

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



**ESTUDIOS GEOTÉCNICOS PARA EL DISEÑO DE UN  
BOTADERO DE DESMONTE EN ZONAS TROPICALES**

**INFORME DE COMPETENCIA PROFESIONAL**

**Para optar el Título Profesional de:**

**INGENIERO CIVIL**

**EDILBERTO LEONIDAS PONCE HUAMANGUILLA**

**Lima- Perú**

**2016**

## **DEDICATORIA**

A Dios por cuidar de mi familia con su infinita bondad. A mis padres y hermanos, por el amor y la fuerza que me inspiran.

## ÍNDICE

<b>RESUMEN .....</b>	<b>5</b>
<b>LISTA DE TABLAS.....</b>	<b>6</b>
<b>LISTA DE FIGURAS .....</b>	<b>7</b>
<b>LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS .....</b>	<b>8</b>
<b>INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>9</b>
<b>CAPÍTULO I – GENERALIDADES.....</b>	<b>11</b>
1.1 UBICACIÓN.....	11
1.2 ACCESIBILIDAD .....	11
1.3 CLIMA Y METEOROLOGÍA .....	11
1.4 OBJETIVO.....	12
1.5 ALCANCES DEL TRABAJO .....	12
<b>CAPÍTULO II – SISMICIDAD .....</b>	<b>13</b>
2.1 SISMOS EN NICARAGUA .....	13
2.2 REGISTROS DE SISMOS.....	14
2.3 MARCO SISMOTECTONICO.....	14
2.4 HISTORIA DE SÍSMICA DE NICARAGUA .....	16
2.5 FUENTES SÍSMICAS EN LA ZONA DE ESTUDIO .....	18
2.5.1 Zona de Subducción .....	18
2.5.2 Arco Volcánico .....	18
2.5.3 Zona Montañosa .....	18
2.6 AMENAZA SÍSMICA .....	19
2.6.1 Definición de la Amenaza Sísmica .....	19
2.6.2 Análisis Probabilista de la Amenaza Sísmica .....	20
2.7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES DEL ESTUDIO .....	21
2.8 ACELERACIÓN DE DISEÑO .....	26
2.9 COEFICIENTE SÍSMICO .....	27

2.10	PARÁMETROS DE DISEÑO SÍSMICO .....	28
<b>CAPÍTULO III – GEOLOGÍA .....</b>		<b>29</b>
3.1	GENERALIDADES .....	29
3.2	GEOLOGÍA REGIONAL .....	29
3.2.1	Estratigrafía.....	29
3.3	GEOLOGÍA LOCAL .....	31
3.4	GEOLOGÍA ESTRUCTURAL .....	31
3.5	GEOMORFOLOGÍA .....	32
3.6	GEODINÁMICA EXTERNA .....	33
<b>CAPÍTULO IV - HIDROLOGÍA .....</b>		<b>34</b>
4.1	HIDROLOGÍA DEL PROYECTO .....	34
4.1.1	Información Básica.....	34
4.1.2	Estaciones Meteorológicas .....	34
4.1.3	Caracterización Climática.....	35
<b>CAPÍTULO V - INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA DE CAMPO .....</b>		<b>38</b>
5.1	MAPEO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO.....	38
5.2	CALICATAS .....	38
5.3	PERFORACIONES .....	40
5.3.1	Ensayos In Situ .....	41
<b>CAPÍTULO VI - ENSAYOS DE LABORATORIO .....</b>		<b>47</b>
6.1	ENSAYOS ÍNDICE .....	48
6.1.1	Desmonte Finos.....	48
6.1.2	Desmontes Gruesos/Material de Relleno .....	48
6.1.3	Suelo Residual.....	49
6.2	ENSAYOS DE COMPACTACIÓN .....	50
6.2.1	Desmontes Finos .....	50
6.2.2	Desmontes Gruesos/Material de Relleno .....	50

6.2.3	Suelo Residual.....	51
6.3	ENSAYO DE ABRASIÓN LOS ÁNGELES .....	51
6.3.1	Agregado de Drenaje .....	51
6.4	ENSAYO TRIAXIAL.....	51
6.4.1	Desmontes Finos .....	52
6.4.2	Desmontes Gruesos/Material de Relleno .....	52
6.4.3	Suelo Residual.....	53
6.5	ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN.....	54
6.5.1	Suelo Residual.....	54
6.6	ENSAYOS DE COMPRESIÓN UNIAXIAL.....	60
6.6.1	Basamento Rocoso.....	60
	<b>CAPÍTULO VII - CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA.....</b>	<b>61</b>
7.1	UNIDADES GEOTÉCNICAS .....	61
7.1.1	Unidad Geotécnica I: Desmontes Finos .....	61
7.1.2	Unidad Geotécnica II: Desmontes Gruesos.....	62
7.1.3	Unidad Geotécnica III: Material de Relleno .....	62
7.1.4	Unidad Geotécnica IV: Suelo Residual.....	63
7.1.5	Unidad Geotécnica V: Saprolita .....	63
7.1.6	Unidad Geotécnica VI: Basamento Rocoso.....	64
7.2	NIVEL DE CIMENTACIÓN .....	66
7.2.1	Diques de Contención.....	66
7.2.2	Botadero de Desmorte .....	67
7.2.3	Canales y Pozas de Monitoreo.....	67
7.3	NIVEL DE AGUA.....	68
	<b>CAPÍTULO VIII - DISEÑO DEL BOTADERO DE DESMONTE .....</b>	<b>69</b>
8.1	INTRODUCCIÓN.....	69
8.2	MÉTODOS DE EQUILIBRIO LÍMITE.....	70

8.2.1 Método de Spencer .....	71
8.3 CAPACIDAD DE LAS ESTRUCTURAS .....	72
8.4 DISEÑO GEOTÉCNICO.....	73
8.5 SECCIONES DE ANÁLISIS .....	73
8.5.1 Criterios del Diseño Geotécnico.....	74
8.5.2 Parámetros Geotécnicos de los Materiales .....	74
8.5.3 Método de Análisis.....	75
8.5.4 Resultados y Conclusiones .....	75
<b>CAPÍTULO IX - CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>	<b>78</b>
9.1 CONCLUSIONES.....	78
9.2 RECOMENDACIONES.....	81
<b>BIBLIOGRAFÍA.....</b>	<b>84</b>
<b>ANEXOS</b>	

## RESUMEN

El presente Informe de Competencia Profesional es fruto de la experiencia de los trabajos de campo y académica en estructuras como un botadero de desmonte apoyados en suelos tropicales.

El presente informe de Competencia Profesional titulado “**Estudios Geotécnicos para el diseño de un Botadero de Desmonte en Zonas Tropicales**” es propuesto para poder obtener el grado de ingeniería civil mediante la modalidad de experiencia profesional.

Informe que ha sido realizado por una empresa consultora del medio, que por razones de confidencialidad el nombre de la empresa no será divulgado.

El objetivos del presente informe es el de efectuar el diseño de ingeniería a nivel de detalle del botadero de desmonte el que contempla las principales estructuras de tierra en los cuales se dispondrán los materiales estériles de desmonte de mina.

El presente trabajo de ingeniería realizado comprende tres etapas, con fines del presente Informe de Competencia Profesional y dada la similitud del proyecto se presenta una sola etapa, que es la etapa I.

Los problemas relacionados a estas estructuras han sido ampliamente estudiados tanto desde su concepción de los mecanismos de falla así como sus sistemas de protección, por lo que se pretende es la contribución aún más al conocimiento de dichos suelos residuales. El estudio se ha centrado en aspectos como: sismicidad, geología, hidrología y principalmente capítulos como investigación geotécnica de campo, ensayos de laboratorio, caracterización geotécnica y finalmente diseño del botadero de desmonte.

## LISTA DE TABLAS

Tabla 4.1:	Estaciones Meteorológicas en el Área del Proyecto.....	34
Tabla 5.1:	Resumen de Calicatas, 1ra Campaña de Investigación de Campo. ....	39
Tabla 5.2:	Resumen de Calicatas, 2da Campaña de Investigación de Campo. ....	40
Tabla 6.1:	Resumen de Ensayos de Laboratorio – Calicatas, 1ra Campaña de Investigación de Campo.....	55
Tabla 6.2:	Resumen de Ensayos de Laboratorio – Calicatas, 2da Campaña de Investigación de Campo.....	56
Tabla 6.3:	Resumen de Ensayos de Laboratorio – Perforaciones, 2da Campaña de Investigación de Campo.....	57
Tabla 6.4:	Resumen de Ensayos de Laboratorio Especiales – Calicatas (1 de 2). ....	58
Tabla 6.5:	Resumen de Ensayos de Laboratorio Especiales – Calicatas (2 de 2) .....	59
Tabla 6.6:	Resumen de Ensayos de Compresión Uniaxial.....	60
Tabla 7.1:	Clases de Macizo Rocosó a partir de las Valoraciones Totales.....	65
Tabla 7.2:	Valores RMR Promedio en los Sondajes. ....	66
Tabla 7.3:	Profundidad del Nivel de Agua en los Sondajes.....	68
Tabla 8.1:	Parámetros Geotécnicos de los Materiales .....	75
Tabla 8.2:	Resultados de los Análisis de Estabilidad .....	77

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 :	Mapa Tectónico de Nicaragua y Centroamérica .....	15
Figura 2.2 :	Mapa de Isoaceleraciones en Nicaragua para 500 años de Periodo de Retorno con una Exposición Sísmica de 50 años y 10% de Excedencia.....	27
Figura 2.3:	Zonificación Sísmica de Nicaragua .....	28
Figura 3.1:	Unidades Estratigráficas Regionales .....	30
Figura 4.1:	Ubicación de la Estación Meteorológica La Libertad.....	35
Figura 4.2:	Precipitaciones Mensuales en mm (1971 – 2011).....	35
Figura 4.3:	Variación de Precipitación Total Anual en mm.....	36
Figura 8.1:	Esquema General .....	70
Figura 8.2:	Esquema Método de Spencer.....	71
Figura 8.3:	Esquema Método de Spencer.....	72

## LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS

LL:	Límite líquido
LP:	Límite plástico
W:	Contenido de humedad
SUCS:	Sistema de clasificación de suelos
$\gamma_{total}$ :	Densidad total
$N_{spt}$ :	Nº de golpes del ensayo SPT
C:	Cohesión
$\phi$ :	Ángulo de fricción
S:	Grado de saturación
$e_0$ :	Relación de vacíos inicial
$C_c$ :	Índice de compresión
$C_s$ :	Índice de expansión
$P_c$ :	Presión de pre consolidación
RMR:	Índice de calidad de la masa rocosa

## INTRODUCCIÓN

En el presente Informe de Competencia Profesional se presenta los procedimientos de los estudios geotécnicos de campo así como de gabinete de un botadero de desmonte, desde la recolección de datos de campo hasta el diseño de los taludes a proyectarse.

Desde un inicio se buscó la información existente, incluyendo información geológica, pasando por los trabajos de investigación geotécnica de campo a través de calicatas y perforaciones en dos campañas, ensayos de laboratorio. Continuando con la caracterización de los materiales existentes y los que se proyectarán en el mismo botadero.

Finalmente se evaluó el grado de estabilidad del talud mediante métodos de equilibrio límite para lo cual se ha evaluado la sección más desfavorable empleando un software SLOPE/W, que es un programa disponible en el mercado que determina los factores de seguridad.

La presente tesis se ha dividido en nueve capítulos que se detallan a continuación:

En el Capítulo I, "Generalidades" se describen la ubicación, accesibilidad, clima meteorología, objetivos y alcances del presente informe.

En el Capítulo II, "Sismicidad", se presenta la ubicación de la zona activa de sismicidad como el círculo de Fuego del Pacífico donde ha ocurrido el 80% de los eventos sísmicos en el mundo, así mismo los sismos ocurridos en Nicaragua, registros de Sismos, marco sismotectónico, historia sísmica de Nicaragua, fuentes sísmicas en la zona de estudio, amenaza sísmica, aceleración sísmica y finalmente el coeficiente sísmico para las estructuras de diseño.

