CAPITULO 5

HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA

A pesar de que la zona en la que se encuentra el sector del barrio El Espino es en general de baja pluviosidad, hay factores tales como el manejo de las aguas servidas y escapes en las redes clandestinas de acueducto que influyen en la estabilidad de las laderas. A continuación se presenta el diagnóstico de los aspectos hidráulicos e hidrológicos formulados con base en los resultados de la consulta de datos técnicos y realización de visitas al sitio.

5.1 INTRODUCCIÓN

La zona de estudio se encuentra ubicada dentro de la cuenca de la quebrada Santa Rita, en su parte baja, hasta cuyo extremo inferior tiene un área de 0,46 Km^2; la longitud del cauce principal es de 1,30 Km, con una pendiente media del 18%. En la parte alta de la cuenca existen varios pequeños afluentes, o drenajes naturales, algunos de los cuales no tienen continuidad, pues dada la naturaleza geológica predominante se favorece su infiltración y posterior afloramiento a cotas inferiores, con lo cual se favorecen los deslizamientos en el sector que se procuran controlar.

De otra parte, en la zona es evidente la permanente recarga de agua en la zona, tanto superficial como subsuperficial, desde la parte alta, como resultado del vertido incontrolado de aguas negras y de pérdidas de las mangueras de los acueductos locales.

5.2 DIAGNÓSTICO

Como resultado de las investigaciones realizadas se obtiene el siguiente diagnóstico:

a) Puede afirmarse que el cauce existente en el área tiene la capacidad hidráulica suficiente para el transporte de los caudales de escorrentía; el cauce, sin embargo, es afectado por materiales producto de los deslizamientos locales y por el vertido de residuos sólidos provenientes de los barrios aledaños de la parte alta.

b) La zona baja, donde se realiza el vertido de materiales de manera incontrolada, carece de drenaje y, en general, de sistemas de control y de manejo de aguas;

c) Las aguas vertidas con origen en la parte alta acceden a la zona baja de relleno.

d) El cauce carece de una zona de ronda, de importancia primordial a lo largo del extremo inferior del sitio de vertido de materiales y desechos de construcción.

5.3 CONCEPTUALIZACIÓN DE LAS SOLUCIONES

Desde el punto de vista hidráulico, las soluciones a la problemática observada, que forma parte del diagnóstico total resultante de incorporar la información ya descrita, **se orientarán hacia** el establecimiento de las mejores condiciones para **el control y el manejo de las aguas** en la zona.

I. **Control:** 1) para impedir y/o minimizar el acceso de aguas a la zona desde la parte alta; 2) para prevenir el taponamiento del cauce, por efecto de los materiales producto de los deslizamientos y del vertido de residuos sólidos a los flancos del cauce

II. **Manejo:** 1) para garantizar la estabilidad del relleno de la parte baja y de los taludes de la ladera; 2) para asegurar el tránsito de los caudales de escorrentía por el cauce.

5.4 INFORMACIÓN BÁSICA

Para la estimación de los caudales de escorrentía directa en la zona del proyecto se empleó el método de Chow (1964), con base en las funciones intensidad-duración-frecuencia, IDF, definidas en el estudio de caracterización de tormentas de la Sabana de Bogotá realizado por la firma IRH LTDA. (1993). Para el efecto, se emplearon las funciones IDF correspondientes al nodo de coordenadas: Este: 989.670; Norte: 998.364, ubicado dentro de la zona del estudio, las cuales fueron suministradas por la Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Bogotá, EAAB. Los parámetros morfométricos de la cuenca de interés fueron determinados por medio de las planchas L-13 y L-14, de cartografía general en escala 1: 2000, y el plano del levantamiento topográfico realizado específicamente para el presente estudio.

Debido a la existencia de las funciones I-D-F realizadas por la firma IRH Ltda. para la EAAB-ESP, y a que la estación hidrometeorológica más cercana se encuentra a una distancia superior a 5 Km, correspondiente a la estación Santa Lucía (Tipo PM Cód. 2120052), se procedió con el uso de las funciones presentadas, que corresponden a un estudio regional para toda la Sabana de Bogotá.

La delimitación de la cuenca se presenta en la figura No. 1 del Anexo No. 3, realizada sobre planchas cartográficas disponibles.

Los caudales de escorrentía de las cuencas pequeñas están influenciados principalmente por las condiciones físicas del suelo y por la cobertura vegetal, más que por las características hidrológicas e hidráulicas del cauce principal; como tal son muy sensibles, tanto a lluvias intensas de corta duración como al uso y manejo del suelo, los cuales son independientes de las características del cauce. Por todo esto, y debido a la existencia de la zonificación de áreas agroecológicas homogéneas, se adoptó el método de Ven Te Chow (1964) el cual permite determinar el hidrograma de crecientes y, en consecuencia, seleccionar el caudal de diseño para estructuras de drenaje por medio de las ecuaciones:

$$Q_P = AXYZ$$

en las cuales,

Q_P = caudal pico, m^3/s
A = área de la cuenca, Km^2
X = factor de escorrentía, mm/hr
Y = factor climático, adimensional
Z = factor de reducción del pico de hidrograma, adimensional.

Factor de escorrentía, X. Este factor depende del valor de la lluvia efectiva en la estación base de precipitación, la cual es función de las condiciones hidrológicas de los suelos, y de un número de escorrentía N, asignado en función del uso actual y potencial de los suelos.

Para una intensidad de lluvia I (mm/hr), con una duración t (hr) y una frecuencia (T_R) de 10, 15 y 25 años, se calcularon los valores de precipitación efectiva (P_e), como función de la precipitación total (P) y el número de escorrentía (N), para calcular las funciones del factor de escorrentía mediante la ecuación (USDA-SCS, 1964; Ponce, 1989):

$$P_e = (P - ((100/N) - 1) \times 50{,}8)^2 / (P+((100/N) - 1) \times 203{,}2).$$

Para este caso particular del barrio el Espino, se asumió un número de escorrentía N = 88, dada la naturaleza del suelo y las condiciones locales.

Factor climático, Y. Para la determinación del factor climático, Y, se determina la estación base en el sitio del estudio y se realiza la corrección en el punto a considerar respecto a las isoyetas disponibles. En este caso, debido a que se dispone de las funciones I-D-F específicas para el sitio del estudio, se considera igual la precipitación máxima de 10 años que la de la estación base. Así se tiene

$$Y = 0{,}278 \ (P_{MAX,10} / P_{BASE\ MAX,10}) = 0{,}278$$

Factor de reducción, Z. Este factor, que relaciona el valor pico del hidrograma con la máxima ordenada del hidrograma "S", está representado en la figura No. 6 para valores adimensionales en función de la duración de la lluvia, t. Se adoptó como función de reducción del pico la obtenida mediante la combinación de las curvas teóricas para cuencas triangulares y cuencas experimentales pequeñas.

