43

- Parámetros geomecánicos

Para los análisis de estabilidad se utilizaron los siguientes parámetros geomecánicos, relativamente conservativos (Tabla GT 10.2)

Tabla GT 10.2 Parámetros geomecánicos

PESO UNITARIO MACIZO ROCOSO = 2.6 T/m ³		
RESISTENCIA DE DISCONTINUIDADES	C' (T/m ²)	φ' (°)
Estratificación	5	28
Diaclasas secundarias	2	30
Diaclasas principales	2	28
Diaclasas con azufre	1	28
Cizallas	0	28
Fallas	0	25

- Método de Análisis

Para la evaluación de la estabilidad se empleó el Programa CUNCIN, que permite combinar de 2 en 2, hasta 200 discontinuidades y en 30 taludes, con o sin agua, con o sin sismo.

Para ello se emplean las siguientes denominaciones encabezando las diferentes columnas:

- Número de Plano 1 (PL1).
- Número de Plano 2 (PL2).
- Azimut de línea de intersección (AZC).
- Buzamiento de línea de intersección (BUZC).
- Ángulo entre planos (THETA).
- Factor de seguridad (FS).
- Planos de contacto ("101", si ocurre en ambos; el número del plano, si se da en uno sólo; así como "0", si no hay contacto).
- Altura de la cuña (H) (cuando el terreno en la corona del talud es plano).

Para este caso se adoptó, como simplificación, el terreno plano sobre el talud, aun cuando esto realmente no es así (Figura GT 10.2). También se consideró el talud seco y sin sismo, para efectos comparativos.

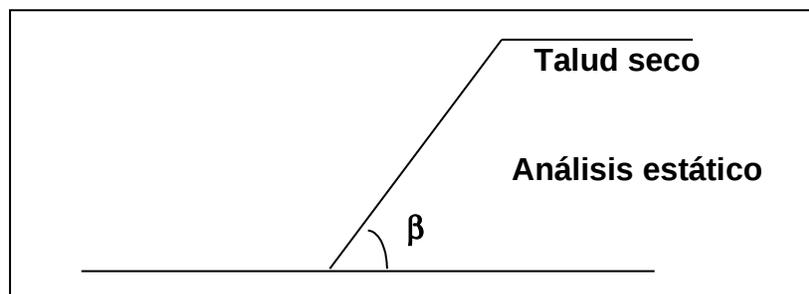


Figura GT 10.2 Esquema del talud usado para el análisis

Las alturas de los taludes se midieron en secciones típicas de los planos topográficos detallados. Se consideraron los siguientes ángulos de talud (β), adicionales a los existentes: 75°, 60°, 51°, 45° y 38°.

- Resultados

Los resultados de factores mínimos de seguridad se presentan en la Tabla GT 10.3 y en la Figura GT 10.3

Tabla GT 10.3 Resultados de factores mínimos de seguridad

Unidad	Unidad	1A	1B	1C	2	3 ^a	3B	4	6	5
Altura del Talud (H)	(m)	12	15	15	40	30	12	6	15	18
Azimut Buzamiento Talud (α)	(°)	30	0	70	330	230	121	100	147	285
Buzamiento Talud (β)	(°)	88	60	87	65	88	88	85	88	38
Cantidad de Cuñas	#	340	293	242	634	9	145	416	219	178
Factor Seguridad mín. β Actual	1	0.71	0.58	0.39	0.96	0.75	0.29	0.17	0.52	2.48
Factor Seguridad mín. $\beta=75^\circ$	1	--	--	--	--	1.63	0.87	0.64	1.06	--
Factor Seguridad mín. $\beta=60^\circ$	1	2.17	0.58	1.96	1.09	1.98	1.37	2.17	1.40	--
Factor Seguridad mín. $\beta=51^\circ$	1	3.41	1.25	4.30	1.40	2.57	2.31	4.86	1.75	--
Factor Seguridad mín. $\beta=45^\circ$	1	5.04	1.44	5.34	1.88	2.71	3.07	6.01	2.17	--
Factor Seguridad mín. $\beta=35^\circ$	1	6.76	1.77	7.91	2.16	2.98	3.65	8.77	2.88	--

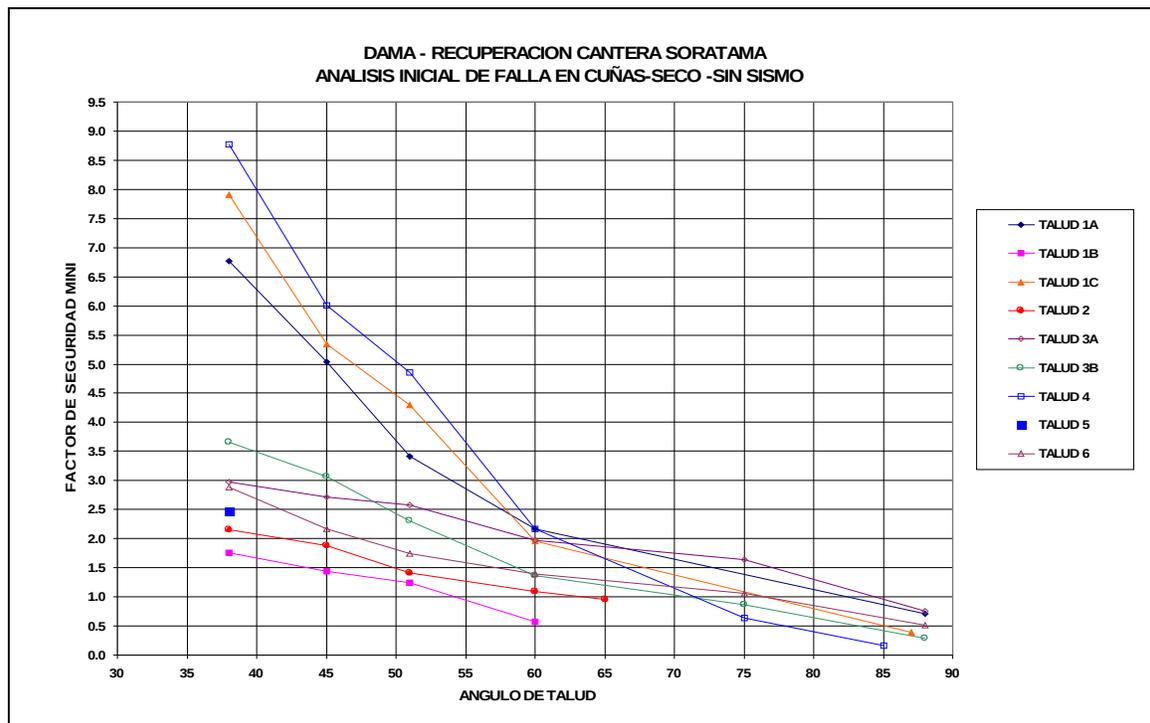


Figura GT 10.3 Valores de factores mínimos de seguridad

En la Tabla GT 10.4 y en la Figura GT 10.4 se presentan los valores de β necesarios para obtener factores de seguridad de mínimos de 1.5 y 2.0.

Tabla GT 10.4 Resultados de ángulos máximos para FS dado

Talud	Unidad	1 ^a	1B	1C	2	3A	3B	4	6
β máx para FS ≥ 1.5	(°)	72	44	66	49	77	58	65	57
β máx para FS ≥ 2.0	(°)	62	35	59	42	59	53	61	47

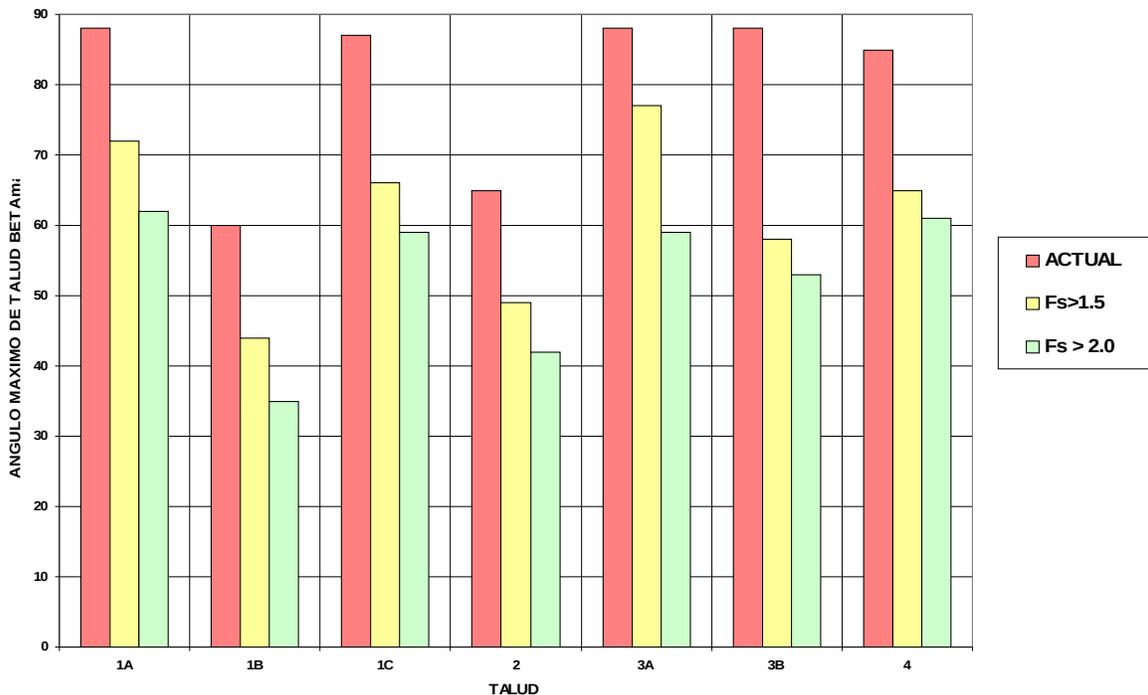


Figura GT 10.4 Valores de ángulo de talud para FS dado

- Conclusiones sobre la estabilidad

- La estabilidad es inversamente proporcional al ángulo de los taludes (Figura GT 10.3).
- La estabilidad no depende de la altura de los taludes, en especial para inclinaciones superiores a 50°, aunque la magnitud de los movimientos potenciales sí depende de esta altura.
- En su orden, la estabilidad relativa de los taludes actuales analizados es como sigue:

T5, T2, T3A, T1A, T1B, T6, T1C, T3B y T4

- En su estado actual, los taludes de excavación presentan inestabilidad.
- El talud natural (T5) es estable.