En el Capítulo III, "Geología" se hace mención de la geología regional, geología local, geología estructural, geomorfología y geodinámica externa del área en estudio, indicando que el estudio se encuentra dentro de un amplio cinturón de rocas volcánicas terciarias que se han diferenciado de dos grandes unidades llamadas Grupo Matagalpa y Grupo Coyol. Cercano a la superficie; cercana a la andesita ha sido alterada y lixiviada transformándose en suelos.

residuales (saprolita). La zona de transición entre la saprolita y la roca competente subyacente se conoce como roca saprolita y la roca competente subyacente se conoce como roca saprolítica correspondiente a un típico perfil de meteorización tropical.

En el Capítulo IV, "Hidrología" se menciona temas como precipitación como la precipitación promedio mensual, temperatura, evaporación, humedad relativa, velocidad del viento, y finalmente los caudales de diseño de las estructuras proyectadas.

En el Capítulo V, "Investigaciones Geotécnicas de Campo", se detallan el mapeo Geológico - Geotécnico, los trabajos de campo de las calicatas y las perforaciones, así como los ensayos In situ realizados en las calicatas como en las perforaciones.

En el Capítulo VI, "Ensayos de Laboratorio" se hace conocer las propiedades físicas e hidráulicas de los depósitos de la fundación de la estructura de las que se obtuvieron de las muestras representativas colectadas en las calicatas y las perforaciones. Las que fueron remitidas a laboratorios Geotécnicos de la ciudad de Managua y de Lima. Realizando una descripción de cada ensayo realizado.

En el Capítulo VII, "Caracterización Geotécnica" se describe la caracterización geotécnica de las áreas en estudio en base a los registros de calicatas y sondajes, registros de campo, ensayos In situ y ensayos de laboratorio efectuados cuyo resumen de seis unidades geotécnicas como: Desmontes Finos, Desmontes Gruesos, Material de Relleno, Suelo Residual, Saprolita, Basamento Rocoso.

En el Capítulo VIII, "Diseño del Botadero de Desmonte" se analiza la estabilidad de la sección crítica en función a la topografía y a las condiciones del terreno, tanto en la condición estática como la pseudo estática en la condición del almacenamiento del desmonte.

En el Capítulo IX, "Conclusiones y Recomendaciones" se realiza las respectivas conclusiones y recomendaciones del tema en estudio.

## CAPÍTULO I – GENERALIDADES

### 1.1 UBICACIÓN

El Estudio Geotécnico del Botadero de Desmonte se encuentra a 12°15' de latitud norte y 85°4' de longitud oeste perteneciente al municipio de Santo Domingo, departamento de Chontales, en Nicaragua, a una altitud promedio de 640 msnm (ver Plano PG-101 del Anexo IX). Santo Domingo, es una ciudad de origen minero, que se ubica a unos 170 km al noreste de Managua y a unos 40 km de distancia al noreste de Juigalpa y cuya mayoría de la población se dedica a la minería aurífera artesanal.

Las obras civiles propuestas en el presente estudio se encuentran ubicadas entre las coordenadas: 1'354,700N – 1'355,600N y 709,500E – 711,000E, del Sistema UTM WGS84.

### 1.2 ACCESIBILIDAD

El acceso por vía terrestre desde la ciudad de Managua hacia el Proyecto se logra a través de la carretera pavimentada que une las ciudades de Managua y Juigalpa, siguiéndose un desvío a través de una carretera adoquinada hacia la ciudad de La Libertad, para luego continuar por una vía por tramos adoquinada y afirmada hasta el poblado de Santo Domingo. Desde Santo Domingo hasta el sitio del proyecto se continua a través de una trocha de aproximadamente 10 km, en un recorrido total aproximado de 200 km desde la ciudad de Managua.

### 1.3 CLIMA Y METEOROLOGÍA

De acuerdo con la información existente, el área en estudio se ubica en una zona típica perteneciente a la sabana tropical, modificado con características cálidas y húmedas con una precipitación promedio anual de 1870 mm (ver Anexo II), evaporación total anual de 1498.3 mm, con una temperatura promedio de 29.3°C y una humedad relativa de 83%. La zona del proyecto se encuentra sobre una altitud comprendida entre los 400 y 650 msnm.

El área se ubica cercana de las nacientes del río Sucio, tributario del río Siquia, no existiendo en los alrededores cuerpos de agua de gran envergadura como lagunas y ríos caudalosos.

#### **1.4 OBJETIVO**

El objetivo del presente estudio consiste en efectuar el diseño de ingeniería a nivel de detalle del botadero de desmonte. Para esto se han desarrollado las investigaciones necesarias abarcando distintas disciplinas ingenieriles tales como sismicidad, geología, hidrología e hidráulica, geotecnia, con la finalidad de implementar los modelos necesarios para poder calcular y definir los dimensionamientos de las obras civiles propuestas en el proyecto.

#### **1.5 ALCANCES DEL TRABAJO**

Los alcances de trabajo definidos para este proyecto consisten en:

- Colectar información existente; incluyendo información geológica, información de trabajos de geotecnia anteriormente realizados, estudio de amenaza sísmica, etc.
- Inspección de campo para definir los trabajos requeridos e identificar los límites de las estructuras proyectadas y definidas por los límites de concesión.
- Trabajos de investigación geotécnica de campo (calicatas y perforaciones) y ensayos de laboratorio.
- Caracterización de los materiales existentes en la fundación de cada etapa del botadero y de los desmontes finos y gruesos que almacenarán.
- Análisis geotécnico con la finalidad de evaluar la estabilidad física de las estructuras proyectadas.

## CAPÍTULO II – SISMICIDAD

Nicaragua se encuentra ubicada en una zona de gran actividad sísmica conocida como el Círculo de Fuego del Pacífico donde han ocurrido el 80% de los eventos sísmicos en el mundo. La vulnerabilidad sísmica de Nicaragua ha hecho necesario la evaluación de la amenaza sísmica en el área del proyecto, relacionado a la respuesta estructural.

### 2.1 SISMOS EN NICARAGUA

Históricamente Nicaragua ha sido afectada por fuertes terremotos. Los casos más recientes son los terremotos destructivos en su ciudad capital Managua. En el devastador terremoto del 31 de marzo de 1931, murieron de una a dos mil personas, equivalentes al 2.5 a 5% de la población. El terremoto del 23 de diciembre de 1972 fue aún más destructivo. La ciudad, que contaba con 450,000 habitantes en esa época, tuvo un total de 10,000 muertos, equivalente de nuevo al 2.5% de la población.

Investigaciones históricas y los análisis de los registros de la red sísmica mundial señalan que, además de estos eventos desastrosos, en Nicaragua, han ocurrido muchos otros sismos. La mayor fuente de información sobre los sismos que han afectado la ciudad de Managua en los últimos 150 años son los reportes y recuentos en los periódicos de la época, los cuales han sido recopilados posteriormente por algunos autores.

Nicaragua ha sido afectada por terremotos que tuvieron su epicentro lejos de las ciudades, en el Océano Pacífico. Estos terremotos son comparables con el terremoto de El Salvador de enero de 2001, los cuales tuvieron una magnitud tan alta, que en ocasiones afectaron varios países a la vez, y causaron daños materiales, inclusive provocaron la muerte de personas en áreas lejanas de su epicentro.

Sobre otros sismos, las fuentes históricas reportan solo efectos locales, por lo que se asume que se trata de sismos locales originados en o cerca de la ciudad correspondiente, pero en la mayoría de los casos, no es posible determinar el

epicentro exacto. En ocasiones, se reportan sismos fuertes con ruidos o retumbos que se escucharon antes o durante los mismos. Los retumbos se escuchan generalmente, si el sismo ocurre a poca distancia por eso se pueden relacionar estos eventos con sismos ocurridos muy cerca o debajo de la ciudad. Un sismo que, en 1968, afectó a la Colonia Centroamérica en Managua y causó daños locales, demostró la forma en que sismos de una magnitud relativamente baja (magnitud Richter 4.8), pueden causar destrucción local en una ciudad.

## 2.2 REGISTROS DE SISMOS

Desde comienzos del siglo XX hasta el año 1975, la red sísmica mundial era la única fuente instrumental que proporcionó localizaciones de sismos en Nicaragua. Debido a la gran distancia entre Nicaragua y las estaciones existentes en esa época, la exactitud de las localizaciones fue limitada, de manera que no se detectaron los sismos medianos y pequeños en la cadena volcánica, tan peligrosos por su cercanía a las ciudades ubicadas en esta zona de Nicaragua.

La mayoría de los epicentros se ubican en el Océano Pacífico, donde chocan las placas tectónicas Coco y Caribe. Otra banda de sismos se concentra en un cinturón muy estrecho a lo largo de la cadena volcánica, desde Cosigüina hasta la isla de Ometepe, como resultado de la subida del magma que forma los volcanes de Nicaragua.

Una tercera zona de sismos es la zona montañosa de Nicaragua, en el cual conocemos la ocurrencia de enjambres sísmicos con sismos que alcanzaron las magnitudes hasta de 5 en la escala Richter. Algunos otros sismos han sido detectados en la Región del Atlántico de Nicaragua e inclusive en el Mar Caribe, cerca de Corn Island.

## 2.3 MARCO SISMOTECTONICO

Nicaragua se encuentra en la región central de la América Central, el cual a su vez se encuentra ubicado dentro de los límites de las placas del Caribe, Norteamérica, Cocos y Nazca; una región donde los movimientos relativos de las placas, que varían de 2 a 9 cm/año, están acompañados por vulcanismo activo y alta sismicidad superficial e intermedia. Durante los últimos 500 años se han

registrado numerosos sismos destructivos con magnitudes moderadas y grandes ( $5.5 \leq M \leq 8.0$ ), los cuales están asociados a fuentes interplaca e intraplaca.

Adicionalmente, Nicaragua está localizada en el extremo Oeste de la placa Caribe. Esta placa está rodeada por las placas de Norte América y Cocos al suroeste, la de Nazca al sur y la de Sudamérica al este. El contacto Cocos-Caribe es de convergencia o subducción. Las placas de Nazca y Caribe están limitadas por el Cinturón Deformado del Sur de Panamá. Las fallas de rumbo de Polochic-Motagua-Chamelecón, Zona de Fractura de Panamá, y la Zona de Sutura del Atrato forman respectivamente los límites de placas Norteamérica-Caribe, Cocos-Nazca y Caribe-Sudamérica.

Estructuras intraplaca de interés sismotectónico son: el Escarpe de Hess, la Depresión de Nicaragua y la Zona de Falla del Sur de Panamá. Recientemente se postula que la mitad sur de Costa Rica, Panamá y el Noroccidente de Colombia, forman parte de una microplaca a la cual se ha denominado Microplaca de Panamá. Un mapa tectónico de Centroamérica se muestra en la Figura 2.1.



Figura 2.1 : Mapa Tectónico de Nicaragua y Centroamérica

Fuente: Evaluación de la amenaza sísmica en Centro América. Proyecto Resis II.

## 2.4 HISTORIA DE SÍSMICA DE NICARAGUA

En base a la recopilación de los principales eventos sísmicos ocurridos en Nicaragua desde el año 1528 (Morales, 1999), a continuación se presenta una descripción resumida de los sismos que han ocurrido en Nicaragua y que se considera son significativos para los fines de este estudio. Esta relación se basa en los trabajos de Morales (1999) y en el Proyecto RESIS II, patrocinado por el gobierno nicaragüense a través del Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales (INETER).