Para las cuencas menores los tiempos de concentración considerados iguales a los tiempos al pico del hidrograma unitario se calcularon mediante la ecuación (Sheaffer, et al, 1982):

$$t_P = C \ (L \ L_{cg} / \sqrt{S})^{0{,}38}$$

en la cual,

t_P = Tiempo al pico, horas

C = Constante, con valor 0,0985 para zonas planas, y 0,1642 para zonas onduladas a montañosas.
L = Longitud del cauce principal, Km
L_{cg} = Longitud del cauce al centro de gravedad de la cuenca, Km.
S = Pendiente promedia, m/m

La figura No. 6 muestra las funciones intensidad-duración-frecuencia, IDF, referidas; la tabla no. 5 contiene los caudales de escorrentía resultantes de los cálculos realizados para fines de diseño.

Período de Retorno, Tr (años)	2.3	5	10	25	50	100
Caudal Q(m^3/s)	0.40	0.59	0.83	1.27	1.70	2.22

Tabla No. 5: Caudales de diferentes períodos de frecuencia estimados para la quebrada Santa Rita. Proyecto Barrio El Espino, FOPAE-UPES (Consorcio CIVILES LTDA.-HIDROCONSULTA LTDA.), 1999.

Respecto a los proyectos de alcantarillado sanitario y de aguas lluvias para los barrios del sector, ubicados en la parte alta de la zona del estudio, la Junta Administradora Local contrató en el año de 1995 un estudio para tal fin. Este estudio pasó a revisión por parte de ingenieros de la EAAB, y en el momento de ejecución del presente estudio se encuentra en revisión por parte del consultor debido a las solicitudes de la EAAB de ampliación, dado el gran crecimiento de los barrios objeto de dicho estudio. Se aspira a que el sistema de alcantarillado esté construido a mas tardar en dos años.

5.5 DISEÑO DE LAS SOLUCIONES

Para dar solución a los problemas relacionados en los numerales 5.2 y 5.3 (DIAGNÓSTICO Y CONCEPTUALIZACIÓN DE SOLUCIONES), en un todo de acuerdo con los criterios de control y manejo de las aguas descrito en el mismo, se han diseñado las obras que se relacionan a continuación; la localización de las obras propuestas y los detalles constructivos de las mismas se presentan en los planos Nos. 8 y 9 anexos al presente documento.

5.5.1. Cunetas con filtro interceptor de los flujos provenientes de la parte alta.

En razón a que no antes de dos años se espera contar con la construcción de los alcantarillados sanitario y pluvial de la parte alta de la zona bajo estudio, los caudales de escorrentía directa son incrementados por efecto de aguas servidas provenientes de esos barrios a los caudales hidrológicos determinados. Para interceptar la totalidad de tales caudales, se propone la construcción de cunetas en la parte alta, localizadas a lo largo de la actual vía de acceso, tal como se indica en el plano de diseño, con entrega final a la quebrada Santo Domingo, la cual bordea la zona por su parte sur. De igual manera, para la parte baja se propone una cuneta interceptora, drenando hacia la quebrada Santa Rita, tal como se muestra en el en plano No. 8 (Localización de Obras Hidráulicas de Mitigación).

Debido a la topografía del sector, en el tramo inicial del canal (tramo 1,2,3 y 4) es necesaria la conformación de una curva para reducir la pendiente y mejorar las condiciones del canal.

Las cunetas diseñadas son de tipo triangular, con pendiente 1:0.5 en la cara de aguas arriba y 1:1.5 en la cara aguas abajo, con un ancho de 1.0 m y profundidad cercana a 0.40 m, con filtro interceptor de altura variable, ubicado bajo la cuneta en un relleno común. Dentro de material filtrante se colocará tubería de filtro ranurada con un diámetro de 0.10 m (4"), según lo indicado en los planos; el material filtrante estará protegido por geotextil no tejido tipo PAVCO 1400 o similar.

La pendiente promedio de la cuneta será del 3%, con caídas de 1.0 m de altura, para ajustar a la topografía natural del terreno. Para el canal de la parte superior (canal 1) serán necesarias 33 caídas, mientras que en el canal de la parte inferior (canal 2) tan sólo una. La entrega de los canales 1 y 2 se hará a las quebradas Santo Domingo y Santa Rita, respectivamente, por medio de entregas laterales al cauce, con caída desde la cuneta a una piscina de amortiguación, que rebosará al nivel medio de la quebrada. Para el canal 1 es necesaria la construcción de dos alcantarillas de conducto circular con diámetro de 0.90 m (36"). Todos los detalles para la construcción se encuentran consignados en los planos Nos. 8 y 9.

5.5.2 Alcantarilla de cajón para el manejo adecuado de la quebrada Santa Rita.

Aunque la justificación de esta obra requiere por un lado conocer el desarrollo final del relleno que se efectúa en la parte baja de la zona de estudio, y una evaluación del riesgo que conlleva un posible taponamiento del cauce, se acordó con la UPES y la interventoría del estudio efectuar el prediseño de esta obra cuyo objeto es garantizar el flujo de la corriente de la quebrada en caso de un colapso del relleno en proceso.

La sección de 2 m x 2 m de esta alcantarilla se adoptó para facilitar el mantenimiento y la limpieza periódica, dada su longitud de 75 m, aunque por necesidades hidráulicas no se requiere de este tamaño. La alcantarilla constará de cuatro caídas de un metro de altura, al finalizar cada módulo de 15 m de longitud; estas caídas se requieren para igualar la pendiente media natural del cauce (8.5%), en razón a que para el piso de la alcantarilla de cajón se fija una una pendiente del 3%.

Es necesario garantizar la retención de material de gran tamaño a la entrada de la obra, para lo cual se propone la fabricación e instalación de una reja metálica inclinada que actúe como retenedor, tanto a la entrada como a la salida; éstas serán colocadas en las transiciones hidráulicas de entrada y salida correspondientes. En la terminación de cada módulo de la alcantarilla, antes de la caída deberá colocarse un murete de 0.30 m de altura, con ladrillo tolete, en forma intercalada, debidamente embebido en la placa y anclado con refuerzo de la estructura, el cual actuará como retenedor de material más fino.

5.5.3 Diques transversales en el cauce de la quebrada Santa Rita.

Para mejorar las condiciones de estabilidad del cauce de la quebrada Santa Rita, se propone la construcción de tres diques transversales tipo vertedero, construidos con gavión. Los diques estarán conformados por un colchón Reno de 0.50 m de espesor, convenientemente embebido en los taludes laterales, sobre el cual se colocarán dos niveles de gavión, de un 1.0 m de altura en todo el ancho de la sección, igualmente empotrado en las paredes laterales, y sobre este, gaviones separados entre 1.50 m y 4.0 m para permitir el paso del caudal a manera de vertedero. Se deben dejar embebidos al menos dos lloraderos en tubería PVC de0.10 m (4”), que garanticen el paso de caudal y eviten generación de presiones una vez se haya colmatado el vertedero. Los diques servirán para de retener material de arrastre y elevar el nivel del fondo del cauce, con lo cual se logra una mayor estabilidad del cauce al controlar la degradación natural del lecho. Las dimensiones de los diques en gaviones dependerán de las condiciones de la quebrada en el momento de la construcción,. Por lo que los planos entregados son a nivel de esquemas.