- Recomendaciones sobre la estabilidad

- Dado que se presenta un análisis relativo, se considera que para conseguir una estabilidad adecuada se requiere un factor de seguridad sin agua y sin sismo de 2.0
- Con este criterio los taludes máximos serían los indicados en la Tabla GT 10.4 y en la Figura GT 10.4.
- Se considera que con taludes 1H:1V ($\beta = 45^\circ$) es posible obtener una estabilidad adecuada en todos los taludes rocosos.

Para obtener esta inclinación de taludes es necesario hacer excavaciones en la parte superior de los taludes y combinar éstas con rellenos de enrocados de pie, los cuales pueden colocarse con taludes 1.5H:1V ($\beta = 34^\circ$).

10.2.2 Generalidades del Estudio de Estabilidad de las obras de recuperación

- *Información para diseño*

Se tuvo como punto de partida, la información contenida en el informe “Estudio de alternativas para la recuperación morfológica y ambiental de la antigua cantera de Soratama – Anexo de Geotecnia octubre 2001”.

Los aspectos geológicos incluyen: litología, geología, neotectónica, geomorfología e hidrogeología regionales; geología, estructuras geológicas y fracturamiento, geomorfología y procesos e hidrogeología locales. Como parte de los anexos se incluyeron los mapas geológico, geomorfológico e hidrológico, perfiles geológicos y columnas estratigráficas y resultados de sondeos geoelectrónicos, entre otros.

Los aspectos geotécnicos se componen de: sectorización de taludes de acuerdo con bloques estructurales identificados y con la orientación de los cortes originales de la cantera; análisis iniciales de estabilidad de taludes existentes a partir de datos de discontinuidades medidos y de parámetros geomecánicos estimados, además de conclusiones y recomendaciones iniciales sobre estabilidad de cortes de taludes. En los anexos aparecen las mediciones iniciales de discontinuidades y las listas de los resultados de análisis de estabilidad.

Para la fase de diseño definitivo del estudio anterior, dicha información fue complementada con registros de sondeos y perforaciones (anexo GT.1 informe “Estudio de Alternativas octubre de 2001”), resultados de ensayos de campo y laboratorio (anexo GT.3 informe “Estudio de Alternativas octubre de 2001”) y levantamiento geológico complementario (anexo GT.2 informe “Estudio de Alternativas octubre de 2001”). Este último consistió en la toma de nuevos datos estructurales, la elaboración de perfiles geológicos adicionales (hasta completar un total de 8) y el estudio de la declinación magnética que afecta el lugar.

- *Corrección de datos por declinación magnética*

En la tabla GT 10.5, se presenta un resumen de las familias de discontinuidades identificadas para cada uno de los sectores definidos en el estudio de alternativas

con la respectiva corrección del azimut magnético por declinación local, con lo cual se obtiene el azimut verdadero o topográfico para cada una de ellas.

Adicionalmente se incluyen los datos de familias de discontinuidades utilizados para el análisis de las trincheras del costado sur de la Cantera.

Tabla GT 10.5. Datos de familias de discontinuidades y correcciones por declinación magnética

Tabla GT 7.1: Datos de familias de discontinuidades y correcciones por declinación magnética.					
SECTOR	NOMBRE DE LA FAMILIA DE DISCONTINUIDAD	BUZAMIENTO β (°)	AZIMUT MAGNÉTICO (°)	DECLINACIÓN MAGNÉTICA (°)	AZIMUT VERDADERO (°)
TALUD T1	E	24.0	245.0	-4.5	240.5
	D1	75.0	40.0	-4.5	35.5
	D2	79.0	124.0	-4.5	119.5
	D2*	85.0	316.0	-4.5	311.5
	D3	78.0	358.0	-4.5	353.5
TALUD T2	E	20.0	266.0	-4.5	261.5
	D1	75.0	66.0	-4.5	61.5
	D1*	81.0	280.0	-4.5	275.5
	D2	81.0	134.0	-4.5	129.5
	D3	79.0	344.0	-4.5	339.5
TALUD T3A	E	23.0	286.0	-4.5	281.5
	D1	72.0	74.0	-4.5	69.5
	D1*	84.0	258.0	-4.5	253.5
	D4	78.0	215.0	-4.5	210.5
TALUDES T3B y T4	E	25.0	268.0	-4.5	263.5
	D1	74.0	59.0	-4.5	54.5
	D2	83.0	159.0	-4.5	154.5
	D2*	78.0	313.0	-4.5	308.5
	D3	77.0	4.0	-4.5	359.5
TRINCHERA F6-F7	E	27.0	280.0	-4.5	275.5
	D1	50.0	75.0	-4.5	70.5
	D2	38.0	113.0	-4.5	108.5
	D3	80.0	350.0	-4.5	345.5
TRINCHERA F8	E	30.0	240.0	-4.5	235.5
	D1	68.0	40.0	-4.5	35.5
	D2	62.0	260.0	-4.5	255.5
	D3	76.0	98.0	-4.5	93.5
	D4	66.0	301.0	-4.5	296.5

- *Criterios generales de recuperación morfológica*

La recuperación morfológica de la antigua cantera de Soratama está basada en los siguientes criterios geotécnicos generales:

- Los taludes de corte en roca se proyectan con una inclinación general 1H:1V y en lo posible, una orientación estable desde el punto de vista cinemático.

- Los rellenos compactados tienen una función de confinamiento de aquellos taludes en roca que en la actualidad poseen condiciones deficientes de estabilidad. En general, se define una inclinación de terraplenes de 2H:1V.

10.2.3 Análisis Cinemático de Estabilidad

- *Generalidades del análisis cinemático*

Se realizó un análisis cinemático de estabilidad de las trincheras en el costado sur, así como de los taludes del sector de explotación de la cantera. El análisis consiste en comparar la dirección e inclinación del talud de corte, con la orientación media de las familias de discontinuidades (estratificación, diaclasas, fallas, etc.), determinando en cada caso particular, la posibilidad de movimiento a través de un plano de discontinuidad (falla plana) o de dos planos de discontinuidad (falla en cuña) y además, la posibilidad de volcamiento de bloques (falla por volteo), para lo cual se empleó el programa DIPS, versión 2000.

Se adoptaron los siguientes parámetros y criterios de análisis para determinar la ocurrencia potencial de falla cinemática:

- Parámetros de resistencia

Se seleccionaron a partir de los resultados de ensayos de corte directo en discontinuidades (condición $c'=0$), tanto para arenisca, como para arcillolita. En cada plano de corte estudiado, se consideró en forma implícita la posibilidad de cortar arcillolitas con base en los perfiles geológicos levantados (véase anexo GT.2 informe “Estudio de Alternativas octubre de 2001”), caso en el cual se utilizó el ángulo de fricción interna efectivo pico más bajo. De lo contrario se empleó aquel correspondiente a la arenisca.

$\phi'_{P (arenisca)} = 30^\circ$: ángulo de fricción interna efectivo pico para arenisca.

$\phi'_{P (arcillolita)} = 23^\circ$: ángulo de fricción interna efectivo pico para arcillolita.

La dilatancia se consideró en forma conservadora como la desviación estándar de los datos de buzamiento de la estratificación para los sectores de trincheras y zonas de reconfiguración del terreno. Se adoptó como valor de dilatancia un ángulo de 7° , con lo cual el valor de resistencia al corte seleccionado para la arenisca fue de 37° y para la arcillolita, de 30° .

- Falla plana

Para que pueda ocurrir una falla plana, deben coexistir en forma simultánea las siguientes condiciones:

- El azimut de buzamiento de la discontinuidad considerada, debe formar un ángulo menor de 30° con respecto al azimut de la máxima inclinación del plano de corte, así:

$$A_z \beta_{(\text{discontinuidad})} \leq (A_z \psi_P (\text{plano de corte}) \pm 30^\circ)$$

- El buzamiento aparente de la discontinuidad en la dirección normal al plano de corte, debe ser menor que la inclinación de dicho plano; es decir, la discontinuidad debe interceptar la cara del talud, así:

$$\beta_{\text{ap (discontinuidad)}} < \psi_P (\text{plano de corte})$$

- En condiciones estáticas (análisis de excavaciones temporales), la suma del ángulo de fricción interna efectivo y el ángulo de dilatancia de los materiales en contacto en la discontinuidad, debe ser menor que el buzamiento aparente de la discontinuidad en la dirección normal al plano de corte, así:

$$(\phi'_P + i) < \beta_{\text{ap (discontinuidad)}}$$

- En condiciones dinámicas inducidas por la ocurrencia de sismos (análisis de taludes definitivos), la suma del ángulo de fricción interna efectivo pico y el ángulo de dilatancia de los materiales en contacto con la discontinuidad, debe ser menor que la suma del buzamiento aparente de la discontinuidad en la dirección normal al plano de corte y el ángulo equivalente dinámico o de sobre-inclinación de la discontinuidad debido al sismo, así:

$$(\phi'_P + i) < (\beta_{\text{ap (discontinuidad)}} + \beta_{\text{eqD}})$$

con:

$$\beta_{\text{eqD}} = \arctan[\alpha_H / (1 - \alpha_V)]$$

donde:

β_{eqD} : sobre-inclinación equivalente dinámica.