Del análisis de la información existente se deduce que en la zona montañosa, para el área de influencia del proyecto, existe poca información histórica. La mayor cantidad de información está referida a sismos ocurridos principalmente a lo largo de la costa del Pacífico norte, centro y sur, debido probablemente a que en esta región se establecieron las ciudades más importantes después del siglo XVI. Se debe indicar que dicha actividad sísmica, tal como se reporta, no es totalmente representativa, ya que pueden haber ocurrido sismos importantes en regiones remotas, que no fueron reportados. En tal sentido, se incluyen sismos reportados para las ciudades de Somoto y Quilalí, cuyos efectos han llegado hasta lugares remotos con intensidades relativamente fuertes.

Los sismos más importantes (la intensidad se presenta en la escala de Mercalli y la magnitud en escala de Richter) que afectaron el país y cuya historia se conoce son:

- 1528** Destrucción de León Viejo (primera capital)
- 1609** Sismos fuertes en León Viejo (éxodo de la población). Erupción del volcán Momotombo.
- 1648** Terremoto fuerte en León (ciudad nueva).
- 1663** Terremoto de intensidad VIII afecta León y Granada produciendo cambios en el cauce del río San Juan.
- 1835** Sismos fuertes acompañan la erupción catastrófica del volcán Cosigüina.
- 1844** Terremoto de intensidad VIII destruye Rivas, San Juan del Norte, produciendo cambios en el río Tipitapa.
- 1844** Terremoto de intensidad VIII en San Juan del Norte.
- 1848** Terremoto, erupción del volcán Momotombo.

- 1850** Terremoto fuerte de intensidad VII en León.
- 1859** Terremoto en Guatemala, El Salvador y Nicaragua, el cual genera un tsunami.
- 1865** Sismos entre los dos lagos (Managua y Nicaragua), produciendo cambios en el río Tipitapa.
- 1885** Terremoto fuerte en León (de intensidad VII - VIII), Managua (de intensidad VII) y Chinandega (de intensidad VII).
- 1898** Terremoto fuerte en León (de intensidad VII - VIII), Managua (de intensidad VII -VIII) y Chinandega (de intensidad VII).
- 1916** Temblor fuerte en Rivas de intensidad VI -VII.
- 1916** Terremoto fuerte en Nicaragua de magnitud 7.3 en la escala de Richter.
- 1923** Terremoto en Jinotega de intensidad VI - VII.
- 1926** Terremoto fuerte en Managua (de intensidad VII - VIII), León (de intensidad VI - VII), Granada (de intensidad VI), Masaya (de intensidad VI), Chinadega (de intensidad VI) y San Juan del Sur (de intensidad VI).
- 1931** Terremoto fuerte de intensidad VIII destruye Managua.
- 1950** Terremoto fuerte en Costa Rica, Nicaragua y El Salvador de magnitud 7.7 en la escala de Richter, el cual genera un tsunami.
- 1951** Terremoto abre una ladera del Volcán Cosigüina. Un lahar (avalancha de lodo) destruye Potosí.
- 1956** Terremoto fuerte en Nicaragua.
- 1958** Terremoto fuerte en Managua (de intensidad V – VI), Mateare (de intensidad VIII).
- 1967** Temblor fuerte en Managua (de intensidad V).
- 1968** Terremoto en Managua, Colonia Centroamérica (de intensidad VIII), Granada (de intensidad VI) y Masaya (de intensidad IV).
- 1972** Terremoto de intensidad VIII – IX y de magnitud 6.2 en la escala de Richter destruye Managua con un saldo de 10,000 muertos.
- 1985** Terremoto en el Lago de Nicaragua produce destrucciones menores en Rivas.
- 1992** Terremoto de magnitud 7.2 en la escala de Richter en el Océano Pacífico, el cual origina un maremoto (tsunami) que causa destrucción en toda la costa de Nicaragua con un saldo de 178 muertos.

**2000** Terremotos de magnitud 5.4 en la escala de Richter en la Laguna de Apoyo y de magnitud 5.2 en Masaya produciendo 5 muertos y la destrucción de casas en Masaya y otras ciudades cercanas a la Laguna de Apoyo.

**2005** Terremoto de magnitud 5.6 en la escala de Richter en la Isla de Ometepe.

De acuerdo a la historia sísmica revisada de Nicaragua, se concluye que en los últimos 400 años, en la zona de estudio se han registrado intensidades de hasta V a VI en la escala de Mercalli, producto de la actividad sísmica en la zona de subducción y la zona montañosa central generada por fallas geológicas activas.

## **2.5 FUENTES SÍSMICAS EN LA ZONA DE ESTUDIO**

Las fuentes sísmicas en la zona de estudio son de tres tipos:

### **2.5.1 Zona de Subducción**

Esta zona se encuentra sobre el Océano Pacífico y es debido al choque de las placas tectónicas de Cocos y el Caribe (ver Figura 2.1).

### **2.5.2 Arco Volcánico**

La actividad sísmica superficial en el arco volcánico no se considera que pueda afectar la zona de estudio debido a que la zona montañosa de Nicaragua se encuentra alejada de la cadena volcánica.

### **2.5.3 Zona Montañosa**

En la zona montañosa de Nicaragua ocurren enjambres sísmicos pequeños, los cuales son relativamente frecuentes. En la zona de Somoto, en 1952, ocurrieron enjambres sísmicos fuertes y de larga duración. Recientemente, en junio de 2001 ocurrió un terremoto de magnitud 5 cerca de Quilalí y afectó muchas casas en la zona epicentral. En esta zona pueden ocurrir terremotos desde moderados hasta fuertes, pero con poca frecuencia, produciendo terremotos con largos periodos de recurrencia. Asimismo, de las fallas tectónicas activas en esta zona se posee a la actualidad poca información. Sin embargo, hay que considerar que terremotos extremos (magnitud 8 o más) originados en la zona de subducción,

podrían causar daños en estas áreas, aún en distancias de 200 km o más del epicentro del sismo.

## 2.6 AMENAZA SÍSMICA

A continuación se presentan los fundamentos teóricos de la metodología a seguir en el estudio de amenaza sísmica. Dicha metodología es acorde con el estado actual del arte y se enmarca en la línea conocida como PSHA (del inglés, *Probabilistic Seismic Hazard Assessment*), que incorpora elementos como el árbol lógico y el juicio de expertos para contemplar diversas opciones de cálculo y cuantificar las incertidumbres asociadas.

### 2.6.1 Definición de la Amenaza Sísmica

La Amenaza Sísmica de un emplazamiento se define como la probabilidad de excedencia de un determinado nivel de movimiento del terreno, como resultado de la acción de terremotos en el área de influencia, durante un periodo de tiempo especificado. Según esta definición, la amenaza es un concepto probabilista, en el que se debe especificar qué nivel de movimiento del suelo se considera constitutivo de peligro potencial y durante qué periodo de tiempo se espera que ocurra un sismo que produzca tal movimiento. Para caracterizar dicho movimiento se consideran generalmente parámetros cinemáticos como la aceleración, velocidad o desplazamiento, bien sean los valores máximos de las correspondientes historias temporales o los valores espectrales.

Si denominamos genéricamente  $Y$  al nivel de movimiento cuya probabilidad de excedencia se quiere determinar en el emplazamiento  $E$  y  $t$  al tiempo en años durante el cual se evalúa la amenaza  $H$  (del inglés Hazard), entonces ésta queda definida por la expresión:

$$H = P [y \geq Y ; \text{ en } t \text{ años , en el emplazamiento } E]$$

Frecuentemente la amenaza se expresa también como la probabilidad anual de excedencia del valor del parámetro de movimiento  $P [y > Y]$ , en lugar de probabilidad en un tiempo arbitrario  $t$ . Dado que en todo el formalismo del cálculo de la amenaza se utilizan relaciones del movimiento fuerte del suelo,

expresadas en términos de logaritmo (natural o decimal) de  $Y$ , y que las funciones logarítmicas son estrictamente crecientes, es común plantear la probabilidad como la de superación del logaritmo de  $Y$ , es decir se puede escribir como:  $P [\ln y > \ln Y \text{ en } t ]$ .

## 2.6.2 Análisis Probabilista de la Amenaza Sísmica

El análisis probabilístico de riesgo sísmico involucra la determinación y caracterización previa de las fuentes sismogénicas o sismogénicas que definen la sismicidad de la región mediante parámetros sísmicos, así como la selección de leyes de atenuación sísmica para cada tipo de fuente, según su mecanismo tectónico. Así, tanto las fuentes de subducción como las fuentes continentales son de carácter regional, pues la información existente es escasa para modelar fuentes sismogénicas locales en términos de recurrencia y de atenuación.

Así, se realizó una revisión a detalle de la información existente referente a la amenaza sísmica en Nicaragua con énfasis en el área del Proyecto como parte de los trabajos de diseño de ingeniería del Botadero de Desmonte. Sin embargo, dada la naturaleza del estudio de amenaza sísmica, la información de sismicidad y resultados de este estudio podrán ser utilizados para el diseño sísmico de otras estructuras dentro de la zona de influencia de la mina, tales como: tajos, botaderos, edificaciones y taludes en general.

Este capítulo está basado en el informe del proyecto RESIS II denominado “Evaluación de la Amenaza Sísmica en Centroamérica” desarrollado bajo auspicio de los diversos institutos territoriales de los países de América Central (en Nicaragua por el INETER), cuyo informe se describe a detalle en el Anexo I del presente informe. Así, dado el tamaño relativamente pequeño de los países que componen esta parte del continente en su conjunto, para su ejecución se ha tomado como base la información de la sismicidad histórica e instrumental de estos países (Guatemala, El Salvador, Honduras, Nicaragua, Costa Rica y Panamá), así como su información neotectónica, habiéndose desarrollado la siguiente metodología:

1. Determinación de los parámetros y opciones de entrada para el cálculo de la amenaza sísmica, incluyendo:

- Definición de fuentes sísmicas, diferenciando entre fallas y áreas de sismicidad homogénea (métodos zonificados o zonas de sismicidad distribuida (métodos no zonificados).
  - Definición de los modelos de sismicidad (distribución de magnitud o de intensidad) y de recurrencia temporal de terremotos.
  - Modelos de movimiento fuerte del suelo asociados a cada falla y a cada zona sismogénica.
2. Configuración del árbol lógico con todas las opciones y parámetros de entrada sujetos a variabilidad.
  3. Asignación de un conjunto de pesos (o probabilidades) a las diferentes ramas del árbol lógico (que materializan distintas opciones de entrada) acorde con las opiniones de un comité de expertos.
  4. Cálculo de la amenaza para todos los conjuntos de opciones de entrada representadas en el árbol lógico, incluyendo si ha lugar, simulaciones estocásticas.
  5. Presentación de los resultados en curvas, espectros y, si es pertinente, en mapas.
  6. Adicionalmente se pueden realizar análisis de sensibilidad de los resultados a los diferentes nodos del árbol lógico, y
  7. Desagregación de la amenaza y determinación del sismo de control.

En el análisis de amenaza sísmica se determinaron las aceleraciones máximas generadas por eventos de hasta 2,500 años de periodo de retorno, en función de las cuales se proponen los niveles máximos de aceleraciones para el movimiento sísmico de diseño en la zona de estudio y los valores del coeficiente sísmico a utilizar en el análisis pseudo-estático para el diseño sísmico de estructuras de tierra y elementos de contención.