5.5.4 Ronda de la quebrada Santa Rita.

Si bien la capacidad de la quebrada Santa Rita y la de la alcantarilla de cajón propuesta excede la necesaria para el manejo de los caudales superiores a los de 100 años de recurrencia, se debe establecer y garantizar la ronda de la misma y la zona de manejo y protección ambiental, ZMPA, correspondiente. Por esto, de acuerdo con el Decreto 1106/86, se fija la ronda en 1,60m y la ZMPA en 12,00 m, tal como se indica en los planos de diseño.

5.5.5 Obras complementarias.

Además de las obras anteriores, se recomienda de manera especial, para las mejores condiciones de estabilidad en la zona, lo siguiente:

1) Exigir al propietario del predio que actualmente se encuentra en proceso de relleno, la construcción de una adecuado sistema de subdrenaje que permita garantizar la estabilidad de dicho relleno ubicado en la parte baja.

2) Vigilar el desarrollo del proyecto de alcantarillado sanitario y pluvial de los barrios de la parte alta y de aquellos para las zonas de influencia de la parte alta para minimizar el aporte incontrolado de aguas a la zona.

3) Integrar las soluciones propuestas a las que se recomienden desde los puntos de vista geotécnico y arquitectónico.

CAPITULO 6
SISMICIDAD Y AMENAZA SISMICA

En Santa Fe de Bogotá se cuenta con los análisis ejecutados en el marco del estudio de microzonificación Sísmica de Santafé de Bogotá, adelantado por INGEOMINAS y la Universidad de los Andes. No obstante, se decidió realizar un análisis independiente de amenaza sísmica del sitio, para confirmar los resultados proporcionados en tal estudio.

6.1 ALCANCE Y LIMITACIONES DEL ANALISIS DE AMENAZA

La principal limitación del análisis radica en la escasa e incompleta serie de registros sísmicos existente en los Catálogos disponible con que se cuenta en Colombia, dada la juventud de la Red Sísmica Nacional. Adicionalmente se adolece de ecuaciones de atenuación deducidas de registros reales en el país y, por tanto, se recurre a ecuaciones de ambientes sismotectónicos de otras latitudes cuya aplicabilidad puede tener restricciones. Para obviar esta limitación se utilizaron en este estudio tres ecuaciones diferentes deducidas por Donavan (1973), McGwire (1973) y Esteva (1978). Los hechos discutidos influyen sobre la confiabilidad de los análisis, a pesar de lo cual, se pueden considerar de aproximación suficiente para propósitos de este estudio.

De otra parte, cabe aquí citar como limitación adicional, el escaso conocimiento que aún tiene la Sismología sobre los factores que inciden en la distribución espacio temporal de los eventos sísmicos.

Estas limitaciones conducen a la necesidad de utilizar las herramientas probabilísticas en el análisis, de acuerdo con los cánones aceptados actualmente en la Ingeniería Sismológica.

6.2 METODOLOGIA DEL ESTUDIO DE AMENAZA SÍSMICA

Los enfoques modernos del análisis de amenaza sísmica de una región constituyen una integración de datos geológicos, tectónicos y sismológicos, la cual asigna mayor importancia a las evidencias geológicas de movimiento en las fallas y a la ocurrencia histórica de sismos fuertes en la zona de interés, tanto en el ámbito local como regional.

Con el propósito de establecer la sismicidad de los dos ámbitos considerados, pensando en eventos cercanos e intermedios se consideraron zonas circulares de 50 y 250Km respectivamente concéntricos con el sitio de estudio. Para eventos lejanos se consideró el efecto de la Zona de Subducción del Pacífico. Se recurrió al Catálogo Sísmico Nacional, desarrollado dentro del estudio de Microzonificación Sísmica de Santafé de Bogotá, para establecer los eventos ocurridos en las dos zonas citadas. El estudio de la sismicidad permitió estimar la actividad de los fallamientos, las tendencias de recurrencia y los parámetros sísmicos de las fuentes sismogénicas detectadas.

A partir de una análisis probabilístico utilizando el modelo de la Línea Fuente (Der Kiureghian et al, 1975), y ecuaciones de recurrencia (Esteva, 1978. Donovan, 1973. McGuire, 1977) se produjo una integración probabilística de la influencia de las fuentes relevantes para el sector, y se ajustó utilizando los criterios propuestos en otros estudios ejecutados en la Sabana de Bogotá, para producir recomendaciones de aceleración máxima a utilizar en los análisis de estabilidad.

6.3 SISMOLOGIA

6.3.1 Recopilación de Información

Para el Sector de Ciudad Bolívar, en el sur de la Sabana de Bogotá, se han realizado previamente varios estudios específicos en el campo de la ingeniería sismológica. Como información preliminar, para efectos de este estudio, se allegaron los criterios sugeridos en los estudios de la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS) para el país, y los resultados del Estudio de Microzonificación Sísmica de Santafé de Bogotá. De acuerdo con tal información, las aceleraciones máximas recomendadas son las siguientes:

AIS (1984). La ciudad de Santafé de Bogotá está dentro de la zona de amenaza sísmica INTERMEDIA, con un coeficiente de aceleración horizontal Aa de 0,15 g.

AIS (1998). De acuerdo con las previsiones de la última revisión del código, establecido como Reglamento de Construcción en 1998, el sector en estudio está en una zona de riesgo sísmico intermedio, con coeficiente de aceleración de 0.2 g.

Estudio de Microzonificación Sísmica de Santafé de Bogotá (1997). Para sectores de la zona montañosa como el del objeto de este estudio, se sugiere adoptar valores máximos de aceleración de 0.3g en roca.

6.3.2 Sismicidad

Para obtener las recomendaciones de la aceleración máxima para este estudio, se emplearon los registros históricos e instrumentales de fuentes sísmicas que cubren el período 1566-1995, en primer lugar para un área circular con radio de 50 Km, para tener en cuenta sismos de carácter local, y luego con radio de 250 Km, para considerar los eventos regionales que pueden tener mayor influencia sobre el sitio. Los datos de los años 1993 y 1995 obtenidos en la Red Sísmica Nacional de Colombia RSNC están incluidos en este análisis y se detallan en el catálogo correspondiente.