α_H : aceleración sísmica horizontal de diseño.

α_V : aceleración sísmica vertical de diseño.

- Falla en cuña

Para que pueda ocurrir falla en cuña, deben coexistir en forma simultánea las siguientes condiciones:

- El azimut de la línea de intersección de dos planos de discontinuidad dados, debe formar un ángulo menor de 30° con respecto al azimut de la máxima inclinación del plano de corte, así:

$$A_z \beta_i (\text{intersección}) \leq (A_z \psi_P (\text{plano de corte}) \pm 30^\circ)$$

- La inclinación aparente de la línea de intersección en la dirección normal al plano de corte, debe ser menor que la inclinación de dicho plano; es decir, la intersección de los dos planos considerados debe aflorar en la cara del talud de corte, así:

$$\beta_{i \text{ ap (intersección)}} < \psi_P \text{ (plano de corte)}$$

- En condiciones estáticas (análisis de excavaciones temporales), la suma del ángulo de fricción interna efectivo y el ángulo de dilatancia de los materiales en contacto con la intersección, debe ser menor que el buzamiento aparente de la línea de intersección de las dos discontinuidades consideradas, en la dirección normal al plano de corte, así:

$$(\phi'_P + i) < \beta_{i \text{ ap (intersección)}}$$

- En condiciones dinámicas inducidas por la ocurrencia de sismos (análisis de taludes definitivos), la suma del ángulo de fricción interna efectivo pico y el ángulo de dilatancia de los materiales en contacto con la intersección, debe ser menor que la suma del buzamiento aparente de la línea de intersección de las dos discontinuidades consideradas en la dirección normal al plano de corte y el ángulo equivalente dinámico, así:

$$(\phi'_P + i) < (\beta_{i \text{ ap (intersección)}} + \beta_{eqD})$$

- Falla por volcamiento

Para que pueda ocurrir falla por volcamiento, deben coexistir en forma simultánea las siguientes condiciones:

- Un plano de discontinuidad que aflore en la cara del talud sobre el cual reposen los bloques y que tenga una inclinación mayor que el límite de deslizamiento.
- El azimut de buzamiento de la discontinuidad debe tener una diferencia menor de $180^\circ \pm 30^\circ$ con respecto al azimut de la máxima inclinación del plano de corte, así:

$$A_z \beta_{(discontinuidad)} \leq (A_z \text{ (plano de corte)} + 180^\circ \pm 30^\circ)$$

- La inclinación del plano de corte menos la suma entre el ángulo de fricción interna efectivo y el ángulo de dilatancia de los materiales en contacto con la discontinuidad, (inclinación límite de deslizamiento) debe ser mayor que 90° menos el buzamiento aparente de la discontinuidad, así:

$$[\psi_P \text{ (plano de corte)} - (\phi'_P + i)] > (90^\circ - \beta_{\text{ap (discontinuidad)}}$$

• **Análisis cinemático de trincheras en el costado sur de la cantera**

Se realizó un análisis cinemático de estabilidad de las trincheras ubicadas entre los cuadrantes F6-F7 y F8 señalados en el plano de localización de Obras (Plano GT 2: Alternativa con trincheras), cuyos resultados se presentan en la tabla GT 10.6, en donde además, se realizan las respectivas recomendaciones sobre las medidas de estabilización que deben ser adoptadas para garantizar la estabilidad a largo plazo, incluyendo las consideraciones sísmicas esperadas. Los diagramas estereográficos fueron elaborados en el programa DIPS, versión 2000, y se presentan en las figuras GT 10.5 y GT 10.6.

Tabla GT 10.6. Análisis cinemático de estabilidad de trincheras

TRINCHERA	Talud	AZIMUT DE BUZAMIENTO	BUZAMIENTO	ALTURA (m)	FALLA PLANAR	FALLA EN CUÑA	FALLA POR VOLTEO	RECOMENDACIONES
F6-F7	Norte	190	76	11.0		D2-F2 D3-F2	Por D1 40/68	ANCLAR
	Sur	10	76	11.0	Por D1 40/68	D1-D4 D3-D4 D3-F5 D4-F5		
F8	Norte	187	76	7.5	NO	NO	Por D3 350/80	ANCLAR
	Sur	7	76	7.5	NO	NO	NO	

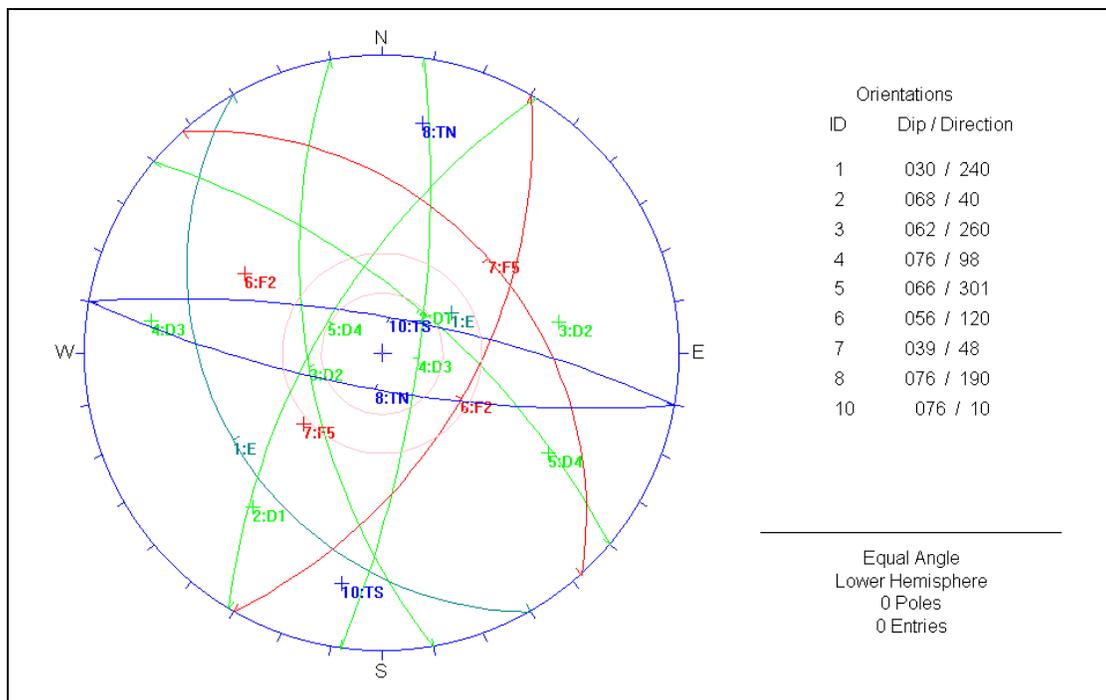


Figura GT 10.5 Análisis Cinemático de Trinchera F6-F7

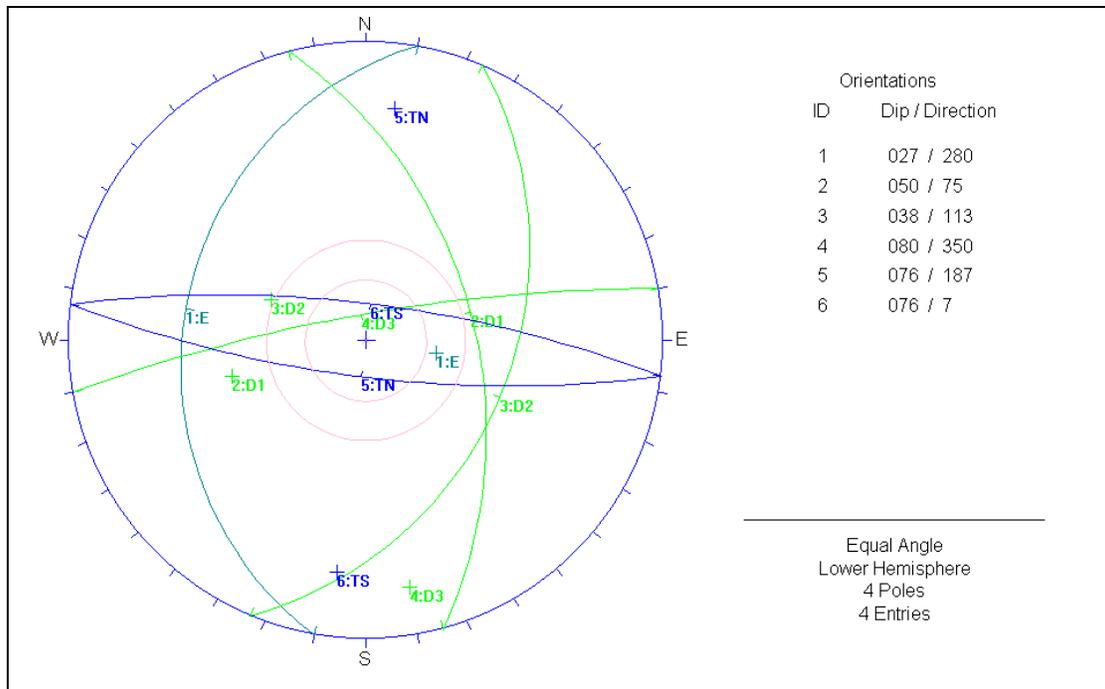


Figura GT 10.6 Análisis Cinemático de Trinchera F8

- *Análisis Cinemático de taludes de corte en el frente de explotación de la cantera*

Se realizó un análisis cinemático de estabilidad de los taludes de corte propuestos en los costados oriental y sur de la cantera, los cuales de acuerdo con la sectorización de taludes corresponden a los taludes designados como talud 3A y talud 2 respectivamente, presentados en la Figura GT 10.1.