## 2.7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES DEL ESTUDIO

Así, para estimar el nivel de aceleración máxima en la zona de estudio y su coeficiente sísmico, se revisó a detalle el estudio de “*Evaluación de Amenaza*

*Sísmica de Centroamérica” (INETER et al, 2008)* en donde a continuación se presenta un resumen de sus principales conclusiones:

- El estudio de amenaza sísmica cuyo detalle se presenta en el Anexo I de este documento, es el primero desarrollado para toda la región centroamericana desde el año 2000, con participación de especialistas de todos los países del área y con información local actualizada de los bancos de datos sísmológicos y de movimiento fuerte. Concretamente, se ha confeccionado para el estudio un catálogo sísmico regional, actualizado hasta diciembre de 2007 y una base de datos de acelerogramas de la región, con la que se han contrastado los modelos de atenuación a incluir en el cálculo. Esta base de datos contiene acelerogramas de los últimos sismos ocurridos en El Salvador (2001); Nicaragua (2005); Costa Rica (2005) que aportan valiosa información sobre la propagación del movimiento fuerte en los diferentes entornos tectónicos: cortical, de subducción interplaca y de subducción intraplaca. Precisamente para el estudio se han incluido modelos de atenuación diferentes y específicos para los tres entornos, lo que supone un avance respecto a otros estudios previos.
- Una de las particularidades del estudio realizado, que merece especial atención, ha sido el riguroso tratamiento seguido, tanto para contemplar una zonificación específica para cada uno de los escenarios sísmicos de la región, como para seleccionar y calibrar modelos de atenuación para cada uno de ellos. Esta característica, que se presenta en algunas zonas del mundo afectadas tanto por sismos corticales como de subducción, supone una complicación en los correspondientes estudios de amenaza sísmica. El hecho de haber diferenciado tres modelos de zonas con sus correspondientes leyes de atenuación, aporta un valor añadido al estudio y permite suponer que los resultados son más realistas que los que se obtienen adoptando otras simplificaciones.
- En lo referente a la zonificación, conviene señalar que hubiera sido deseable la modelización como tal de las mayores fallas de la región, considerando la sísmica particularmente asociada a éstas en lugar de incluirla repartida en mayores zonas sismogénicas. Para un planteamiento de este tipo en el

estudio de amenaza hubiera sido necesario conocer, no solo la magnitud del máximo sismo potencial capaz de ser generado en la falla, sino también su recurrencia, lo que a su vez requeriría conocer la tasa de deslizamiento. Desafortunadamente las grandes fallas de la región, como la falla de Motagua o la de Panamá, no han sido suficientemente estudiadas por el momento como para tener una idea fiable de los parámetros requeridos. Esta es la razón por la que hemos tenido que abandonar este planteamiento, si bien se recomienda para futuros estudios de amenaza, lo que lleva a sugerir la necesidad de potenciar estudios de paleosismicidad y medidas de GPS en las grandes estructuras activas de la región. Esta es una línea abierta de investigación, que llevaría a obtener resultados más precisos en planteamientos futuros.

- La evaluación se ha realizado siguiendo un método probabilista zonificado acorde al estado actual del arte en estudios de amenaza sísmica (en la línea metodológica PSHA), componiendo un árbol lógico para cuantificar la incertidumbre epistémica inherente a los modelos de atenuación y empleando cuatro combinaciones de estos modelos en cada ejecución; constando cada combinación de un modelo para sismos corticales, otro para subducción interplaca y otro para subducción intraplaca. Es importante destacar que el modelo de zonificación sismogénica adoptado distingue zonas nacionales dentro de las grandes unidades regionales, por lo que la zonificación empleada es de mayor detalle que la que sirvió de base en estudios previos, aunque ha sido hecha con el consenso de los especialistas de todos los países y es coherente a nivel regional, sin discontinuidades en las fronteras.
- Por primera vez la amenaza sísmica se ha evaluado en términos de 5 aceleraciones espectrales, además de aceleración pico del movimiento, para periodos estructurales de 0.1, 0.2, 0.5, 1 y 2s, lo que ha permitido obtener espectros de amenaza uniforme UHS en las seis capitales centroamericanas, además de curvas de amenaza para los seis parámetros de movimiento estimados. En todos los casos se consideran emplazamientos genéricos en roca firme, tanto para los mapas como para los resultados de las capitales, lo que significa que el efecto local no ha sido incluido en esta fase del estudio.

- La evaluación no se ha restringido a un periodo de retorno de 500 años, sino que se ha ampliado a periodos de 1000 y 2500 años, para permitir aplicaciones en grandes obras de ingeniería civil.
- Se ha elaborado un catálogo sísmico regional, homogeneizado a magnitud momento, y actualizado hasta diciembre de 2007, conteniendo la sismicidad reportada y/o registrada desde 1522 con  $M_w > 3.5$ . Dicho catálogo ha sido confeccionado a partir de los catálogos nacionales y reúne el consenso de los sismólogos de la región.
- Se han propuesto dos zonificaciones sismogénéticas, combinando criterios sísmicos y tectónicos. Ambas contienen zonas englobadas en tres grandes grupos: corticales, de subducción interfase y de subducción intraplaca. La primera zonificación abarca grandes zonas a nivel regional, mientras que la segunda distingue zonas nacionales dentro de esas grandes unidades, si bien es coherente a nivel regional y no presenta discontinuidades en las fronteras.
- En una segunda fase, se dedujeron las leyes de recurrencia con la sismicidad de cada zona y se reajustaron los límites para asegurar que la sismicidad seguía un modelo de Poisson, tal como establece el método probabilista zonificado.
- Se ha efectuado la caracterización de zonas, tanto a nivel regional como a nivel nacional, modelando en todos los casos la sismicidad por medio de modelos de Poisson, y considerando leyes de recurrencia del tipo Gutenberg-Richter.
- Para contemplar la atenuación en el cálculo de la amenaza sísmica, se han seleccionado modelos de movimiento fuerte desarrollados en la región centroamericana y en otras con regímenes tectónicos afines y terrenos volcánicos. Se han considerado específicamente modelos para zonas corticales de fallamiento local, modelos para zonas de subducción interplaca y otros para zonas de subducción intraplaca. Estos modelos han sido contrastados con datos de una base de datos acelerométrica de

Centroamérica, integrada por registros de movimiento fuerte de Costa Rica, Nicaragua y El Salvador. Tras un completo y exhaustivo análisis de residuos obtenidos entre los parámetros de movimiento fuerte registrados y los predichos con los diferentes modelos, se han elegido los que mejor se ajustan a nuestros datos y que resultan más idóneos. Estos han resultado ser los modelos de atenuación Climent et al. (1994) para zonas corticales, Youngs et al. (1997) para subducción interfase e intraplaca, y Zhao et al. (2006) para zonas corticales y de subducción intraplaca. Para el cálculo posterior de amenaza se han propuesto cuatro combinaciones de estos modelos, que han constituido otras tantas ramas del árbol lógico configurado para tener en cuenta la incertidumbre epistémica inherente a la atenuación, dada la gran sensibilidad que ésta presenta en los resultados.

- El cálculo de amenaza se ha desarrollado con el programa CRISIS 07 (Ordaz et al., 2007) en una malla de puntos cubriendo toda Centroamérica, equiespaciados  $0.1^\circ$  en longitud y latitud, y partiendo del modelo de zonas sismogénicas a nivel nacional. Los cálculos se han desarrollado en términos de aceleración pico PGA y espectrales SA ( $T$ ) para  $T= 0.1, 0.2, 0.5, 1$  y  $2$  s y para periodos de retorno de 500, 1000 y 2500 años. Se han representado mapas para los tres periodos de retorno y para PGA y SA (0.2s), SA (1s), considerando condiciones de roca, por lo que los 9 mapas resultantes no incluyen el efecto local o de sitio. Dichos mapas representan valores medios de los obtenidos con las cuatro combinaciones de modelos de atenuación ensayados, dado que cada combinación se ha ponderado con 0.25 en la correspondiente rama del árbol lógico. No obstante se han deducido también los valores de la mediana, comprobando que la desviación entre unos y otros es menor del 2%.
- Para todos los periodos de retorno las mayores aceleraciones pico PGA aparecen en la zona de la fractura de Panamá, sur de Guatemala y en determinadas regiones de la cadena volcánica en Nicaragua.
- Para periodo de retorno de 500 años se alcanzan valores máximos de PGA en torno a 600 gal para la zona de fractura de Panamá y alrededor de 500 gal para algunas zonas de la cadena volcánica ubicadas en Nicaragua, El

Salvador y Guatemala. La PGA decae fuertemente hacia el interior del continente, con excepción del sur de Guatemala donde el decaimiento es menor que en otros países y las isolíneas dejan de ser paralelas a la costa, acusando la influencia de la zona que alberga la falla de Motagua. Honduras y el norte de Nicaragua presentan la menor amenaza sísmica de la región centroamericana.

- La morfología de los mapas de PGA para periodos de retorno de 1000 y 2500 años es muy similar, si bien en éstos se alcanzan valores mayores que llegan a ser del orden de 700 y 850 gal, respectivamente, en las zonas de máximos; y
- El referido estudio utiliza una serie de leyes de atenuación para calcular la aceleración del terreno por métodos probabilistas, y concluye que para un período de retorno de 500 años, las máximas aceleraciones esperadas del terreno, para el área del Proyecto Jabalí están en el rango de 200 a 250 gal (0.20 a 0.25g) (ver Figura 2.2).

## 2.8 ACELERACIÓN DE DISEÑO

De acuerdo con las conclusiones del estudio de amenaza sísmica presentado y considerándose las fuentes sismogénicas como áreas, para el sismo de diseño del Proyecto del Botadero de Desmonte se recomienda utilizar los valores de aceleraciones para eventos de 500 años de periodo de retorno, las que corresponden a estructuras con una exposición sísmica de 50 años con una probabilidad de excedencia de 10%. Para este evento, la aceleración horizontal máxima en el área está en el rango de 200 a 250 gal (0.20 a 0.25g).

La Figura 2.2 muestra los valores de aceleraciones máximas en fracción de la aceleración de la gravedad ( $g$ ) y la ubicación del proyecto, en donde se considera que la aceleración horizontal máxima sea de 0.22g en el basamento rocoso o terreno firme.

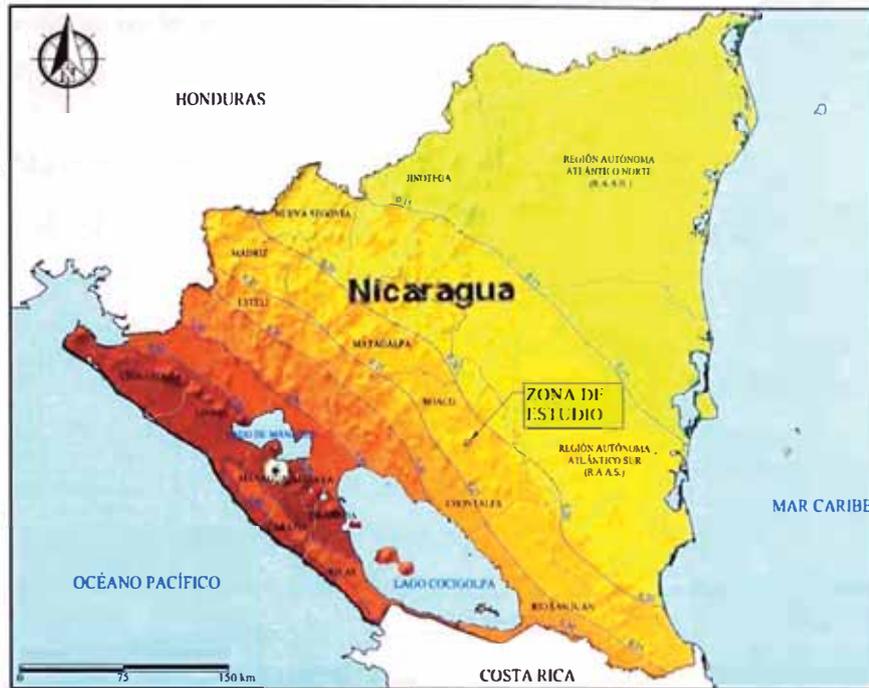


Figura 2.2 : Mapa de Isoaceleraciones en Nicaragua para 500 años de Periodo de Retorno con una Exposición Sísmica de 50 años y 10% de Excedencia.

Fuente: Evaluación de la amenaza sísmica en Centro América. Proyecto Resis II.