De la información anterior se escogieron, para el análisis de sismicidad, los sismos que presentan Magnitud registrada o deducida mayor de 3.0

De los eventos sísmicos registrados, se puede deducir, en el ámbito local, la importancia de las Fallas del sistema Fusagasugá - Usme, y fallamientos del pie de los cerros y en la mayor área, con 250 Km de radio, la Falla Palestina del Sistema Romeral – Cauca, además del Sistema Frontal de la Cordillera Oriental, para el área de 250Km. Para los sismos lejanos, se consideró como única fuente la Zona de Subducción del Pacífico.

En relación con el área de 250 Km de radio, el sistema de Guaicaramo o tren de fallas del Borde Llanero, en el piedemonte de la cordillera Oriental puede considerarse el de mayor actividad.

6.4 EVALUACION DE LA AMENAZA SISMICA

El propósito de esta evaluación es determinar la variabilidad de respuesta sísmica que se puede esperar en el área de estudio al ser sometida a un evento de gran magnitud.

6.4.1 Recurrencia de Magnitudes

Empleando los datos de los sismos ubicados en la región de estudio se realizó un análisis de recurrencia de magnitudes, ordenando los datos en secuencia creciente a partir de una magnitud mínima Ms=3.0 de la forma propuesta por Gutemberg y Richter:

La evaluación de regresión obtenida para los eventos locales fue:

$$Ms = 6.95 - 2.11 \log N$$

para toda el área local,

$$Ms = 6.96 - 2.13 \log N$$

para los sismos sin fuente asignada, y:

$$Ms = 3.50 - 0.83 \log N$$

para el alineamiento del pie de los cerros.

Para el análisis regional la ecuación de recurrencia obtenida fue:

$$Ms = 7.9 - 1.81 \log N$$

para toda la región, y

$$Ms = 7.18 - 1.72 \log N$$

para la falla Frontal de la cordillera Oriental. Por tanto, para el análisis de amenaza a partir de eventos regionales, se decidió incluir una fuente areal, y los alineamientos de la falla frontal, de la Cordillera Central, y de la falla Salinas, aparte de la zona de Benioff profunda, para considerar el efecto de eventos lejanos.

6.4.2 Evaluación de Amenaza Sísmica para el sitio

La amenaza sísmica está asociada con la probabilidad de superar un parámetro sísmico determinado, en función del tiempo de recurrencia, en el futuro. En Ingeniería sismológica, el

parámetro más empleado es la aceleración máxima sobre el terreno en el cual se implantará la construcción de interés, dado que ella permite estimar con facilidad las fuerzas que pueden generarse y ejecutar los análisis mecánicos necesarios.

Utilizando el Modelo de Línea Fuente de Der Kiureghian, el proceso probabilístico de integración arrojó valores de aceleración probable en el sitio de 0.20g en roca, confirmando los valores evaluados por el Estudio de Microzonificación sísmica de santa Fe de Bogotá. Sin embargo, dado que el área se encuentra en topografía ligeramente montañosa, y particularmente en los escarpes, se esperan efectos locales de amplificación cuya cuantificación a partir de modelos resulta compleja. Para propósitos de este estudio, se recomendó adoptar el valor de 0.30g y reconocer que los efectos de sitio pueden provocar desprendimientos. Las curvas que relacionan la aceleración máxima probable con el período de recurrencia para distancias de 50 y 250 kms, se presentan en las figuras No. 7.1 y No. 7.2.

CAPITULO 7

INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO Y CARACTERIZACION GEOMECÁNICA

En este capítulo se describen las actividades llevadas a cabo para definir las características de los movimientos de remoción en masa existentes, en relación con los espesores y propiedades mecánicas de los materiales involucrados.

Con el propósito de establecer las características de los fenómenos de inestabilidad desde la óptica geotécnica, en relación con la composición y características geométricas de las capas de materiales térreos, así como sus propiedades geomecánicas, se desarrolló un programa de investigación de campo que abarcó el uso de técnicas directas de muestreo y levantamiento así como perforaciones con equipo manual.

La exploración geotécnica realizada en el sitio El Espino incluye el muestreo de los materiales en la parte sur de la depresión que sirve como relleno, y de los materiales rocosos involucrados en el deslizamiento que se presenta en la cantera Santa Rita, en la parte norte de la zona en estudio. La localización de sondeos y levantamientos estratigráficos se presenta en el Plano Topográfico (Plano No. 1).

7.1 CARACTERÍSTICAS IN SITU DEL MACIZO ROCOSO

Como se ha mencionado en otros capítulos del estudio, el material rocoso que ha sido objeto de explotación presenta un nivel de fracturamiento elevado, facilitando su extracción manual en forma de bloques. En este sentido, es obvio que cada una de las formaciones geológicas que aflora en el sitio presenta un comportamiento diferente con respecto a la acción de las fallas gelógicas, por lo que será necesario mencionar los aspectos más importantes de cada una a este respecto.

Los materiales de la formación Arenisca La Guía, que ha sido objeto de actividades extractivas a cielo abierto en la cantera Santa Rita, la cantera sur y la cantera de la parte suroccidental, presenta una secuencia estratigráfica conformada por intercalaciones de arenisca y arcillolita, de la forma descrita en el capítulo referente a Geología; dicha secuencia presenta fracturamiento intenso, especialmente de los estratos de arenisca, de manera que es posible encontrar separación de diaclasas que varía entre los 10 cms y un metro, produciendo bloques de diferente tamaño. En general, se encuentra que las familias de diaclasas son perpendiculares entre sí y se disponen verticalmente, lo cual puede observarse en los antiguos frentes de explotación de la cantera Santa Rita y de la parte suroccidental alta, que presentan fenómenos asociados de deslizamientos, caída y volcamiento de bloques.

Por debajo de la secuencia estratigráfica mencionada se encuentra un estrato potente de arenisca cuarzosa de grano fino, que también presenta fracturamiento, pero con familias de diaclasas más separadas, formando bloques de gran tamaño. En el antiguo frente de explotación de la cantera Santa Rita presenta abertura importante de las diaclasas verticales, producida posiblemente por el movimiento de los materiales de la parte superior, con lo que es posible que se genere un fenómeno de volcamiento de estos bloques; por su parte, en la explotación de la parte suroccidental alta, la presencia de diaclasas verticales puede generar problemas de volcamiento de bloques, ocasionada por la descompresión del macizo o por un sismo.

La roca perteneciente a la formación Guaduas, que aflora en la parte baja y en la parte suroccidental de la zona de estudio, ha sido afectada por labores de reconformación del

terreno y por actividades mineras subterráneas; la influencia de esfuerzos de origen tectónico debida a la presencia de las fallas geológicas ha producido en general diaclasamientos verticales, que son perpendiculares a la orientación de los estratos, los cuales son delgados y laminares. La separación entre diaclasas es pequeña, lo cual genera fragmentos de tamaño grava; sin embargo, en el talud de la parte norte del área de estudio, y debido a la alta pendiente del mismo y de su posición con respecto a los estratos, se presentan fenómenos de caída de bloques y desprendimiento de materiales.