De acuerdo con el corte 6'-6' realizado en el sector del talud 2, el corte propuesto tiene una pendiente de 1H:1V ($\beta = 45^\circ$) dada en las recomendaciones de estabilidad de taludes rocosos, y tiene una altura promedio de 20 m. Así mismo, el corte propuesto en el sector del talud 3A, el cual se muestra en la sección transversal 4'-4' tiene una pendiente de 1H:1V en aproximadamente 7m y una pendiente de 0.5H:1V ($\beta = 63^\circ$) en la parte superior del talud, la cual está dentro del rango de ángulos máximos del talud recomendados en la tabla GT 10.4 para un factor de seguridad mayor de 1.5.

El análisis cinemático de estabilidad efectuado para estos cortes, utiliza la estratificación y las familias de discontinuidades mostradas en la tabla GT 10.5 y se presenta a continuación.

a. Análisis Cinemático del corte propuesto en el Talud 2

Se realizó el análisis con los datos mostrados en la tabla GT 10.7.

Tabla GT 10.7. Análisis cinemático de estabilidad del corte propuesto sobre el talud 2

Discontinuidad	Buzamiento	Azimut de Buzamiento
E	20°	261.5°
D1	75°	61.5°
D1*	81°	275.1°
D2	81°	129.5°
D3	79°	339.5°
El corte propuesto	45°	320°

Angulo de resistencia al corte = 33°

Ángulo de resistencia al corte reducido por consideraciones sísmicas = 19°

- Análisis de Falla por Volteo

Se encontró la posibilidad de movimiento cinemático por volteo ocasionado por la discontinuidad D2 (Figura GT 10.7). En este análisis el polo del plano de volcamiento debe tener una inclinación menor que la diferencia existente entre el buzamiento de la cara del talud y el ángulo de fricción de la superficie, que en este caso sería $45^\circ - 19^\circ = 26^\circ$ (Goodman, 1980).

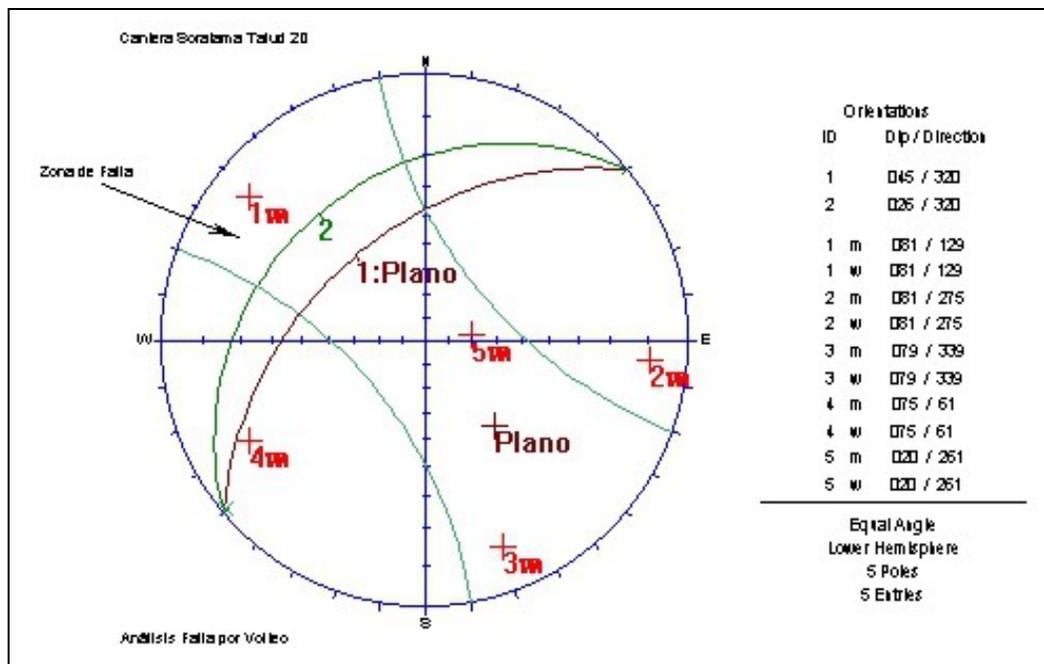


Figura GT 10.7 Análisis Cinemático de falla por volteo en corte sobre talud 2

Teniendo en cuenta las dimensiones del bloque estructural que tiende a ocasionar el volteo tomadas de la información geológica de campo registrada en

los informes anteriores, se tiene una relación $b/h = 0.80$, donde b es el ancho de la base del bloque y h es la altura del bloque.

Analizando las condiciones para que se presente falla por deslizamiento y/o volteo, el bloque estructural tiene una relación $b/h > \tan \phi$ ($b/h > 0.65$) donde ϕ es el ángulo de resistencia al corte, lo cual indica que el bloque podría deslizarse pero no presentaría volcamiento. De acuerdo con lo anterior, se realiza entonces el análisis cinemático de falla por deslizamiento planar o en cuña.

- Análisis de Falla Plana

En el caso del análisis de Falla Plana, no se encontró inestabilidad cinemática por las familias de discontinuidad ni por la estratificación. (Figura GT 10.8).

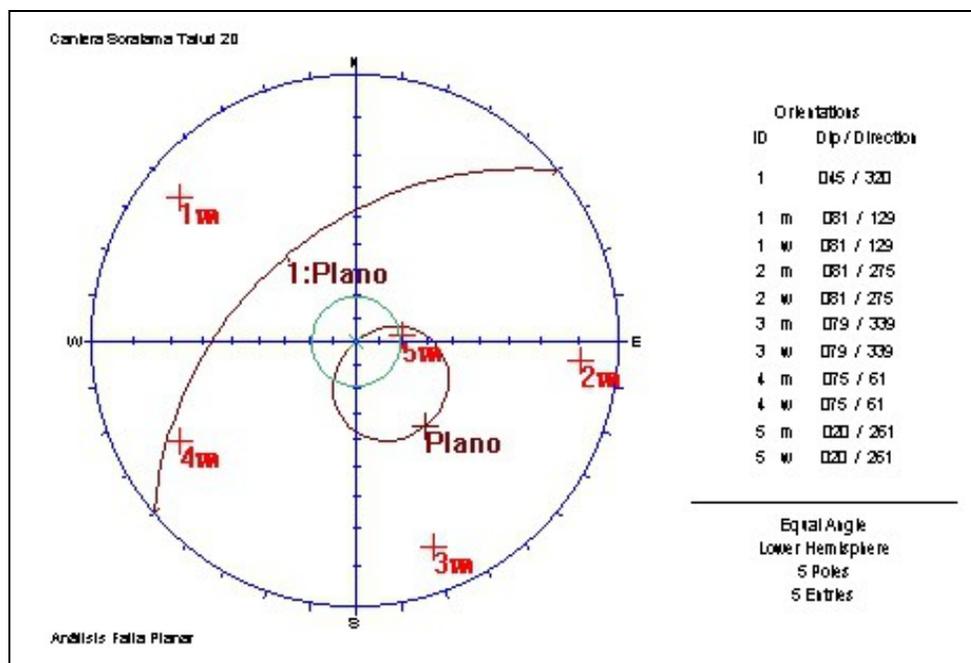


Figura GT 10.8 Análisis Cinemático de falla plana en corte sobre talud 2

- Análisis de Falla por Cuña

En el caso del análisis de Falla por Cuña, no se encontró inestabilidad cinemática por las familias de discontinuidad ni por la estratificación (Figura GT 10.9)

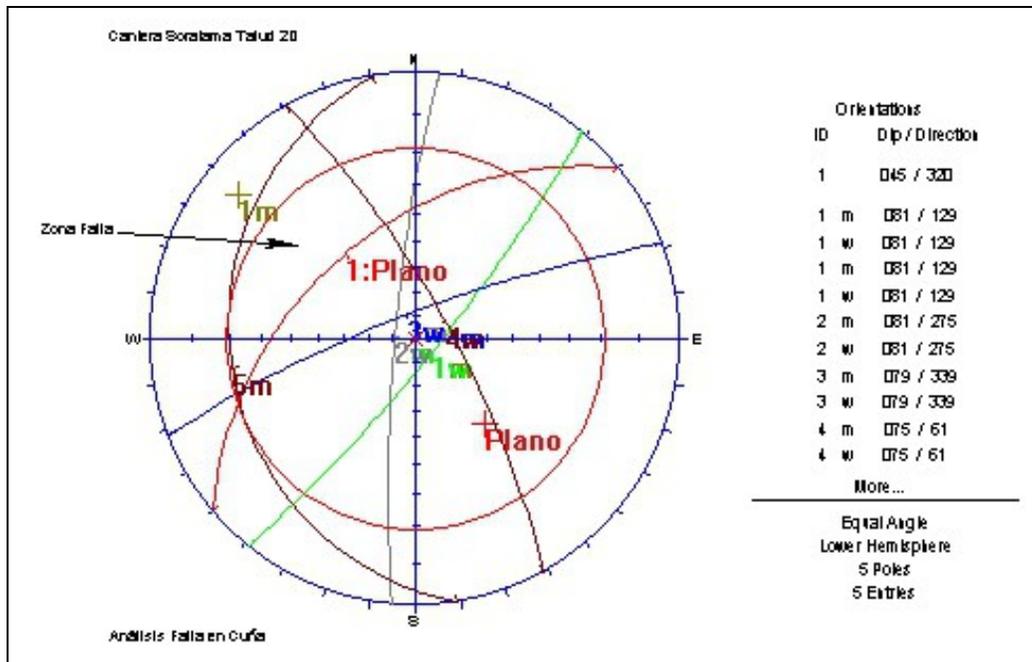


Figura GT 10.9 Análisis Cinemático de falla por cuña en corte sobre talud 2

b. Análisis Cinemático del corte propuesto en el Talud 3A

Se realizó el análisis con los datos mostrados en la tabla GT 10.8.