## 2.9 COEFICIENTE SÍSMICO

De acuerdo con la literatura técnica existente, se recomienda que el coeficiente sísmico a ser considerado en el análisis en la condición pseudo-estática de diseño de taludes, sea obtenido como una fracción que varía entre  $1/3$  a  $1/2$  de la máxima aceleración esperada. Esta recomendación es consistente con las recomendaciones del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (U.S. Army Corps of Engineers, Hynes y Franklin, 1984), quienes sugieren el uso de un coeficiente sísmico pseudo-estático igual al 50% de la aceleración pico de diseño.

La recomendación del Cuerpo de Ingenieros está basada en la aplicación del método de Newmark para calcular desplazamientos permanentes en presas de tierra utilizando más de 350 registros sísmicos, concluyéndose que estas estructuras analizadas con el método pseudo-estático con factores de seguridad mayores que 1.0 utilizando un coeficiente sísmico horizontal de  $0.5 \times PGA$  no desarrollan deformaciones mayores a 1 metro, que es un valor arbitrario que puede ser tolerado por presas de tierra, sin representar una amenaza a la integridad de la estructura.

Por lo tanto, se recomienda utilizar un coeficiente sísmico de 0.11 para el análisis pseudo-estático de taludes y muros en la zona del Proyecto.

## 2.10 PARÁMETROS DE DISEÑO SÍSMICO

De acuerdo a lo propuesto por la Nueva Norma de Diseño Sismorresistente RNC-07, del Reglamento Nacional de la Construcción de Nicaragua (2007), en el territorio nicaragüense se han establecido diversas zonas sísmicas, las cuales presentan diferentes características de acuerdo a la mayor o menor ocurrencia de sismos. En virtud a esta norma el área del Proyecto se ubica en la Zona B, el cual corresponde a un área de sismicidad media, según se muestra en la Figura 2.3. Asimismo, el actual Código Sísmico de Nicaragua, define un periodo de retorno mínimo de 475 años para diseño y construcción de las obras civiles.

En virtud de lo expresado, los parámetros sísmicos a ser utilizados para el diseño de estructuras de concreto en la zona del proyecto, corresponden una aceleración máxima del terreno ( $a_0$ ) de  $0.20g$ . Asimismo, el perfil de suelo (suelos residuales firmes de naturaleza fina) corresponde al *Tipo de Suelo II* y un *Factor de Amplificación de Suelo (S)* de 1.7

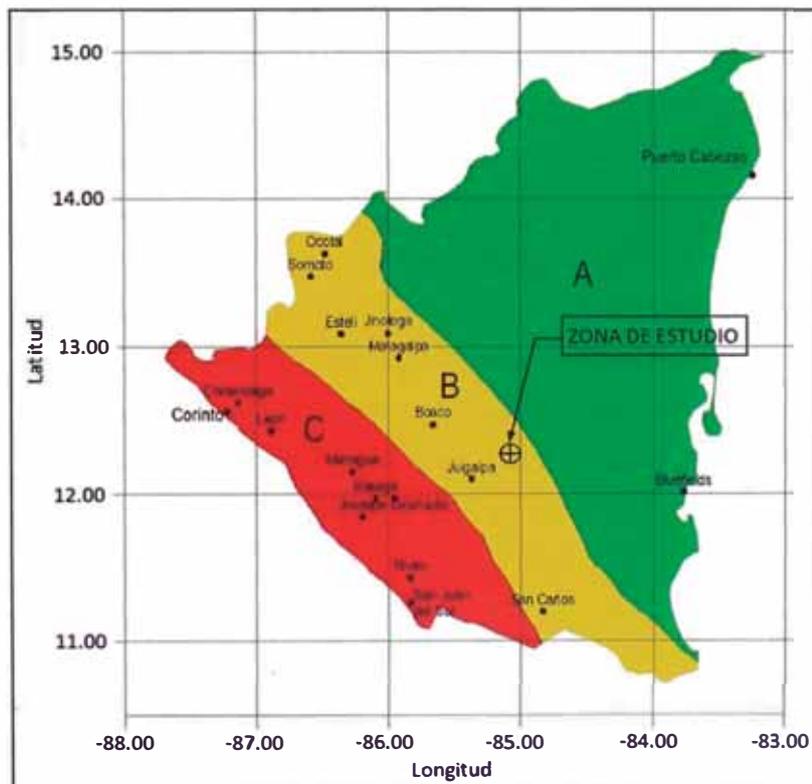


Figura 2.3: Zonificación Sísmica de Nicaragua

Fuente: Evaluación de la amenaza sísmica en Centro América. Proyecto Resis II.

## CAPÍTULO III – GEOLOGÍA

### 3.1 GENERALIDADES

La zona de estudio se encuentra enmarcada en un clima de sabana tropical, con una temperatura media de 25 a 27 °C, formando parte del Macizo Segoviano en la Región Central Nicaragüense, en donde geológicamente se presentan los suelos más antiguos del país.

### 3.2 GEOLOGÍA REGIONAL

El distrito minero La Libertad – Santo Domingo se encuentra ubicado dentro de la Provincia Volcánica Terciaria o denominada también Provincia Geológica Central y está caracterizada por una franja de rocas volcánicas del Terciario y sistematizadas como grupos Matagalpa y Coyol.

Las rocas del grupo Matagalpa son consideradas del Oligoceno-Mioceno y consisten de piroclásticos ácidos. En la parte superior (Mioceno-Plioceno) y en discordancia se emplazan las rocas del grupo Coyol, las cuales consisten de flujos lávicos básicos de naturaleza andesítica. Las rocas en la base del grupo Coyol están asociadas a la mineralización de oro en el yacimiento La Libertad.

El territorio de Nicaragua ha sido subdividido en cinco provincias que reflejan el ambiente geotectónico de la región: la provincia de la Planicie costera del Pacífico; la Depresión o Graben, el área Central del Interior, el área Norte y el área de los Llanos de la costa Atlántica. El distrito minero La Libertad – Santo Domingo se sitúa en la Provincia Central del Interior, el cual se caracteriza por la presencia de rocas volcánicas del Terciario y Cretáceo compuestas por extensos depósitos piroclásticos de composición intermedia ácida, basalto y andesita brechosaaglomerática, dacita, lava riolítica y tobas, intercaladas con sedimentos tobáceos e intruidas por rocas ígneas.

#### 3.2.1 Estratigrafía

Las unidades que conforman la secuencia estratigráfica desde la base hacia el tope son los denominados: Grupo Pre-Matagalpa, Matagalpa y Coyol, los cuales pueden ser observados en la Figura 3.1 y que a continuación son descritos.

### 3.2.1.1 Grupo Pre-Matagalpa

El Grupo Pre-Matagalpa, del Cretáceo Superior, está constituido por un complejo de rocas volcánicas y sedimentos silicíticos y tobáceos. Tiene sus exposiciones mayormente desarrolladas en la zona Central Este de la región.

### 3.2.1.2 Grupo Matagalpa

El Grupo Matagalpa, del Oligoceno-Mioceno, se caracteriza por presentar extensos depósitos de tobas de composición intermedia a ácida, lavas e intrusivos.

### 3.2.1.3 Grupo Coyol

El Grupo Coyol, del Mioceno-Plioceno, está conformado por rocas volcánicas básicas a ácidas con un alto contenido de ignimbrita. La subdivisión del Grupo Coyol se refleja en la secuencia alterna de rocas básicas, intermedias y ácidas que son una deposición cíclica de eventos volcánicos.

Edad		Grosor (m)	Unidad		Litología
Terciario	Plioceno	300	Grupo Coyol	Superior	Ignimbritas Rioliticas y Tufos
		100			Flujo Basáltico
	Mioceno	300		Inferior	Flujo Basáltico y Andesítico
		110			Rocas Piroclásticas y Volcanoclasticas
	Oligoceno	120	Grupo Matagalpa		
	Eoceno	> 20	Pre Matagalpa	Superior	Silice y Pizarras
	Paleoceno		Grupo El Caracol Fm.		

Figura 3.1: Unidades Estratigráficas Regionales

Fuente: Estado de Estabilidad de Taludes de Tajos – Mina La Libertad.

### 3.3 GEOLOGÍA LOCAL

El Proyecto del Botadero de Desmonte se encuentra dentro de un amplio cinturón de rocas volcánicas terciarias que se han diferenciado en dos grandes unidades llamadas Grupo Matagalpa y Grupo Coyol. Las rocas de la unidad Coyol Inferior son el huésped principal para las vetas de cuarzo aurífero epitermal de baja sulfuración, que forma el cuerpo mineralizado en Jabalí y la mina La Libertad.

La mineralización de oro en el Proyecto se encuentra en un sistema de vetas de cuarzo de orientación este a oeste y buzando de 70 a 80° hacia el norte. El sistema de vetas consiste en una vena de cuarzo epitermal, stockworks de cuarzo, brechas de cuarzo y venas de cuarzo bandeadas masivas. Este sistema tiene unos 6 kilómetros de largo con una potencia que varía de 5 a 29 m.

El sistema de vetas se encuentra en una secuencia gruesa de flujos andesíticos que se consideran parte del grupo Coyol Inferior. El grupo está formado por flujos andesíticos que varían de 2 a 50 m de potencia. Estratos de lapilli-tufos y ocasionales cenizas tufosas de espesor variable separan dichos flujos, los cuales buzando ligeramente hacia el sur.

Cercano a la superficie, la andesita ha sido alterada y lixiviada transformándose en suelos residuales (saprolita). La zona de transición entre la saprolita y la roca competente subyacente se conoce como roca saprolítica correspondiendo a un típico perfil de meteorización tropical. La potencia de estas zonas varía en gran medida, así tenemos que la saprolita varía típicamente de 10 a 20 m y la roca saprolítica de 10 a 40 m de potencia.

### 3.4 GEOLOGÍA ESTRUCTURAL

Las geoestructuras más importantes de carácter regional que atraviesan la Provincia Geológica Central son: el Graben de Managua, con una alineación N-S; el sistema de Fallas de Punta Huete, de tendencia NE-SW; el sistema de Matiguás NW-SE y el Escarpe de Hess de tendencia próxima W-E.

Localmente, la región La Libertad - Santo Domingo es parte de un ambiente extensional que recorre en dirección NE-SW. Esta dirección está asociada a

estructuras perpendiculares a la fosa tectónica regional que recorre la costa occidental de Nicaragua. Históricamente, la minería en Nicaragua se ha concentrado en los depósitos a lo largo de estas estructuras al este de la fosa tectónica. En el área del yacimiento Jabalí, el medio ambiente extensional puede recorrer localmente el área en la dirección Este-Oeste.

Hay poca información sobre las estructuras a gran escala en las proximidades de los depósitos. Las estructuras que se observaron durante los trabajos de perforaciones en el futuro tajo tales como el ángulo de intersección con el eje del núcleo de perforación, fueron registradas siempre que esto fue posible. Sin embargo, debido a la ausencia de características distintivas no fue posible interpolar dichas estructuras.

Las fallas conocidas dentro de la zona del proyecto recorren en la dirección Este-Oeste (paralelo al cuerpo mineralizado) o en la dirección Norte-Sur. Sin embargo, hay poca información disponible sobre las fallas Norte-Sur, ya que éstas son paralelas al relleno del patrón de perforación.

### **3.5 GEOMORFOLOGÍA**

El área de estudio se encuentra asentada sobre un relieve abrupto formado por colinas y laderas compuestas de suelos residuales, los cuales fueron generados por la meteorización in situ de las rocas volcánicas subyacentes. Las colinas existentes son onduladas con pendientes suaves a empinadas, presentando una cobertura vegetal típico de clima tropical.

El área presenta un relieve de colinas onduladas, moderadamente accidentado en donde su punto más alto se encuentra aproximadamente a 640 msnm en la zona del futuro tajo Jabalí. Hacia el lado sur del proyectado botadero de desmonte, se presentan pendientes de alto ángulo a consecuencia de la profundización de las quebradas que nacen en la parte superior de las elevaciones existentes.