Es de anotar, además, que en la zona del relleno hay un afloramiento de roca del Guaduas, que presenta estratificación subhorizontal; en este afloramiento se encuentra la entrada de un socavón del cual se hizo en el pasado extracción de carbón. Se considera que es posible que se presenten fenómenos de subsidencia por la presencia de esta excavación.

En general, y para cada uno de los frentes de explotación que existen en la zona de estudio, se observa la generación de bloques de diferente tamaño, definidos por familias de discontinuidades aproximadamente verticales y horizontales, cuya génesis se asocia a la presencia de fallas geológicas y a una fuerte actividad minera. En las fuentes de explotación de la cantera Santa Rita, cantera sur y antigua explotación de la parte suroccidental alta, además de los problemas de remoción en masa a lo largo de la pendiente estructural, se encuentran evidencias de caída y volcamiento de bloques, con movimiento preferencial hacia el este.

En el anexo no. 5 se presenta el registro de datos de geología estructural tomados en el área de estudio, los cuales se emplearon en la elaboración de los mapas geológicos local y regional, y permitieron caracterizar la zona desde el punto de vista de fenómenos de inestabilidad asociados a l macizo rocoso.

7.2 MATERIALES DEL RELLENO

El suelo que conforma el fondo del relleno consta de una mezcla heterogénea de materiales, algunos de los cuales se explotan en las canteras de la zona y otros son traídos por volquetas y depositados allí.

Hay básicamente dos zonas distintas según los materiales que pueden verse en la superficie: una zona amplia, que corresponde a la parte norte, en la que son visibles bloques grandes de material de escombros de construcción como losas, mármol, y trozos de ladrillo y de diferentes tipos de roca, lo cual hace difícil la ejecución de sondeos en este sector.

La zona sur está conformada por materiales finos depositados durante años, los cuales además se encuentran mezclados con desechos de construcción de tamaño grava. En este sector se realizaron dos sondeos, el primero hasta una profundidad de 6.55 y el segundo hasta 4.55 m; a estas profundidades no fue posible continuar la exploración debido a que se encontró un estrato de bloques conformado por desechos de construcción de tamaño

grande. Mediante los sondeos se obtuvieron muestras para la realización de ensayos de laboratorio para determinar propiedades índice (límites de Atterberg, peso unitario), cuyos resultados se comentan a continuación.

Se seleccionaron dos muestras representativas del primer sondeo, obtenidas entre los 3.40 y los 6.65 m de profundidad, y se sometieron a ensayos de límites de Atterberg, humedad natural y peso unitario. En general, se trata de materiales con límite líquido bajo y también baja plasticidad, lo que permite clasificarlos como de baja compresibilidad intrínseca, según la carta de plasticidad de Casagrande; la humedad natural en la muestra más superficial está cercana al límite líquido. En el segundo sondeo se tomó una muestra, obtenida de una profundidad entre 4.00 y 4.55 m, para realizar los ensayo de laboratorio mencionados, los cuales revelan un contenido de humedad por debajo del límite plástico, además de clasificar el suelo como de plasticidad y compresibilidad bajas. Los límites líquido y plástico son reducidos.

Una característica de todos los materiales muestreados es su alto peso unitario, que en todos los casos es superior a 2.0 t/m^3, situación que se debe, posiblemente, a la utilización de volquetas para descargar materiales, las cuales han transitado durante años sobre este sector del relleno. Adicionalmente a lo referente al fondo de la zona del relleno, es de anotar que en las paredes de la depresión se hace la depositación de materiales sueltos que no se someten a ningún proceso de compactación, y que proceden en general de las canteras vecinas; en el momento actual, el flanco sur de la cantera en explotación está siendo removido y una cantidad importante de este material está siendo botada al relleno.

Durante la realización de los sondeos se efectuaron pruebas de Penetración Estándar (SPT), las cuales, debido a la naturaleza heterogénea de los materiales depositados en el relleno, proporcionó distintos valores de Número de Golpes (N) por cada 15 cms de penetración, y que variaron entre 2 y 20. Sin embargo, los valores más frecuentes están en el rango de 3 a 6 golpes, lo cual revela que la consistencia del relleno es, en general, blanda a media. El hecho de registrar valores altos de N a determinadas profundidades se debe a la presencia de desechos de construcción de diferentes tamaños, los cuales impidieron el avance de los ensayos a 6.55 m en el primer sondeo, y a 4.55 m en el segundo sondeo.

Los perfiles geotécnicos obtenidos se presentan en el Anexo No. 2 (Resultados de Ensayos de Campo y Laboratorio)

7.3 MATERIALES DE LA ZONA EN DESLIZAMIENTO

En la parte alta del antiguo frente de explotación se presenta, como se ha descrito, un movimiento traslacional producido por el vertimiento de las aguas servidas de los barrios de la parte superior de la ladera. El movimiento, además de tener carácter traslacional, tiende a afectar un área mayor atrás del escarpe de falla, es decir, es retrogresivo. Desde el punto de vista geotécnico, la inestabilidad se debe al corte de los estratos de arcillolita caolinítica que afloran en el sitio, y que están intercalados con diferentes niveles de arenisca, las cuales a

su vez presentan distintas características de resistencia y pertenecen al grupo Arenisca La Guía; en algunos estratos de ambos tipos de roca hay estratificación laminar.

Como se indicó en el capítulo de geología, los materiales que conforman el cuerpo del deslizamiento pueden clasificarse en dos grandes grupos: uno, el más superficial, es una capa de suelo (suelo orgánico y arena con bloques meteorizados) de espesor aproximado de 2.0m; en el segundo grupo, por debajo del anteriormente mencionado, está la serie de intercalaciones de arcillolitas caoliníticas con areniscas, que ya se ha descrito. Estos materiales sobreyacen en un estrato potente de arenisca de grano fino que presenta una pendiente estructural cercana a los 25º que favorece el movimiento del deslizamiento, por lo que se consideró necesario obtener muestras de la roca en el contacto entre la arenisca y la masa en movimiento, con el propósito de establecer pesos unitarios y propiedades de resistencia al corte, entre otros. La roca que está involucrada en el contacto es, además de la arenisca, un estrato de arcillolita caolinítica gris de un espesor promedio de 1.20m, el cual presenta estratificación laminar y en el frente de explotación se muestra comprimido. Teniendo en cuenta estas circunstancias, se optó por extraer una muestra en bloque de la arcillolita del contacto, a la cual se le realizaron ensayos de corte directo, humedad y límites de Atterberg; no fue posible obtener una muestra en bloque del conjunto de arenisca y arcillolita en el contacto, pues al intentar intervenir la arenisca, la arcillolita se desintegra a lo largo de sus planos de estratificación. Adicionalmente, se obtuvieron muestras de los estratos superiores de arcillolita, para evaluar límites de Atterberg y pesos unitarios, y también se extrajeron muestras de los estratos alternos de arenisca, para evaluar su peso unitario y a partir de él, el peso total que puede ser desplazado.