Tabla GT 10.8. Análisis cinemático de estabilidad del corte propuesto sobre el talud 3A

Discontinuidad	Buzamiento	Azimut de Buzamiento
E	23°	281.5°
D1	72°	69.5°
D1*	84°	253.5°
D4	78°	210.5°
El corte propuesto	62°	243°

Angulo de resistencia al corte = 37°

Ángulo de resistencia al corte reducido por consideraciones sísmicas = 23°

- Análisis de Falla por Volteo

Se encontró la posibilidad de movimiento cinemático por volteo ocasionado por la discontinuidad D1 (Figura GT 10.10). En este análisis se utilizaron los mismos criterios de inclinación del plano de volcamiento empleados en el talud 2, que en este caso sería $62^\circ - 23^\circ = 39^\circ$ (Goodman, 1980).

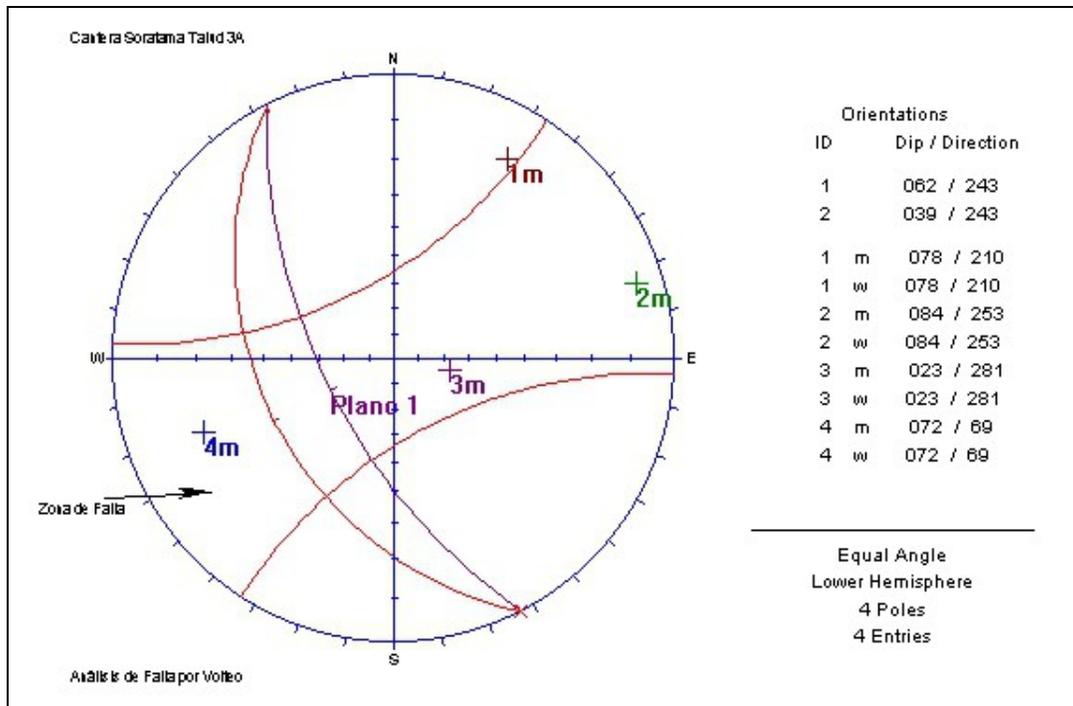


Figura GT 10.10 Análisis Cinemático de falla por volteo en corte sobre talud 3A

Tendiendo en cuenta las dimensiones del bloque estructural que tiende a ocasionar el volteo tomadas de la información geológica de campo registrada en los informes anteriores, se tiene una relación $b/h = 1.50$, donde b es el ancho de la base del bloque y h es la altura del bloque.

Analizando las condiciones para que se presente falla por deslizamiento y/o volteo, el bloque estructural tiene una relación $b/h > \tan\phi$ ($b/h > 0.75$), donde ϕ es el ángulo de resistencia al corte, lo cual indica que el bloque podría deslizarse pero no presentaría volcamiento. De acuerdo con lo anterior, se realiza entonces el análisis cinemático de falla por deslizamiento planar o en cuña.

- Análisis de Falla Plana

En el caso del análisis de Falla Planar, no se encontró inestabilidad cinemática por ninguna discontinuidad (Figura GT 10.11)

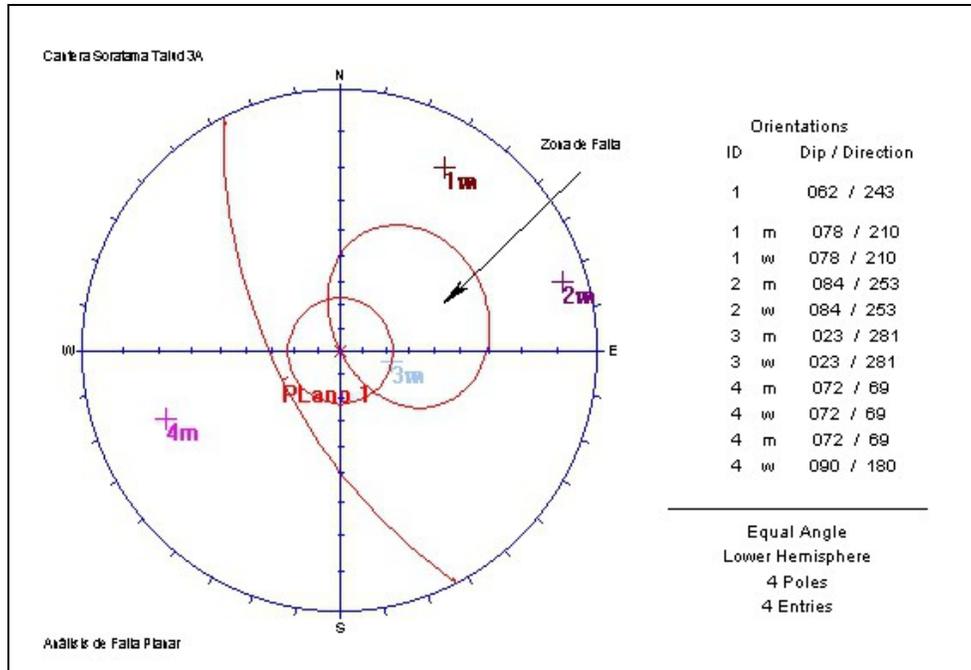


Figura GT 10.11 Análisis Cinemático de falla plana en corte sobre talud 3A

- Análisis de Falla por Cuña

En el caso del análisis de Falla por Cuña, no se encontró inestabilidad cinemática por ninguna discontinuidad (Figura GT 10.12)

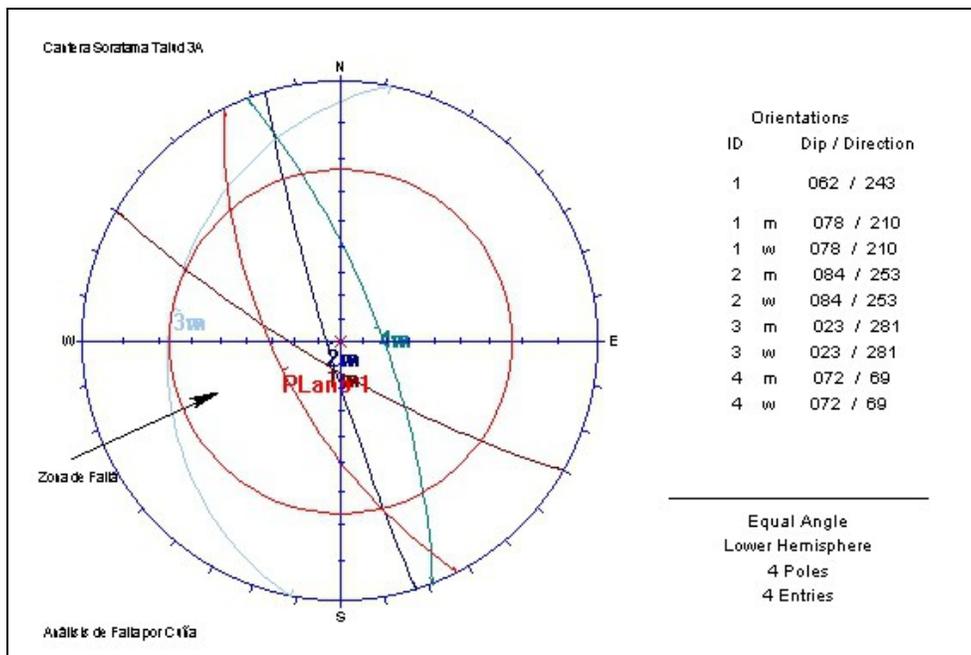


Figura GT 10.12 Análisis Cinemático de falla por cuña en corte sobre talud 3A

- *Análisis de estabilidad de terraplenes*

Este análisis se llevó a cabo para el terraplén requerido en la zona del frente de explotación de la cantera, y consistió en el cálculo del factor de seguridad para la sección topográfica más crítica del terraplén por construir, mediante el modelo de estabilidad propuesto por Jambu para falla circular. Teniendo en cuenta el sismo de diseño, se consideró adecuado un factor de seguridad igual o mayor que 1.10.

Para este propósito se corrieron cientos de superficies potenciales de falla, por terraplén, utilizando el programa SLIDE/2000, de acuerdo con los perfiles topográficos del terreno existente y proyectado, los parámetros de resistencia estudiados para las mezclas de materiales de la cantera, las posibles sobrecargas y las aceleraciones espectrales de diseño.

El material que será utilizado para la construcción del terraplén está constituido por una mezcla de arena limosa clasificada y de materiales limo –arcillosos tales como cenizas volcánicas o suelos residuales, en una proporción 2:1, todos procedentes de la misma cantera y con unas características granulométricas y de compactación precisadas con anterioridad en este mismo informe.