En términos generales, la topografía del área del proyecto es accidentada y ondulada presentando 02 quebradas principales que la atraviesan y que se

profundizan con la distancia. Así, el drenaje del área está gobernada por estas quebradas y por sus tributarios, siendo que su área de aportación hídrica es pequeña dado que la ladera en donde se ubica el botadero pertenece a una divisoria de aguas local sin aportaciones hídricas por parte de otra cuenca o sub-cuenca.

### **3.6 GEODINÁMICA EXTERNA**

Dado el relieve abrupto de la zona de estudio, con pendientes pronunciadas de hasta 40°, típico de la región central montañosa de Nicaragua, es posible la gestación de movimientos de masas tales como deslizamientos, derrumbes y coladas; sobre todo durante las temporadas de lluvias. Asimismo, estos fenómenos son favorecidos por la topografía irregular, la deforestación para aprovechamiento de la madera, el avance de la frontera agrícola, el mal uso del suelo, y la ubicación de asentamientos humanos en laderas inestables.

## CAPÍTULO IV HIDROLOGÍA

Para el presente proyecto, se elaboró el Estudio de Hidrología e Hidráulica, con fines y propósitos del presente Informe de Competencia Profesional se presenta a continuación su resumen.

### 4.1 HIDROLOGÍA DEL PROYECTO

#### 4.1.1 Información Básica

Para la elaboración del presente estudio, se basaron en la información disponible:

- Informe denominado “*Estudio Hidrogeológico del Proyecto Minero Santo Domingo*”, preparado por Hydro-Geo Consultores S.A.C. en Diciembre del 2011 .
- Topografía local del área de estudio, con curvas de nivel cada 2 m.
- Levantamiento topográfico a detalle del área del botadero Etapa I, elaborado entre marzo y abril del 2013, presentando curvas de nivel cada 1 m.

#### 4.1.2 Estaciones Meteorológicas

El informe hidrogeológico utilizado como referencia, contiene información de una única estación meteorológica ubicada cerca al área del proyecto: la Estación La Libertad.

La estación meteorológica La Libertad es operada por el Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales (INETER) y se encuentra ubicada en la localidad de La Libertad, a 14 km del área del proyecto. La Tabla 4.1 presenta las características de esta estación, y la Figura 4.1 presenta la ubicación de la Estación La Libertad.

**Tabla 4.1: Estaciones Meteorológicas en el Área del Proyecto.**

Estación	Coordenada UTM (*)			Parámetro	Periodo de Registro
	Este (m)	Norte (m)	Altitud (msnm)		
La Libertad	697,644	1'349,331	490	Precipitación Total mensual	1971-2011
				Precipitación Máxima 24 horas (**)	1987-2009

(\*) Datum WGS84, Zona 16P

(\*\*) Se cuenta sólo con los datos máximos anuales.

Fuente: Estudio Hidrología e Hidráulica.



Figura 4.1: Ubicación de la Estación Meteorológica La Libertad.

Fuente: Estado Hidrología e Hidráulica.

### 4.1.3 Caracterización Climática

#### 4.1.3.1 Precipitación

En Santo Domingo, por lo general, llueve todos los meses, disminuyendo su intensidad en la temporada seca. Para la caracterización de este parámetro se empleó la información proveniente de la estación de La Libertad, el cual cuenta con registros de precipitación de 36 años comprendidos en el periodo 1971-2011 (Fuente: INETER, 2011).

Según los registros, se presenta una precipitación promedio mensual que varía entre 25.3 mm y 304.2 mm, presentando un período húmedo principalmente entre los meses de junio a octubre, registrando más del 68% de la lluvia anual; y un período seco comprendido entre los meses de noviembre y mayo, registrando el 32% de la lluvia anual según se muestra en la Figura 4.2. El promedio anual de lluvia en la zona del proyecto es de aproximadamente 1869.2 mm por año.

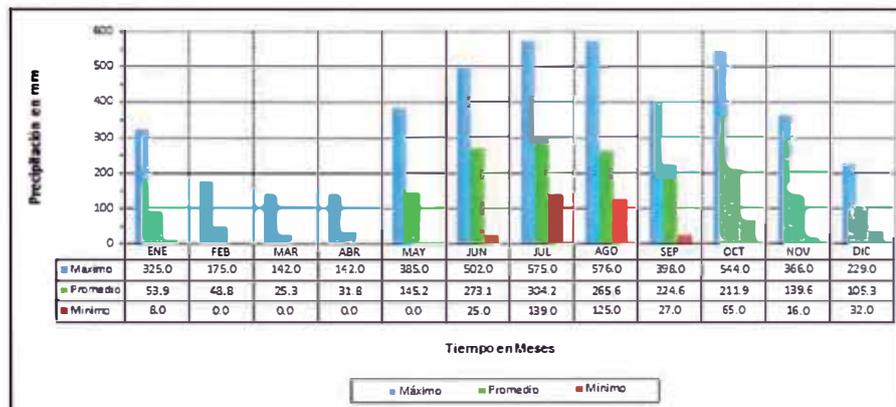


Figura 4.2: Precipitaciones Mensuales en mm (1971 – 2011)

Fuente: Estado Hidrología e Hidráulica.

La variación mensual y multianual de precipitación consistente en la Estación La Libertad se visualiza en la Figura 4.3 que se presenta a continuación.

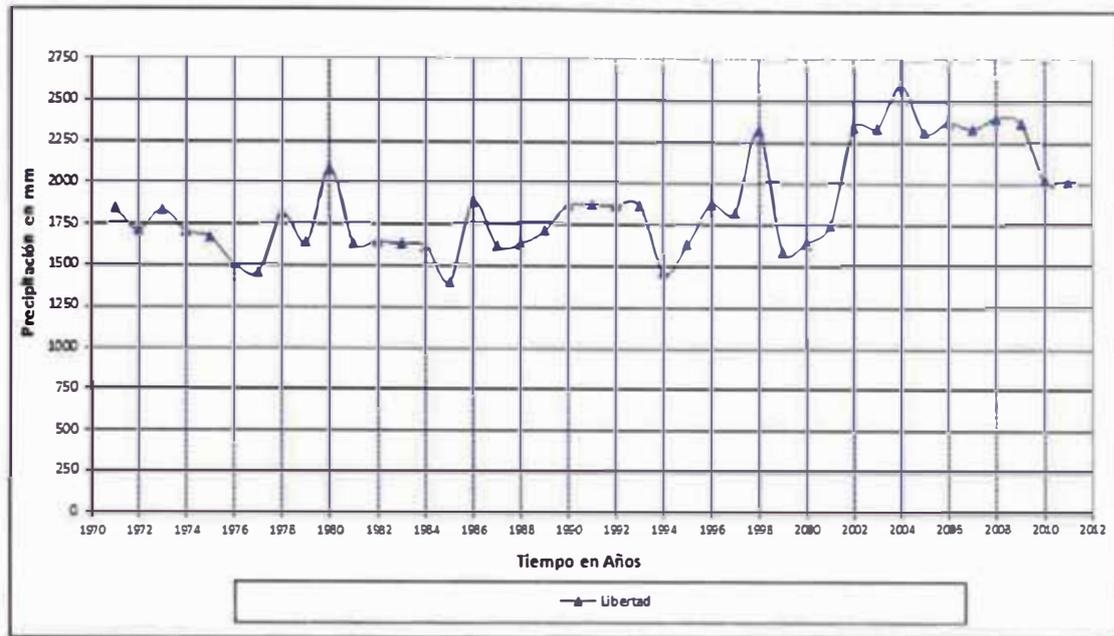


Figura 4.3: Variación de Precipitación Total Anual en mm.

Fuente: Estadio Hidrología e Hidráulica.

#### 4.3.1.2 Temperatura

La temperatura ambiental media mensual se estima que está por encima de 29.3 °C; la temperatura mínima está en 28.3 °C y la temperatura máxima llega a 30.1 °C. Entre enero a marzo las temperaturas son menores y, de junio a octubre, se presentan las temperaturas máximas del año. La sensación de calor es marcadamente mayor durante el mediodía hasta la tarde; durante las noches la temperatura disminuye ligeramente.

#### 4.3.1.3 Evaporación

La evaporación totaliza 1498.3 mm/año. De forma inversa a la humedad relativa, la evaporación es más intensa en marzo y abril y es menor en julio. La evaporación o media mensual registrada es 125 mm/mes y la evaporación diaria es 4.1 mm/día.

#### 4.3.1.4 Humedad Relativa

La humedad relativa media mensual presenta una distribución temporal casi uniforme; su promedio es 83%. Durante marzo y abril se presenta la menor

humedad en el ambiente y entre junio y octubre la humedad promedio sube a 87%.

#### **4.3.1.5 Velocidad del Viento**

El comportamiento de la velocidad del viento, registró un promedio de 5 m/s. Tiene mayor velocidad en julio y es menos intenso en abril.

## **CAPÍTULO V**

### **INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA DE CAMPO**

Como parte del diseño de ingeniería, se programó la investigación geotécnica de campo, el cual consistió de dos (02) campañas de investigación de campo. La 1ra campaña de campo fue realizada en junio del 2012 realizándose el mapeo geotécnico del área y calicatas en las áreas que disponían del permiso comunitario correspondiente. Posteriormente, se retomó la investigación complementaria llamada 2da campaña de investigación de campo, en marzo-abril del 2013 ejecutándose calicatas y perforaciones. Asimismo, en ambas campañas se efectuó el muestreo representativo de los materiales predominantes estudiados, con el fin de realizar posteriores ensayos de laboratorio. A continuación se describen las investigaciones desarrolladas.

#### **5.1 MAPEO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO**

Durante la 1ra campaña de investigación de campo fue realizado el mapeo geológico-geotécnico del área de estudio identificándose las principales unidades geotécnicas presentes, así como también fue efectuada una evaluación geomorfológica y geodinámica del área, el cual se presenta en el Plano Geotécnico GG-103 del Anexo VII al final de este informe.

#### **5.2 CALICATAS**

Los trabajos de la 1ra campaña de investigación de campo consistieron de calicatas, ejecutando un total de 11 calicatas, las cuales fueron convenientemente ubicadas y distribuidas en las áreas de desplante inicialmente proyectadas para el botadero, con la finalidad de evaluar las condiciones geotécnicas superficiales de los materiales de fundación. Sin embargo, en muchas de estas áreas no fue posible excavar calicatas dado que aún no formaban parte de la propiedad del proyecto del botadero en el momento de su ejecución. Posteriormente, por problemas comunitarios, la investigación de campo complementaria fue reiniciada en una 2da campaña de campo en marzo del 2013 realizándose 14 calicatas en una nueva área propuesta por el proyecto para la ubicación del botadero. Las calicatas fueron excavadas utilizando una

excavadora CAT-325, La Tabla 5.1 y 5.2 presenta un resumen de la investigaciones realizadas y como puede observarse, la profundidad máxima excavada fue de 10.0 metros, sin alcanzar el nivel del basamento rocoso en ninguna de las excavaciones. En cada una de las calicatas se realizó un detallado registro de los tipos de suelos encontrados y el muestreo de los materiales existentes para posteriores ensayos de laboratorio, habiéndose adicionalmente obtenido fotografías en cada ubicación. En el Anexo I se presentan los registros de las calicatas efectuadas y en el Anexo VII se presenta el Plano GG-103, en el cual se muestra su ubicación en planta. Asimismo, en el Anexo VI se presenta el registro fotográfico de cada una de las calicatas excavadas en el campo.