Se determinó que la reducción de la resistencia de los estratos de arcillolita es una de las causas del fenómeno de inestabilidad de la ladera; el ensayo de corte directo revela que el ángulo de fricción de la arcillolita es cercano al buzamiento de la pendiente estructural en la que yace, es decir, que la estabilidad está controlada actualmente por la cohesión. Además, y como parte de las observaciones de campo hechas durante los muestreos, la cohesión entre el estrato potente de arenisca y la arcillolita es reducida, lo cual se comprueba al golpear la arenisca cerca del contacto, ya que la arcillolita se desprende de la superficie y se desintegra. La entrada de agua en la discontinuidad mencionada puede producir reducción del esfuerzo efectivo y, por tanto, de la resistencia al corte. Adicionalmente resulta obvio un proceso de reducción del aporte de resistencia debido a la saturación parcial, cuando ella desaparece, y de ablandamiento por la deformación de la capa arcillosa.

Los materiales ensayados en laboratorio fueron obtenidos en condiciones de humedad baja, circunstancia que favorece las condiciones de estabilidad; se hace necesario, entonces, controlar mediante estructuras de captación los vertimientos de aguas servidas que proceden de las viviendas de la parte superior de la ladera. También será necesaria la colocación de drenajes para mantener bajos los niveles piezométricos y además reducir el contenido de agua en los estratos de arcillolita y en las distintas discontinuidades del macizo.

Es de anotar que al producirse el movimiento de manera paulatina, la masa ha comenzado a abrir las diaclasas subverticales y verticales del estrato potente de arenisca, generando además un fenómeno de volcamiento o Toppling.

Los perfiles estratigráficos levantados se muestran en los planos 3 y 4, y los resultados de las pruebas de laboratorio se presentan en el anexo No. 2.

CAPITULO 8
EVALUACIÓN DE AMENAZA

Con el propósito de establecer los niveles de riesgo a que se expone la población que reside en el área de estudio, deberá evaluarse la probabilidad de falla de los procesos de inestabilidad potenciales y activos que se presentan en toda la extensión del proyecto; sin embargo, se considera que son los procesos activos los que exhiben mayor intensidad de Amenaza, y que corresponden a:

- **Fuente de Amenaza No. 1:** Deslizamiento de remanentes de explotación en la parte alta de la ladera, costado suroccidental, frente al pequeño tanque de distribución de agua.

- **Fuente de Amenaza No. 2:** Volcamiento de bloques frente al pequeño tanque de distribución de la parte suroccidental alta.

- **Fuente de Amenaza No. 3:** Deslizamiento de materiales depositados en la parte media de la cantera sur.

- **Fuente de Amenaza No. 4:** Deslizamiento de materiales depositados en el flanco derecho de la cantera sur.

- **Fuente de Amenaza No.5:** Deslizamiento por falla planar de la zona comprendida entre el antiguo frente de explotación de la cantera Santa Rita y la vía de acceso a los barrios de la parte noroccidental alta.

- **Fuente de Amenaza No. 6:** Amenaza potencial por colapso de materiales deficientemente compactados en la zona del relleno localizado en el costado noreste del área de estudio.

- **Fuente de Amenaza No. 7:** Caída de bloques y desprendimiento de materiales del talud del costado norte de la quebrada Santa Rita.

- **Fuente de Amenaza No. 8:** Amenaza potencial de falla planar de la ladera del costado occidental de la vía de acceso a la parte noroccidental alta.

Además, con el propósito de caracterizar desde el punto de vista de Amenaza el resto de la ladera que no se encuentra afectada por procesos activos, se empleó un perfil típico correspondiente a la cantera sur, el cual representa la **Fuente de Amenaza No. 9.**

8.1 CONDICIONES DE ANÁLISIS

Para todos los casos analizados, la evaluación analítica de estabilidad se basó en los resultados de los ensayos de laboratorio y los levantamientos topográfico y geológico. El análisis probabilístico se apoyó en los resultados de la modelación de la estabilidad de la ladera con PCStable por el método de superficie especificada de Janbu, para valores convenientemente tomados de los parámetros de resistencia: la modelación se realizó sobre secciones transversales, resultando un análisis bidimensional en el que no se tuvo en cuenta la interacción de distintos elementos dentro del cuerpo de la masa inestable. La probabilidad de falla para cada una de las zonas analizadas se evaluó siguiendo la metodología PEM (Point Estimated Method) propuesta por Rosemblueth y para cuatro tipos de solicitaciones o condiciones: sin sismo y sin lluvia, con sismo y sin lluvia, con lluvia y sin sismo y, con lluvia y sismo.

Desde el punto de vista de las características de los materiales involucrados, los análisis de estabilidad se basaron en los resultados de la evaluación del peso unitario de los estratos de arcillolita y arenisca, y de los parámetros de resistencia al corte medidos sobre el último estrato de arcillolita que se encuentra sobre el paquete de arenisca potente que puede observarse en la cantera Santa Rita; dichos parámetros son una aproximación a la resistencia al corte en el contacto entre los estratos mencionados, y a lo largo del cual se presenta falla planar.

Los factores detonantes de fenómenos de remoción en masa, y que son básicamente lluvias intensas y sismos de gran magnitud, presentan las siguientes probabilidades de ocurrencia, en función de sus períodos de retorno:

- **Lluvia crítica:** p = 1/Tr = 1/25 = 0.04

- **Sismo con a = 0.3g:** p = 1/Tr = 1/475 = 0.002105

Con respecto a la aceleración de sismo, si bien la probabilidad de falla se calcula en función del período de retorno para una aceleración de a=0.3g, en los análisis de estabilidad se empleó una aceleración de a=0.24g, que corresponde a la aceleración máxima determinada por el estudio de Microzonificación Sísmica de Santafé de Bogotá para las zonas de los cerros.

Finalmente, y para cada una de las Fuentes de Amenaza consideradas en el estudio, se emplearon los siguientes criterios para la ejecución de los análisis de estabilidad:

8.1.1 Fuente de Amenaza No. 1

Se examinó la probabilidad de deslizamiento en masa del depósito a lo largo de la pendiente estructural, y la probabilidad de falla rotacional dentro del mismo; considerando que se trata de remanentes de actividad minera, se evalúa el caso en que la cohesión del material es cero, y como máximo 10 kPa; el ángulo de fricción medio es igual a la pendiente estructural, con lo que los parámetros de resistencia del material empleados son:

Variable	E[Variable]	σ[Variable]	E+ σ	E-σ
γ_t (kN/m^3)	20	-	-	-
c' (KPa)	5	5	10	0
ϕ' (grados)	25^o	5^o	30	20

Tabla No. 6: Parámetros de resistencia y densidad del material para evaluación de la Fuente de Amenaza No.1

Con respecto a los niveles piezométricos, se asume una tabla de agua que inicia en la parte alta del cuerpo del deslizamiento y cae rápidamente, toda vez que hay vertimiento de aguas servidas desde ese punto; el método de evaluación empleado fue el de falla circular de Janbu. La figura no. 1 del Anexo no. 4 presenta el modelo geotécnico empleado.