Las propiedades geomecánicas que pueden obtenerse mediante el seguimiento estricto de las especificaciones indicadas para dichas mezclas, son las siguientes:

$$\gamma_d = 1.80 \text{ tn/m}^3$$

$$\omega_{\text{ópt}} = 15\%$$

$$\gamma_t = 2.07 \text{ tn/m}^3$$

$$\phi' = 33.0^\circ$$

$$c' = 6.00 \text{ tn/m}^2$$

Considerando la posible heterogeneidad del material resultante (propio de la naturaleza del proceso de mezclado y de las condiciones de compactación en el terreno) se utiliza, en los análisis de estabilidad de terraplenes, un factor de reducción de la resistencia aplicado específicamente a la cohesión interna efectiva, debido a que esta es la propiedad que presenta mayor sensibilidad al cambio en las proporciones de las fracciones finas y gruesas en la mezcla, así como a los cambios en las condiciones climáticas y de humedad.

Se empleó entonces un factor de reducción de 3; es decir, se utilizó una cohesión interna efectiva de 2.00 tn/m^2 .

Con base en el espectro sísmico de diseño para la zona 1 – Cerros, seleccionado atrás para los presentes análisis, se adoptó una aceleración horizontal del terraplén igual a la aceleración máxima del macizo rocoso, $A_m = 0.24g$.

La aceleración sísmica vertical se estimó como el 30% de la aceleración horizontal; es decir:

$$\alpha_V = 0.30 \times \alpha_H = 0.30 \times 0.24g = 0.072g$$

Se asumió que los materiales que componen los terraplenes experimentan muy pequeñas reducciones en la resistencia debido a la carga cíclica inducida por el sismo, como lo sugiere B. M. Das (véase referencia 7), en especial si se garantiza un drenaje adecuado que evite condiciones de saturación.

El material de mezcla propuesto para la construcción de terraplenes se caracteriza por presentar una permeabilidad media y en todos los casos, los terraplenes estarán fundados sobre un macizo rocoso compuesto principalmente por areniscas que poseen una alta permeabilidad secundaria proporcionada por fracturas abiertas e intercomunicadas.

El análisis de estabilidad se efectuó a lo largo del corte 3'-3' mostrado en el plano general de obras (plano GT 2: Alternativa de Trincheras y plano GT 4: Alternativa de Gaviones y Relleno - Servitá), el cual es representativo del terraplén propuesto en el talud 3A. Para este corte 3'3' se determinó un factor de seguridad de 1.20 bajo consideraciones sísmicas, el cual resulta admisible. Los resultados del análisis se presentan en la Figura GT 10.13, la cual incluye los parámetros de cálculo y el factor de seguridad para la superficie potencial de falla más crítica.

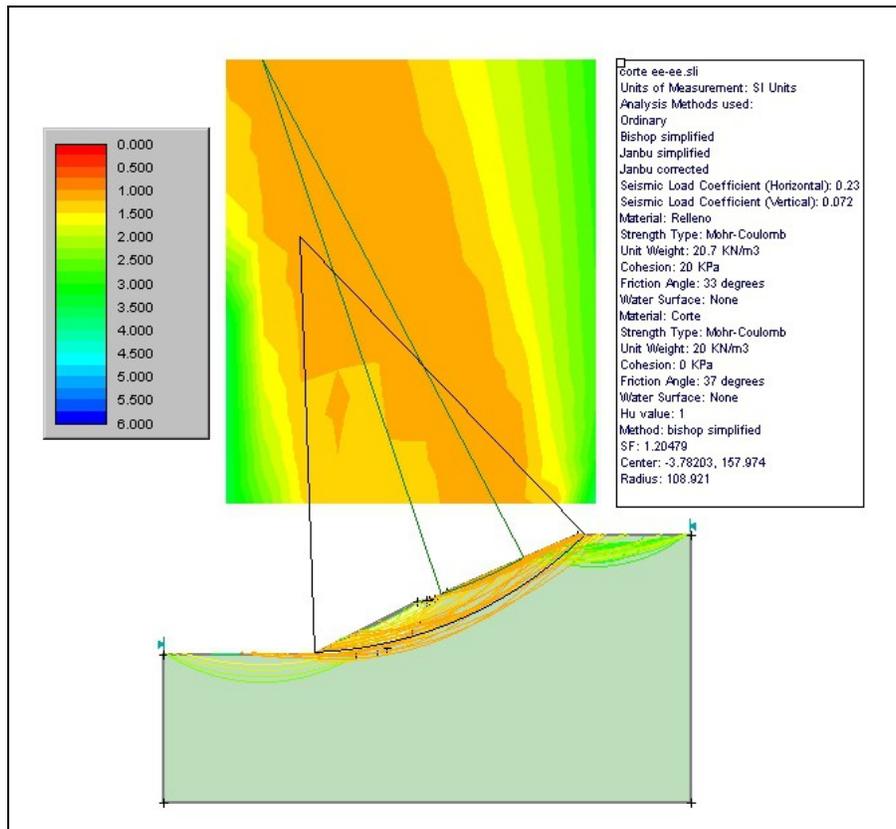


Figura GT 10.13 Análisis de estabilidad para el terraplén del corte 3'-3'

De acuerdo con el criterio adoptado para el factor de seguridad, incluido el sismo de diseño, el terraplén es estable. Para que esto se cumpla, es necesario realizar un estricto control tanto de la adecuación del terreno de fundación (escalonamiento y filtros), como de la compactación de los materiales que lo conforman.

10.3 MEDIDAS DE ESTABILIDAD EN EL SECTOR SUR DE LA CANTERA

10.3.1 Sistemas de Anclaje (Alternativa 1)

Como resultado del análisis cinemático realizado para las trincheras ubicadas en el costado sur-oriental de la cantera, se determinaron superficies potenciales de falla por volcamiento para el talud norte de la trinchera ubicada en el cuadrante F8 y por cuña y volcamiento para el talud norte de la trinchera ubicada entre los cuadrantes F6-F7.

Se requiere entonces una medida de estabilización que incluya sistemas de refuerzo del terreno con ayuda de anclajes, dado que no es posible adelantar obras de estabilización tradicionales debido a la proximidad de los taludes con el predio vecino.

- Trinchera Cuadrante F8

$$T = \frac{(W / 2)(Y_n * \text{sen } \alpha - \Delta x * \cos \alpha) + P(Y_n - \Delta x * \text{Tan } \phi)}{L_n * \cos(\alpha + \delta)}$$

$$P = \frac{Pn(Mn - \Delta x * \text{Tan } \phi) + (W / 2) * (Y * \text{sen } \alpha - \Delta x \text{Cos } \alpha)}{Ln}$$

Donde:

Pn : fuerza ejercida por el bloque posterior : 82 tn

Mn : distancia entre la base del bloque y el punto de apoyo en la parte superior
: 3 mts

Δx : ancho del bloque : 3 m

ϕ : ángulo de fricción : 23° (reducido por un ángulo equivalente por sismo de 14°)

W : peso del bloque : 64.8 t

Yn : altura del bloque : 3 m

α : inclinación del bloque : 38°

Ln : distancia entre la base del bloque y el punto de apoyo en la parte inferior :
3mts

P : fuerza ejercida al bloque : 41.6 tn

La tensión en el anclaje considerando un ángulo del tensor con la horizontal de 30° resulta,

δ : ángulo del tensor con la horizontal (horario) : 30°

$$T = 48.8 \text{ ton}$$

Los resultados del análisis llevan a la necesidad de utilizar 40 anclajes de 15 m y 50 ton de resistencia cada uno, distribuidos en 2 filas y 20 columnas, separados cada 3 metros y con un ángulo de 30° con la horizontal (horario).

- Trinchera Cuadrante F6-F7

Para la trinchera ubicada entre los cuadrantes F6-F7, se hizo el análisis utilizando el programa SLIDE 2000, con falla circular, debido a que la zona presenta un intenso diaclasamiento y adicionalmente se cuenta con la presencia de las fallas normales 2 y 5. El análisis se efectuó considerando aspectos sísmicos y se determinaron los factores de seguridad correspondientes a las condiciones sin anclajes y con anclajes, para efectos de comparación.

El análisis de estabilidad efectuado sin utilizar anclajes arrojó un factor de seguridad de 0.231, lo cual ratifica la inestabilidad crítica del sector. Los resultados de este análisis se presentan en la Figura GT 10.14 la cual incluye los parámetros de cálculo y el factor de seguridad para la superficie potencial de falla más crítica.