**Tabla 5.1: Resumen de Calicatas, 1ra Campaña de Investigación de Campo.**

Código de Calicata	Coordenadas		Prof. Nivel Freático (m)	Nivel de basamento rocoso (m)	Prof. Total de Calicata (m)	Observaciones
	Norte	Este				
TP-01	1355760	709200	NE	-	10.0	Limos de alta plasticidad con gravas
TP-02	1355741	709604	NE	-	6.0	Limos de alta plasticidad, rígido
TP-03	1355711	709965	NE	-	6.0	Limos de alta plasticidad, rígido
TP-04	1355336	710022	NE	-	5.5	Limos de alta plasticidad, rígido
TP-05	1355339	710226	NE	-	5.5	Limos de alta plasticidad, rígido
TP-06	1355114	710390	NE	-	3.4	Arcillas de alta plasticidad y arenas limosas, plásticos.
TP-07	1355481	710548	NE	-	6.0	Limos de alta plasticidad, rígido
TP-08	1355218	710471	NE	-	4.0	Limos de alta plasticidad, rígido
TP-09	1354865	710636	NE	-	6.0	Limos de alta plasticidad, firme
TP-10	1355235	710000	NE	-	5.5	Limos de alta plasticidad, firme
TP-11	1355278	709930	NE	-	5.5	Limos de alta plasticidad, firme

**Notas:**

- En ninguna de las calicatas fue alcanzado el nivel del basamento rocoso.
- NE: No encontrado

**Tabla 5.2: Resumen de Calicatas, 2da Campaña de Investigación de Campo.**

Código de Calicata	Coordenadas		Prof. Nivel Freático (m)	Nivel de basamento rocoso (m)	Prof. Total de Calicata (m)	Observaciones
	Norte	Este				
TP-BA2-01	1354753	709899	NE	-	6.50	Arcillas limosas, plasticidad media a alta
TP-BA2-02	1354963	710027	NE	-	8.00	Limos, plasticidad media a alta con arenas
TP-BA2-03	1355056	710125	NE	-	8.00	Limos, plasticidad media a alta con arenas
TP-BA2-04	1355084	710426	NE	-	8.00	Arcillas limosas, plasticidad media a alta
TP-BA2-05	1355205	710396	NE	-	6.50	Limos, plasticidad media a alta con arenas
TP-BA2-06	1355078	710479	NE	-	6.50	Arcillas limosas, plasticidad media a alta
TP-BA2-07	1354939	710597	NE	-	4.50	Limos plásticos
TP-BA2-08	1355223	710621	NE	-	7.00	Limos de alta plasticidad
TP-BA2-09	1355370	710454	NE	-	6.00	Limos de alta plasticidad
TP-BA2-10	1355277	710058	NE	-	6.50	Limos de alta plasticidad
TP-BA2-11	1355133	709981	NE	-	6.00	Arenas limosas
TP-BA2-12	1354921	709762	NE	-	6.00	Limos, plasticidad nula a media
TP-BA2-13	1354884	709733	NE	-	6.00	Limos de alta plasticidad
TP-BA2-14	1354834	709791	NE	-	6.50	Limos plásticos

**Notas:**

- En ninguna de las calicatas fue alcanzado el nivel del basamento rocoso.
- NE: No encontrado

### 5.3 PERFORACIONES

Los trabajos de prospección de la fundación profunda a través de perforaciones se desarrollaron entre los meses de marzo y abril del año 2013. Así, a través de la empresa Perforaciones Mineras S.A. (PERMINAS) se realizó un total de 07 perforaciones geotécnicas convenientemente ubicadas y distribuidas en las áreas de desplante, con la finalidad de evaluar las condiciones geotécnicas de la fundación profunda de cada una de las etapas de expansión del botadero.

Los sondajes fueron efectuados con un equipo de perforación geotécnica AckerSoil XLS, con el método de perforación diamantina con diámetro HQ, con un sistema de sujeción y elevado tipo "wireline".

Las muestras obtenidas de las perforaciones fueron colocadas en cajas de dimensiones estándar para así, hacer una identificación adecuada de la longitud de la corrida y la profundidad de donde fue extraída. En el Anexo VI se presenta los registros fotográficos obtenidos para cada perforación efectuada.

En cada uno de estos sondajes se llevó a cabo una detallada descripción de los tipos de suelos y roca encontrados. Así, los suelos de cobertura fueron registrados a través de un logueo geotécnico y las rocas a través de un registro geomecánico según el método de Bieniawski (1989), con el fin de determinar la calidad y resistencia del macizo rocoso subyacente. Los registros se muestran en el Anexo II, y la ubicación en planta de los sondajes es mostrada en el Plano GG-103 del Anexo VII.

La Tabla 5.3 muestra un resumen de los sondajes efectuados durante la 2da campaña de investigación geotécnica de campo.

**Tabla 5.3: Resumen de Perforaciones, 2da Campaña de Investigación de Campo.**

Código de Sondaje	Coordenadas		Prof. Nivel Freático (m)	Nivel de basamento rocoso (m)	Prof. Total de Sondaje (m)	Observaciones
	Norte	Este				
BH-01	1355089	710396	14.08	7.15	40.0	Cobertura (limos de alta plasticidad) y roca (andesitas, resistencia media, dureza R3 a R4).
BH-02	1354653	709937	11.54	7.15	30.0	Cobertura (limos de alta plasticidad) y roca (andesitas, resistencia débil a media, dureza R2 a R4).
BH-03	1354984	710034	17.91	20.86	24.51	Cobertura (limos de alta plasticidad) y roca (andesitas, resistencia media, dureza R4).
BH-04	1354827	709724	8.87	9.42	14.50	Cobertura (limos de plasticidad media a alta) y roca (andesitas, resistencia débil, dureza R1 a R3).
BH-05	1355132	710696	17.43	26.80	30.54	Cobertura (limos de plasticidad media) y roca (andesitas, resistencia débil a media, dureza R2 a R4).
BH-06	1355475	710555	13.81	18.60	23.97	Cobertura (limos de plasticidad media) y roca (andesitas, resistencia muy débil a media, dureza R1 a R4).
BH-07	1355222	709771	16.7	18.87	20.92	Cobertura (limos de plasticidad media) y roca (andesitas, resistencia media, dureza R4).

### 5.3.1 Ensayos In Situ

Como parte de la prospección de campo, en cada sondaje fueron efectuados ensayos in situ tales como el ensayo de penetración estándar (SPT), ensayos de

permeabilidad Lefranc (tipo carga variable y carga constante) y ensayos Lugeon (ensayo de permeabilidad a presión en rocas). Adicionalmente fueron instalados piezómetros para medir el nivel freático, cuyo esquema de instalación es mostrado en el Anexo II. A continuación son descritos los ensayos in situ realizados durante la campaña de campo:

### 5.3.2 Ensayos SPT

Este ensayo se utiliza con el fin de realizar la medición indirecta de la resistencia de un suelo a la penetración de un muestreador de dimensiones estándar según la norma ASTM D1586. Existen muchas correlaciones entre el número de golpes del martillo (valor de  $N_{SPT}$ ) con el comportamiento del suelo. Asimismo, se obtiene una muestra representativa del suelo para propósitos de identificación visual.

El ensayo consiste en hincar en el suelo un muestreador padronizado bajo los golpes de un martillo de 140 lbs (63.5 kg) en caída libre desde una altura de caída de 30 pulgadas (76.2 cm). El hincado se realiza en tres tramos de 15 cm cada uno, registrándose el número de golpes necesarios en atravesar cada tramo de 15 cm. El valor del  $N_{SPT}$  será la suma del número de golpes obtenidos en atravesar los últimos 30 cm.

Dado que la perforadora AckerSoil XLS es un equipo de perforación netamente geotécnica, estos ensayos fueron efectuados en forma continua utilizando un equipo de rodillo automático, el cual según la literatura técnica alcanza una eficiencia del 75% de la energía inicial aplicada.

Los ensayos SPT realizados en el área del botadero indican que los materiales que corresponden a los depósitos residuales presentan una compacidad firme a rígida hasta producir rechazo debido a la presencia del perfil típico de meteorización en las cercanías del basamento rocoso, tal como se observa en los logueos geomecánicos de los sondajes BH-01 al BH-07 en donde se verifica que los depósitos de cobertura compuesto por suelos residuales varía entre 7.10 a 26.8 m de potencia.

En esta campaña se efectuaron un total de 205 ensayos SPT, los cuales fueron normalizados aplicándose diversos factores de corrección tales como esfuerzos

efectivos, diámetro de tuberías, longitud de tuberías, etc. El detalle de las correcciones efectuadas se presenta en las tablas del Anexo V. Asimismo, en la Figura 5.1 del mismo anexo se presenta a detalle la tendencia de los números de golpes corregidos  $(N_1)_{60}$  con respecto a la profundidad. De esta figura se puede inferir que la resistencia a la penetración en los primeros 5.0 m es ligeramente superior a los de mayor profundidad. Sin embargo, según la tendencia mostrada, es posible definir un valor característico del  $(N_1)_{60}$  igual a 12 (consistencia rígida) para los depósitos de suelos residuales presentes en la fundación del botadero Banadí.

Finalmente, en la Tabla 5.4 se presentan los criterios con los cuales fueron clasificados los estados de consistencia o compacidad de los suelos ensayados según el  $N_{SPT}$  obtenido.

**Tabla 5.4: Criterios de Clasificación del Estado de Consistencia/Compacidad según el  $N_{SPT}$ .**

Suelos Cohesivos		Suelos No Cohesivos	
Consistencia	$N_{SPT}$	Compacidad	$N_{SPT}$
Muy blanda	< 2	Muy suelto	< 4
Blanda	2 – 4	Suelto	4 – 10
Firme	4 – 8	Medianamente denso	10 – 30
Rígida	8 – 15	Denso	30 – 50
Muy rígida	15 – 30	Muy denso	> 50
Dura	> 30		

### 5.3.3 Ensayos de Permeabilidad Lefranc

Este ensayo se realiza con la finalidad de conocer en forma aproximada las propiedades hidráulicas tales como el coeficiente de permeabilidad de suelos o roca. El ensayo Lefranc es un ensayo de infiltración que se usa en suelos finos o granulares y en macizos rocosos fisurados o extremadamente fisurados. Este tipo de ensayo se ejecuta en tramos de menor longitud que el ensayo Lugeon, por tanto sus resultados pueden ser considerados como datos puntuales (permeabilidades locales).

Fueron realizados en total 08 ensayos Lefranc en tramos de 0.5 m de longitud o dependiendo de las condiciones de los materiales encontrados en el sitio. La Tabla 5.5 presenta un resumen de los resultados obtenidos durante los trabajos

de campo. Adicionalmente, en el Anexo III se muestra el detalle de cada ensayo realizado.

Del análisis de estos resultados, se obtiene que el coeficiente de permeabilidad obtenida para los depósitos residuales de la fundación varían en un rango pequeño de  $1.350 \times 10^{-7}$  a  $4.108 \times 10^{-7}$  cm/s. Así, de acuerdo a los criterios de clasificación de la permeabilidad de la Tabla 5.7 podemos afirmar que los suelos residuales de la fundación del botadero de desmonte posee una permeabilidad *prácticamente impermeable* de acuerdo con los términos expuestos. En consecuencia, es posible afirmar que estos materiales finos se comporten en condiciones no drenadas en caso el grado de saturación presente sea cercano o alcance el 100%.

Adicionalmente, el coeficiente de permeabilidad para el basamento rocoso volcánico subyacente varía en un amplio rango de  $3.458 \times 10^{-6}$  a  $5.100 \times 10^{-3}$  cm/s. Así, de acuerdo a los criterios de clasificación de la permeabilidad de la Tabla 5.7 podemos afirmar que el basamento rocoso volcánico del botadero de desmonte posee una permeabilidad *baja a muy baja* de acuerdo con los términos expuestos.