8.1.2 Fuente de Amenaza No. 2

La estabilidad de esta zona, en la que se presentan problemas potenciales de volcamiento de bloques, se basó en la metodología planteada por Hoek para la evaluación de laderas por Toppling. En este punto, se realizó la evaluación del equilibrio límite de tres bloques de profundidad unitaria y sección de 2x2 m, con las siguientes características:

Variable	E[Variable]	σ[Variable]	E+ σ	E-σ
γ_t (kN/m^3)	25.4	-	-	-
c' (KPa)	5	5	10	0
ϕ' (grados)	28.5^o	3.5^o	32^o	25^o

Tabla No. 7: Parámetros de resistencia y densidad del material para evaluación de la Fuente de Amenaza No.2

No se consideraron efectos de la lluvia en el análisis; para los tres bloques considerados, se involucra la cohesión y la fricción obtenidas en un ensayo de corte efectuado por la firma NATIVA LTDA. sobre una muestra de arenisca de la formación Arenisca La Guía (c´=1.0 t/m^2 y ϕ'=32^o). El menor valor del ángulo de fricción empleado corresponde a la pendiente estructural de la ladera (ϕ'=25^o). La evaluación del equilibrio límite se efectuó para el caso en que se produzca un pequeño deslizamiento del bloque inferior de la arenisca, llevando a una condición de volcamiento de los bloques superiores, por lo que se evaluaron las fuerzas actuantes y la fuerzas resistentes a lo largo del plano de estratificación, el cual presenta un buzamiento de 30^o, de acuerdo al plano geológico local.

La figura no. 2 del Anexo No. 4 presenta de manera esquemática la forma en que se evaluaron los factores de seguridad.

8.1.3 Fuente de Amenaza No. 3

La evaluación de la probabilidad de falla de los materiales depositados se efectuó para el caso de deslizamiento a lo largo de una superficie de falla supuesta, y para el caso de fenómenos rotacionales dentro del mismo cuerpo del depósito; el análisis se amplió para modelar fenómenos retrogresivos. De igual forma que en el caso de la Fuente de Amenaza No. 1, se consideró el caso de un material sin cohesión o con un valor máximo de este parámetro de 10 kPa; el ángulo de fricción medio corresponde a la pendiente estructural de la ladera. Los parámetros empleados en los análisis de estabilidad son:

Variable	E[Variable]	σ[Variable]	E+ σ	E-σ
γ_t (kN/m^3)	20	-	-	-
c' (KPa)	5	5	10	0
ϕ' (grados)	25°	5°	30	20

Tabla No. 8: Parámetros de resistencia y densidad del material para evaluación de la Fuente de Amenaza No.3

Si bien no se pudo detectar la presencia de niveles piezométricos en el cuerpo del deslizamiento, para efectos de evaluar la estabilidad en función de una lluvia intensa, se decidió trabajar con un nivel colgante que se localiza 4 metros por encima de la superficie de falla especificada. Los métodos de evaluación empleados fueron los de falla por superficie definida y falla circular, ambos de Janbu.

Las figuras No. 3.1, 3.2 y 3.3 del Anexo no. 4 presentan el perfil del modelo geotécnico empleado.

8.1.4 Fuente de Amenaza No. 4

De igual manera que para la Fuente de Amenaza No. 3, se evaluó la probabilidad de falla de los remanentes de explotación para deslizamiento a lo largo de ladera en que están depositados, y para fenómenos rotacionales. Se tuvo en cuenta su condición de material suelto para asumir que se puede presentar el caso en el que la cohesión sea cero, y como máximo 10kPa; los valores de parámetros empleados en el análisis son:

Variable	E[Variable]	σ[Variable]	E+ σ	E-σ
γ_t (kN/m^3)	20	-	-	-
c' (KPa)	5	5	10	0
ϕ' (grados)	25°	5°	30	20

Tabla No. 9: Parámetros de resistencia y densidad del material para evaluación de la Fuente de Amenaza No.4

El valor medio del ángulo de fricción corresponde a la pendiente estructural de la ladera; de igual forma que en el caso de la fuente de amenaza No. 3, no se tienen registros de alturas piezométricas, por lo que para hacer la evaluación de las condiciones de estabilidad bajo lluvia se adoptó un nivel colgante que se localiza dos metros por encima de la superficie de deslizamiento especificada; los métodos de análisis de taludes empleados fueron los de superficie especificada y el de falla planar, ambos de Janbu.

La figura no. 4 del anexo no. 4 presenta el perfil del modelo geotécnico evaluado.

8.1.5 Fuente de Amenaza No. 5

La probabilidad de falla para esta Amenaza se evaluó teniendo en cuenta la condición de la falla planar para el material que se ha movido, extendiendo el análisis para el caso en que el fenómeno pueda ser retrogresivo, avanzando hacia la parte alta de la ladera; los análisis de estabilidad emplearon los resultados de los ensayos de corte en roca que se mencionaron

anteriormente, y se consideró que el valor de cohesión esperado es la mitad del obtenido en el ensayo de corte efectuado por el consultor.

Variable	E[Variable]	σ[Variable]	E+ σ	E-σ
γ_t (kN/m^3)	22.8	-	-	-
c' (KPa)	7	7	14	0
ϕ' (grados)	20º	5º	25	15

Tabla No. 10: Parámetros de resistencia y densidad del material en evaluación de la Fuente de Amenaza No.5

Para efectuar la modelación del comportamieno del agua en la estabilidad de la ladera, se asumió un nivel piezométrico localizado 3.5 metros por encima de la superficie de deslizamiento, que coincide con el estrato potente de arenisca; si bien es cierto que en el estado actual, en caso de una lluvia intensa, el material permitiría un drenaje rápido, el nivel piezométrico empleado obedece a las condiciones de recarga que se presentan en la zona superior, debido a la presencia de viviendas.

Las figuras No. 5 y No. 5.1 del anexo No. 4 presentan los modelos geotécnicos evaluados para determinar la probabilidad de falla; los métodos de evaluación empleados fueron el de superficie especificada de Janbu, para la zona deslizada, y de superficie aleatoria, también de Janbu, para el resto de la zona.