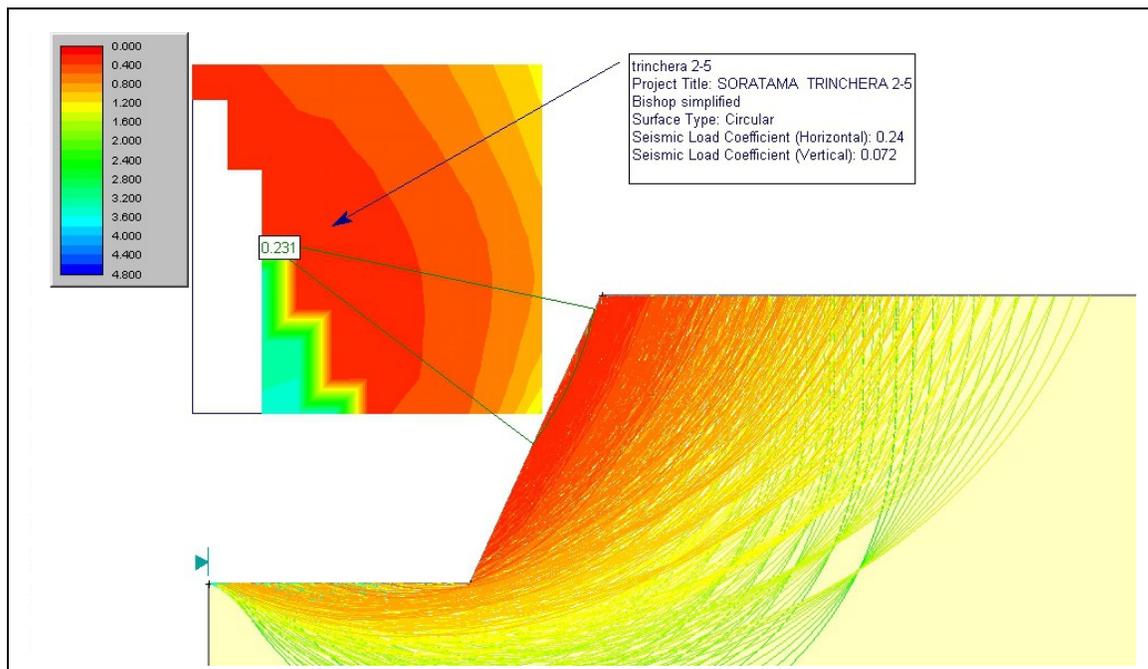


Figura GT 10.14 Análisis de estabilidad de trinchera F6-F7 sin considerar refuerzo con anclajes

El análisis de estabilidad, considerando el empleo de refuerzo con anclajes, se presenta en la Figura GT 10.15; los resultados indican que para obtener un factor de seguridad admisible de 1.27 bajo consideraciones sísmicas, se requiere utilizar 60 anclajes de 15 m de longitud y 50 ton de resistencia cada uno, distribuidos en 4 filas y 15 columnas, y separados cada 3 metros.

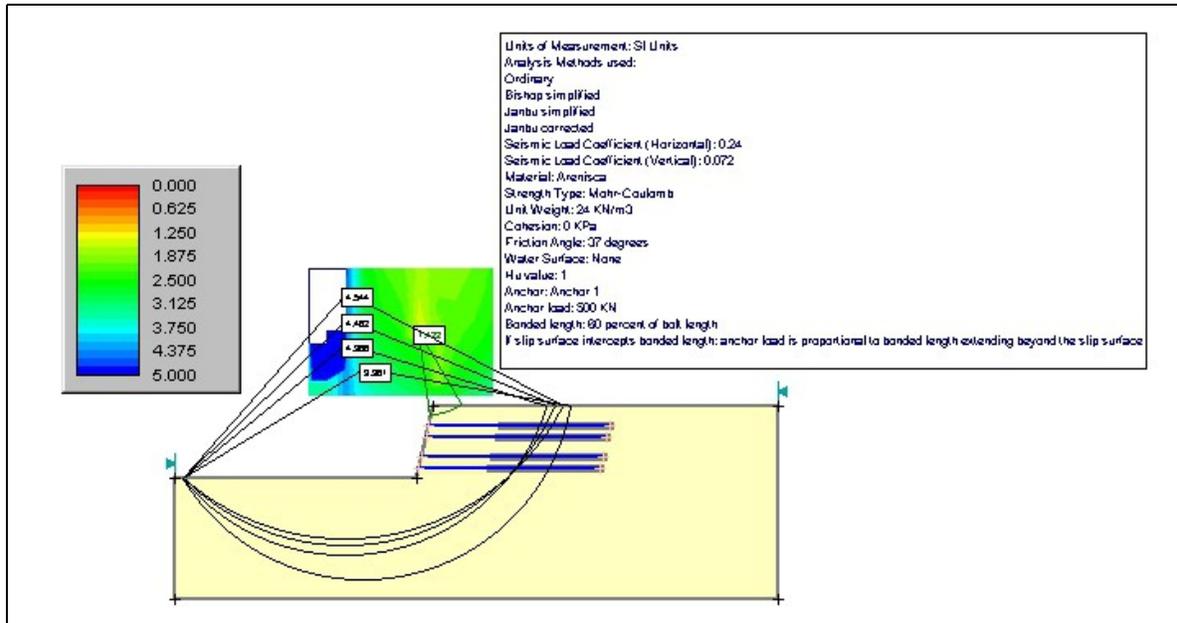


Figura GT 10.15 Análisis de estabilidad de trinchera F6-F7 considerando refuerzo con anclajes.

10.3.2 Terraplén hacia el costado sur Cantera Servitá (Alternativa 2)

Se propone una segunda alternativa para la estabilización del costado sur de la cantera en la cual se realiza un perfilado de los taludes en la parte superior y se conforma un relleno compactado en la parte inferior, con la finalidad de disminuir la pendiente de dichos taludes. Adicionalmente, se plantea la construcción de un muro en gaviones en zona de la cárcava para ayudar en la estabilidad. Estas obras de estabilización se presentan en el plano de localización de obras GT 4: Alternativa de Gaviones y Relleno – Servitá.

Estas obras cuentan con la aprobación de los propietarios de la Cantera Servitá para intervenir y trabajar conjuntamente los taludes comunes a las canteras.

A continuación se presenta el análisis de estabilidad de los taludes propuestos para la conformación de un terreno estable. El análisis se efectúa siguiendo los parámetros y condiciones presentadas en el numeral 10.2.4 empleando el programa SLIDE/2000.

Los taludes están conformados por un relleno compactado con pendientes 2.5H:1V y 3H:1V, según se presenta en las secciones transversales mostradas en el plano GT 7 anexo a este informe.

El análisis de estabilidad se efectúa a lo largo del corte 15'-15' ubicado hacia el costado sur occidental y del corte 16'-16' ubicado hacia el costado sur oriental de la cantera, los cuales se muestran en el plano GT 4: Alternativa de Gaviones y Relleno - Servitá. Para el corte 15'-15' se determinó un factor de seguridad de 1.15 bajo consideraciones sísmicas, el cual resulta admisible. Para el corte 16'-16' se encontró un factor de seguridad de 1.20 en condiciones sísmicas que también resulta admisible.

Los resultados del análisis se presentan en las Figura GT 10.16 y GT 10.17, las cuales incluyen los parámetros de cálculo y el factor de seguridad para la superficie potencial de falla más crítica.

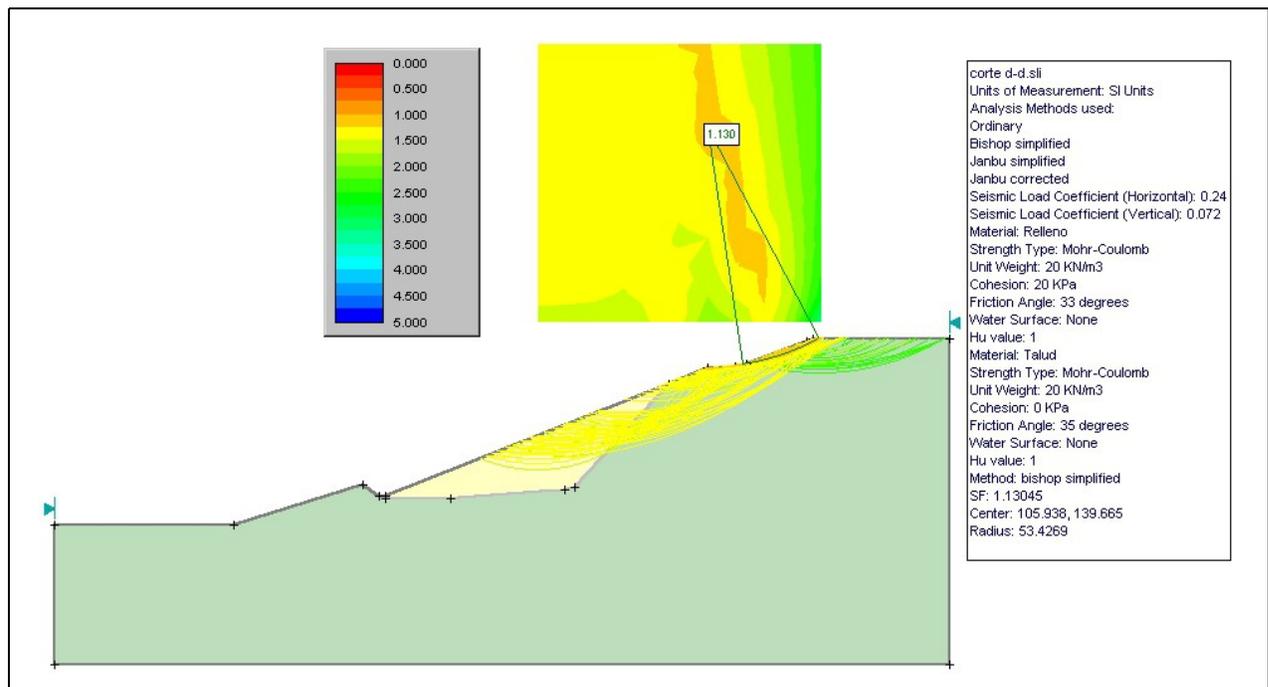


Figura GT 10.16 Análisis de estabilidad del terraplén del costado sur occidental de la cantera (Corte 15'-15')