8.1.6 Fuente de Amenaza No. 6

Se ha mencionado que la depositación de materiales hecha de forma poco técnica redunda en la generación de una fuente de Amenaza potencial; en virtud a que el llenado de la depresión continúa sin ningún tipo de control o técnica adecuada, afectando un área relativamente grande que puede ser objeto de urbanización en un futuro; se asigna un nivel de Amenaza medio. Además, en caso de que se produzca un colapso de la fuente de Amenaza No. 5, la zona del relleno podría ser inestabilizada por impacto, o podría servir de amortiguador de un fenómeno de remoción en masa de la fuente mencionada, por lo que es también vulnerable.

8.1.7 Fuente de Amenaza No. 7

Los datos empleados para evaluar la probabilidad de falla provienen del estudio de estabilidad del barrio San Rafael, efectuado por NATIVA LTDA, y corresponden a cortes directos efectuados sobre areniscas y arcillolitas de la formación Guaduas. El análisis efectuado se basó en establecer el equilibrio de un bloque de profundidad unitaria y sección de 50x50 cm, expuesto en un talud con inclinación de 70º; teniendo en cuenta tanto la cohesión como la fricción del material, es posible correlacionar dichos valores con la resistencia a la tracción T del material rocoso, asumiendo que las ecuaciones de Morh-Coulomb son válidas en roca:

$$T = -2c' \cos \phi' / (1 + \text{sen } \phi')$$

Los valores de c´y de ϕ' emplados en el análisis son:

Variable	E[Variable]	σ[Variable]	E+ σ	E-σ
γ_t (kN/m^3)	1.94	-	-	-
c' (KPa)	12.5	7.5	20	5
ϕ' (grados)	20°	5°	25	15

Tabla No. 11: Parámetros de resistencia y densidad del material en evaluación de la Fuente de Amenaza No.7

Para cada una de loas combinaciones posibles, se encontraron los siguientes valores de resistencia a la tracción del material:

c´	ϕ´	T (ton/m^2)
20	25	2.55
20	15	3.07
5	25	0.64
5	15	0.77

Tabla No. 12: Parámetros de resistencia a la tracción de la Fuente de Amenaza No.7

Como valor máximo de la cohesión se empleó el doble del menor valor obtenido en los dos cortes directos (el menor valor es c´= 10 kPa, y el mayor es c´= 42 kPa). La figura no. 7 del anexo No. 4 presenta la evaluación de esta fuente de amenaza.

8.1.8 Fuente de Amenaza No. 8

La determinación de la probabilidad de falla se efectuó teniendo en cuenta los resultados de laboratorio sobre muestras de roca, y considerando una superficie de falla irregular, aplicando el método de Janbu. En el análisis, se extiende la ladera hasta el alineamiento de falla que limita la dinámica del movimiento traslacional, y se considera que el material presenta mejores condiciones de resistencia que los obtenidos en los ensayos, así que se asume que el valor esperado de la cohesión es igual al obtenido en laboratorio; así, los parámetros de análisis son:

Variable	E[Variable]	σ[Variable]	E+ σ	E-σ
γ_t (kN/m^3)	22.8	-	-	-
c' (KPa)	14	7	21	7
ϕ' (grados)	20°	5°	25	15

Tabla No. 13: Parámetros de resistencia y densidad del material en evaluación de la Fuente de Amenaza No.8

La superficie piezométrica empleada en el análisis para evaluar el talud bajo condiciones de lluvia se localizó dos metros por encima del estrato potente de arenisca; aunque se considera que bajo condiciones de lluvia intensa no se producirá la circunstancia mencionada, la tabla de agua asumida obedece a la recarga constante procedente de las viviendas del sector.

La figura no. 8 del anexo No. 4 presenta el perfil del modelo evaluado.

8.1.9 Fuente de Amenaza No. 9

Se empleó un perfil típico correspondiente a la cantera sur, para establecer un nivel de Amenaza de las zonas que no exhiben procesos activos, y se empleó el método de superficie irregular de Janbu para efectuar los análisis de estabilidad. Para esto, se empleó un valor esperado de cohesión de 15kPa, ligeramente superior a la proporcionada por el ensayo de laboratorio; el valor esperado del ángulo de fricción es el mismo hallado en el prueba mencionada.

Variable	E[Variable]	σ[Variable]	E+ σ	E-σ
γ_t (kN/m^3)	22.8	-	-	-
c' (KPa)	15	5	20	10
ϕ' (grados)	25º °	5º °	30º	20º

Tabla No. 14: Parámetros de resistencia y densidad del material en evaluación de la Fuente de Amenaza No.9

Ya que en la zona de la cantera sur no se localizaron niveles piezométricos, se asumió una que se localiza dos metros por encima del estrato de arenisca potente que aflora en el sitio; la figura No. 9 del anexo no. 4 presenta el modelo evaluado.

Para todas las fuentes de amenaza evaluadas, quizás con excepción de la No. 1, los niveles piezométricos son asumidos y en todos los casos parecen ser muy superiores a los que podrían presentarse en el caso de una temporada de lluvias intensas, especialmente en virtud de la alta permeabilidad que exhibe en general el macizo rocoso; en efecto, y tal como se mencionó en el Capítulo No. 3 respecto al modelo hidrogeológico, la presencia intensa de discontinuidades le proporciona una permeabilidad alta al sitio, por lo que el drenaje es rápido, especialmente en donde la roca está expuesta.

8.2 RESULTADOS DEL ANÁLISIS

Cada probabilidad de falla evaluada deberá proyectarse a un período de diseño, que en este caso será de veinte (20) años; la proyección se efectúa con la expresión:

$$(Pf)_{20} = (Pf)_{anual} * (1 - exp ((-Pf)_{anual} * D))$$

donde $(Pf)_{20}$ es la probabilidad de falla a veinte años, $(Pf)_{anual}$ es la probabilidad de falla anual, y D es el período de diseño (20 años).

Bajo estas consideraciones, los resultados de los análisis realizados para cada una de las amenazas reveló que los niveles de la misma para cada una de los procesos de inestabilidad que se observan en la zona son elevados, y en todo caso se trata de niveles de amenaza que van de Alto a Muy Alto, de acuerdo a la clasificación que se proporciona en la siguiente tabla, en función de la probabilidad de falla determinada en el análisis de estabilidad:

Categoría	Rango
Muy Bajo	< 0.125
Bajo	0.125 a 0.375
Medio	0.375 a 0.625
Alto	0.625 a 0.875
Muy Alto	> 0.875

Tabla No. 15: Categoría de los niveles de Amenaza

Así, cada una de las fuentes consideradas exhibe el siguiente nivel de Amenaza:

Fuente de Amenaza No.	Pf	Categoría de Amenaza
1	0.738	Alta
2	0.99	Muy Alta
3	0.99	Muy Alta
4	0.99	Muy Alta
5	0.99	Muy Alta
6	-	Media
7	0.99	Muy Alta
8	0.69	Alta
9	0.67	Alta

Tabla No. 16: Categoría de la Amenaza en el Área de Estudio.

Los detalles de los cálculos de la evaluación de amenaza se presentan en el anexo 7.