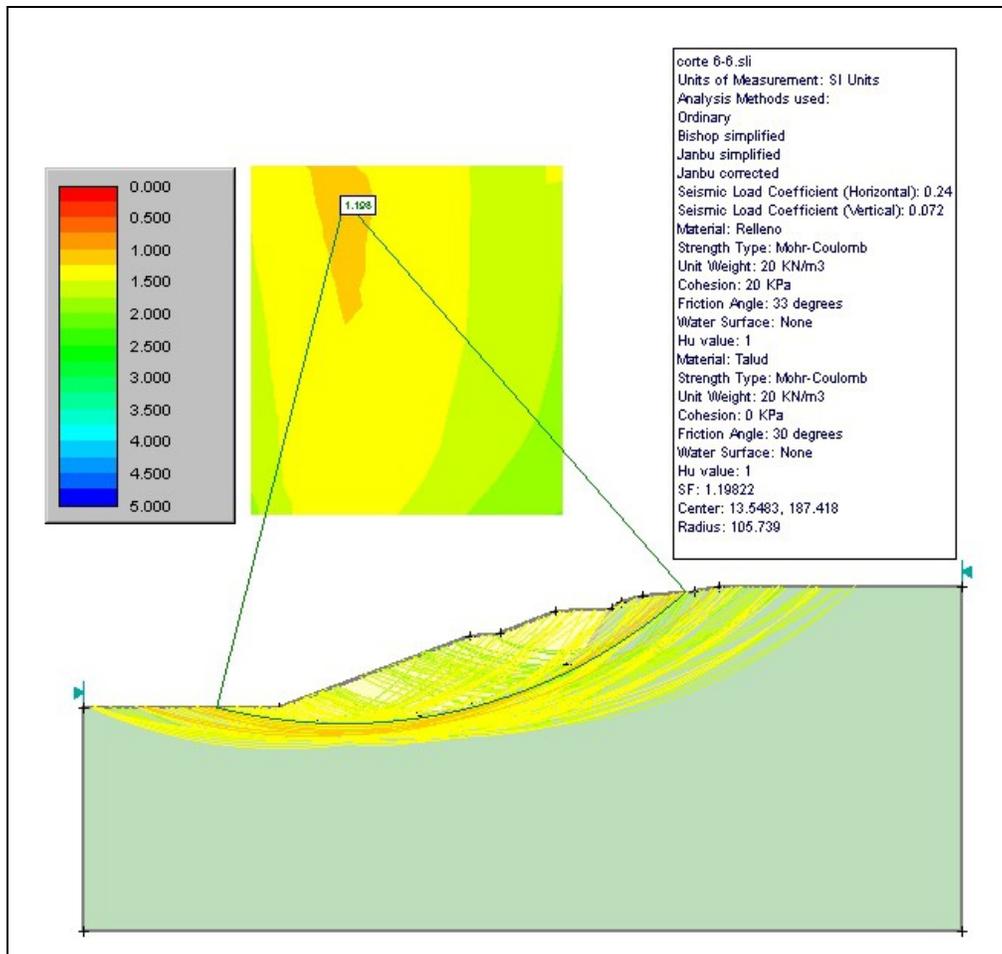


Figura GT 10.17 Análisis de estabilidad del terraplén del costado sur oriental de la cantera (Corte 16'-16')

De acuerdo con el criterio adoptado para el factor de seguridad, incluido el sismo de diseño, el terraplén es estable. Para que esto se cumpla, es necesario realizar un estricto control tanto de la adecuación del terreno de fundación (escalonamiento y filtros), como de la compactación de los materiales que lo conforman.

11. ESTIMATIVO DE COSTOS

En las siguientes tablas se presentan los costos de las obras geotécnicas requeridas para la recuperación morfológica de la cantera Soratama, según las dos alternativas analizadas

ALTERNATIVA 1 (ESTABILIZACIÓN DE CORTES CON ANCLAJES)

CANTERA SORATAMA

Ítem	Cantidad	Unidades	Costo Unitario	Valor
Excavaciones	26000	m3	7500	\$ 195.000.000,00
Rellenos	27000	m3	10000	\$ 270.000.000,00
Gaviones	5200	m3	75000	\$ 390.000.000,00
Galería de drenaje	120	ml	940000	\$ 112.800.000,00
Anclajes (50 t)	1500	ml	110000	\$ 165.000.000,00
Concretos	40	m3	400000	\$ 16.000.000,00
Senderos	1600	m2	30000	\$ 48.000.000,00
Cunetas	800	ml	40000	\$ 32.000.000,00
Trinchos	450	ml	60000	\$ 27.000.000,00
Pocetas	8	unidad	800000	\$ 6.400.000,00
Recalces en Piedra	20	m3	220000	\$ 4.400.000,00
Acometida Eléctrica	20	ml	52000	\$ 1.040.000,00
Tableros Eléctricos	1	unidad	305000	\$ 305.000,00
Canalización Luminaria	250	ml	12500	\$ 3.125.000,00
Cámara de Inspección	4	unidad	375000	\$ 1.500.000,00
Luminarias	20	unidad	196000	\$ 3.920.000,00
Inst. Alcantarillado	80	ml	350000	\$ 28.000.000,00
Inst. Acueducto	120	ml	45000	\$ 5.400.000,00
Tanque en Concreto	1	unidad	4200000	\$ 4.200.000,00
Sistema de Bombeo	1	unidad	32500000	\$ 32.500.000,00
Total Reconfiguración Geomorfológica Alternativa 1				\$1.345,590.000,00

ALTERNATIVA 2 (PERFILADO DE TALUDES - COSTADO SUR)

CANTERA SORATAMA

Ítem	Cantidad	Unidades	Costo Unitario	Valor
Excavaciones	26000	m3	7500	\$ 195.000.000,00
Rellenos	27000	m3	10000	\$ 270.000.000,00
Gaviones	250	m3	75000	\$ 18.750.000,00
Galería de drenaje	120	m3	940000	\$ 112.800.000,00
Concretos	40	m3	400000	\$ 16.000.000,00
Senderos	1600	m2	30000	\$ 48.000.000,00
Cunetas	800	ml	40000	\$ 32.000.000,00
Trinchos	450	ml	60000	\$ 27.000.000,00
Pocetas	8	unidad	800000	\$ 6.400.000,00
Recalces en Piedra	20	m3	220000	\$ 4.400.000,00
Acometida Eléctrica	20	ml	52000	\$ 1.040.000,00
Tableros Eléctricos	1	unidad	305000	\$ 305.000,00
Canalización Luminaria	250	ml	12500	\$ 3.125.000,00
Cámara de Inspección	4	unidad	375000	\$ 1.500.000,00
Luminarias	20	unidad	196000	\$ 3.920.000,00
Inst. Alcantarillado	80	ml	350000	\$ 28.000.000,00
Inst. Acueducto	120	ml	45000	\$ 5.400.000,00
Tanque en Concreto	1	unidad	4200000	\$ 4.200.000,00
Sistema de Bombeo	1	unidad	32500000	\$ 32.500.000,00
Total Reconfiguración Geomorfológica Alternativa 2				\$ 809.340.000,00

12. REFERENCIAS

1. INGEOMINAS – Unidad de Prevención y Atención de Emergencias de Santa Fe de Bogotá – Dirección Nacional para la Prevención y Atención de Desastres. “Microzonificación Sísmica de Santa Fe de Bogotá”. Bogotá, agosto de 1997.
2. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. “Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistentes NSR –98”. ISBN 96394-0-2, ISBN 96394-3-7, ISBN 96394-4-5, tomos 1 y 2. Bogotá, 1998.
3. HOEK, Evert y BRAY, John. “Rock Slope Engineering”. The Institution of Mining and Metallurgy, second edition. London, 1977.
4. INSTITUTO TECNOLÓGICO GEOMINERO DE ESPAÑA. “Manual de Ingeniería de Taludes”. Ministerio de Industria, Comercio y Turismo, Secretaría de la Energía y Recursos Minerales, ISBN 84-7840-090-7. primera reimpresión. Madrid, 1991.
5. DON & LOW PLC. “A GEOTEXTILES DESIGN GUIDE”. First edition. London, 1984.
6. CLEYTON C.R.I. y MILITITISKY, J. “Earth pressure and earth – retaining structures”. Surrey University Press. First published. Glasgow and London, 1986.
7. BRAJA M., DAS. “Principles of soil dynamics”. PWS-KENT Publishing Company. Boston, 1992.
8. BRAJA M., DAS. “Principios de ingeniería de cimentaciones”. International Thomson Editors. Cuarta edición. México, 2001.
9. JUMIKIS ALFREDS R. “Rocks mechanics”. Gulf Publishing Company. Second Edition. London, 1983.
10. GOODMAN RICHARD E. “Introduction to Rocks Mechanics”. John Wiley & Sons. New York, 1989.
11. CORREA A. ALVARO de la C. “CARACTERIZACIÓN DE ROCAS. ENSAYOS DE LABORATORIO”. Facultad de Ingeniería Universidad Nacional de Colombia. Primera edición, 2000.
12. INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS. “Especificaciones generales para la construcción de carreteras”. 1996.

ANEXO 1

PLANOS

Listado de Planos

Plano	Contiene
GT1	Base topográfica Cantera Soratama
GT2	Obras geotécnicas de recuperación de la cantera de Soratama, Alternativa de Trincheras
GT3	Replanteo de obras geotécnicas de recuperación de la cantera de Soratama, Alternativa de Trincheras
GT4	Obras geotécnicas de recuperación de la cantera de Soratama, Alternativa de Gaviones y relleno
GT5	Replanteo de obras geotécnicas de recuperación de la cantera de Soratama, Alternativa de Gaviones y relleno
GT6	Obras geotécnicas de recuperación de la cantera de Soratama, Secciones Corte Principal
GT7	Obras geotécnicas de recuperación de la cantera de Soratama, Secciones Trincheras
GT8	Obras geotécnicas de recuperación de la cantera de Soratama, Secciones Transversales de Diseño de Pocetas
GT9	Obras geotécnicas de recuperación de la cantera de Soratama, Galería de drenaje, detalles
GT10	Obras geotécnicas de recuperación de la cantera de Soratama, Secciones Gaviones
GT11	Obras geotécnicas de recuperación de la cantera de Soratama, obras de drenaje y anclajes.

ANEXO 2

DISEÑO ESTRUCTURAL GALERÍA DE DRENAJE