**Tabla 5.5: Resumen de Ensayos Lefranc.**

Código de Sondaje	Tramo de Ensayo	Método de Ensayo	Litología	K (cm/s)
BH-01	13.95 - 14.05	Carga Variable	Andesita	3.458E-06
BH-02	3.10 - 3.60	Carga Variable	Limo	4.108E-07
	6.80 - 7.30	Carga Variable	Limo	1.351E-07
	9.30 - 10.12	Carga Variable	Basalto	2.764E-04
BH-03	24.00 - 24.51	Carga Variable	Andesita	6.323E-06
BH-04	10.50 - 11.00	Carga Constante	Andesita	5.100E-03
BH-05	10.73 - 11.23	Carga Constante	Bolón	1.633E-02
BH-06	20.42 - 20.92	Carga Constante	Andesita	7.947E-04

**Notas:**

K: Coeficiente de permeabilidad

### 5.3.4 Ensayo de Permeabilidad Lugeon

Desde Maurice Lugeon (1933), es tradicional efectuar en sondeos de reconocimiento ensayos de pérdida de agua bajo presión en tramos. Estos ensayos consisten en medir el caudal de agua que penetra en un macizo rocoso

a través de un tramo de sondeo (generalmente de 5.0 m) bajo cierta presión. La cantidad de agua inyectada es considerada en términos de absorción, y expresada en litros por minuto por metro de perforación denominándosele Unidad Lugeon (UL). Así, el ensayo fue realizado en tramos de 5.0 m para luego adecuarse de acuerdo a las propiedades intrínsecas de cada material ensayado, dependiendo de la homogeneidad del macizo y de su profundidad.

La Tabla 5.6 muestra un resumen de los ensayos efectuados y adicionalmente en el Anexo III se presenta el detalle de cada ensayo realizado. Así, se obtuvieron coeficientes de permeabilidad en un rango de  $2.17 \times 10^{-4}$  a  $1.30 \times 10^{-6}$  cm/s, los cuales, de acuerdo a los criterios de clasificación de la permeabilidad de la Tabla 5.7 podemos afirmar que el basamento rocoso volcánico del botadero posee una permeabilidad *baja a muy baja* de acuerdo con los términos expuestos.

**Tabla 5.6: Resumen de Ensayos Lugeon**

Código de Sondaje	Tramo de Ensayo	Método de Ensayo	Litología	K (cm/s)
BH-01	35.00 - 40.00	Lugeon	Andesita	1.30E-06
BH-02	18.42 - 23.42	Lugeon	Andesita	2.17E-04
	25.00 - 30.00	Lugeon	Andesita/Basalto	1.30E-04

**Notas:**

K: Coeficiente de permeabilidad

**Tabla 5.7: Grado de Permeabilidad según el valor de K**

Grado de Permeabilidad	K (cm/s)	Textura del Suelo
Elevada	>1.0E-00	Grava media a gruesa
Media	1.0E-00 – 1.0E-02	Grava fina, arena media a fina, duras
Baja	1.0E-02 – 1.0E-04	Arena muy fina, SM, limo a loess
Muy baja	1.0E-05 – 1.0E-06	Limos rígidos (ML), arcillas (CL)
Prácticamente impermeable	<1.0E-06	Arcillas homogéneas (CL a CH)

**Notas:**

K: Coeficiente de permeabilidad

### **5.3.5 Instrumentación Geotécnica**

Con la finalidad de medir los niveles de agua presentes en la fundación del botadero, se instaló en cada sondaje geotécnico un piezómetro del tipo punta abierta o Casagrande, cuya configuración de instalación se condicionaba a los materiales encontrados durante la perforación. Así, el detalle de instalación de cada piezómetro temporal instalado se presenta en el Anexo II, siendo que los niveles de agua registrados en cada sondaje se presentan en resumen en la Tabla 5.3.

## CAPÍTULO VI ENSAYOS DE LABORATORIO

Con la finalidad de conocer las propiedades físicas y mecánicas de los depósitos de fundación del botadero de desmonte, se obtuvieron muestras representativas colectadas de las calicatas y perforaciones. Estas muestras fueron sometidas a un programa de ensayos de laboratorio que incluyó la determinación de propiedades índices y ensayos especiales, los cuales fueron realizados en un laboratorio geotécnico especializado sito en la ciudad de Managua (Nicasolum) y en la ciudad de Lima, Perú (KnightPiésold).

Los ensayos de laboratorio fueron llevados a cabo siguiendo los procedimientos de acuerdo a las versiones actualizadas de los métodos de ensayo de la American Society for Testing and Materials (ASTM).

Los ensayos de laboratorio solicitados y efectuados durante el estudio se listan y detallan a continuación:

- Contenido de Humedad, ASTM D2216
- Análisis Granulométrico por Tamizado, ASTM D422
- Límites de Atterberg, ASTM D4318
- Gravedad Específica de Sólidos, ASTM C127
- Densidad Natural o Peso Unitario, ASTM D4531B
- Proctor Estándar, ASTM D698
- Abrasión Los Ángeles, ASTM C131
- Consolidación – Tiempo, ASTM D2435
- Triaxial Consolidado No Drenado (CU) + Presión de Poros, ASTM D4767
- Triaxial No consolidado No Drenado (UU) ,ASTM D2850
- Compresión Simple, ASTM D2938-95

A continuación se hace una descripción de los resultados de los ensayos según los tipos de materiales identificados en campo, siendo que el detalle de cada ensayo se presenta en el Anexo IV.

## 6.1 ENSAYOS ÍNDICE

Se denomina ensayos índice a aquellos con los cuales se obtienen las principales propiedades físicas de los materiales geológicos, entre ellos tenemos a los siguientes ensayos: contenido de humedad, análisis granulométrico, límites de Atterberg, densidad natural y gravedad específica.

La Tabla 6.1 presenta un resumen de los resultados de los ensayos efectuados en las muestras colectadas durante la 1ra campaña de investigación de campo (junio, 2012). Asimismo, las Tablas 6.2 y 6.3 presentan los resultados de los ensayos efectuados en las muestras colectadas durante la 2da campaña de investigación de campo (marzo-abril, 2013) tanto para las muestras de calicatas y perforaciones, respectivamente. A continuación se describe cada uno de los ensayos realizados y sus resultados obtenidos según cada tipo de material definido.

### 6.1.1 Desmote Finos

Durante la primera campaña de campo se realizaron algunas calicatas en el área de ubicación del futuro tajo Jabalí con la finalidad de obtener muestras de los suelos de cobertura, los cuales serán los desmontes finos a ser dispuestos en el botadero de desmote. Así, estos suelos de naturaleza fina clasifican en el sistema SUCS como MH (limos elásticos) y poseen una distribución granulométrica de 0.0 a 20.0% de gravas, 2.0 a 18.0% de arenas y 62.0 a 98.0% de finos; con un índice de plasticidad (*IP*) variando de 16 a 26, un contenido de humedad variando de 23.1 a 42.8% y una gravedad específica promedio para estos materiales de 2.80; siendo que un resumen de los resultados obtenidos se muestra en la Tabla 6.1.

### 6.1.2 Desmontes Gruesos/Material de Relleno

Durante la primera campaña de campo se colectaron muestras de desmontes gruesos en el Tajo Grimea Este y en el Botadero 5, ambos ubicados en la mina La Libertad. Los resultados de los ensayos indican que los desmontes gruesos clasifican en el sistema SUCS principalmente como GC (gravas arcillosas). La distribución granulométrica de estos materiales varía de 53.0 a 63.0% de gravas, 24.0 a 34.0% de arenas y 13.0% de finos; con un índice de plasticidad (*IP*)

variando de 11 a 15, un bajo contenido de humedad variando de 6.8 a 8.8% y una gravedad específica promedio de 2.81; siendo que un resumen de los resultados obtenidos se muestra en la Tabla 6.1.

Adicionalmente, se indica que dada la distribución granulométrica que poseen, estos desmontes gruesos pueden ser utilizados como material de relleno retirando los bloques mayores a 0.20 m.

### 6.1.3 Suelo Residual

Durante la primera campaña de campo se excavaron calicatas en el área de desplante original del botadero, colectándose muestras de la fundación fina existente. Así, los depósitos de fundación están compuestos por suelos residuales cuyos materiales finos clasifican en el sistema SUCS principalmente como MH/ML (limos elásticos a limos de baja plasticidad). La distribución granulométrica de estos materiales varía de 0.0 a 41.0% de gravas, 1.0 a 38.0% de arenas y 50.0 a 99.0% de finos; con un índice de plasticidad (IP) variando de 4 a 28, un contenido de humedad variando de 16.8 a 55.0% y una gravedad específica promedio de 2.80; siendo que un resumen de los resultados obtenidos se muestra en la Tabla 6.1.

Durante la segunda campaña de campo se excavaron calicatas en la nueva área de desplante del botadero, colectándose también muestras de la fundación fina tal como se presenta en la Tabla 6.2. Así, los materiales predominantes en la fundación son suelos finos que clasifican en el sistema SUCS principalmente como MH/ML (limos elásticos a limos de baja plasticidad). La distribución granulométrica de estos materiales varía de 0.0 a 3.0% de gravas, 2.0 a 40.0% de arenas y 60.0 a 98.0% de finos; con un índice de plasticidad (IP) variando de nulo a 55, un alto contenido de humedad variando de 18.6 a 43.7%; siendo que un resumen de los ensayos efectuados se muestra en la Tabla 6.2.

Asimismo, complementariamente a las calicatas, durante esta 2da campaña de campo se ejecutaron 07 perforaciones geotécnicas en el área de desplante del botadero colectándose muestras de los testigos de perforación. Así, se verificó que los materiales predominantes en la fundación profunda también son suelos finos que clasifican en el sistema SUCS principalmente como MH/ML (limos elásticos a limos de baja plasticidad). La distribución granulométrica de estos

materiales varía de 0.0 a 20.0% de gravas, 2.0 a 38.0% de arenas y 56.0 a 98.0% de finos; con un índice de plasticidad ( $IP$ ) variando de 3 a 20, un contenido de humedad variando de 10.9 a 21.6% y una densidad total variando de 14.31 a 17.30  $kN/m^3$ ; siendo que un resumen de los resultados obtenidos se muestra en la Tabla 6.3.

En conclusión, como se puede observar de los párrafos anteriores y de los resultados de las Tablas 6.1, 6.2 y 6.3, los suelos residuales finos que componen la fundación del botadero presentan una clasificación SUCS, granulometría y límites de consistencia similares, pudiendo en consecuencia modelarse como un suelo homogéneo en sus propiedades a pesar de su génesis, siendo posible verificar esta aseveración observando la tendencia de los ensayos SPT y los valores del  $(N_1)_{60}$  con respecto a la profundidad (ver Figura 5.1 del Anexo V.1).

## 6.2 ENSAYOS DE COMPACTACIÓN

Como parte del programa de ensayos de laboratorio, se efectuaron ensayos de compactación del tipo Proctor Estándar, los cuales son descritos a continuación de acuerdo al tipo de material en que fueron realizados.

### 6.2.1 Desmontes Finos

Durante la primera campaña de investigación de campo se colectaron muestras de este material realizándose 05 ensayos de compactación Proctor estándar con la finalidad de evaluar la densidad que podrían alcanzar estos materiales para fines de remoldeo, dado que se prevé que durante la disposición en capas de estos materiales en el botadero, se realice algunas pasadas de compactación. Así, se obtuvieron valores de 13.78 a 15.92  $kN/m^3$  para la máxima densidad seca y 16.5 a 34.5% para el óptimo contenido de humedad.

### 6.2.2 Desmontes Gruesos/Material de Relleno

Se colectaron muestras de desmontes gruesos dado que estos materiales pueden también ser utilizados como material de relleno. Así, en estas muestras se realizaron 02 ensayos de Proctor estándar obteniéndose valores de 19.85 a 20.71  $kN/m^3$  para la máxima densidad seca y de 9.4 a 11.7% para el óptimo contenido de humedad.

Adicionalmente, se prevé que estos materiales sean utilizados en la implementación de los diques de arranque de las diferentes etapas del botadero, por lo que la información de este ensayo será útil durante la etapa de construcción de dichas estructuras. En la Tabla 6.1 se muestra un resumen de los resultados obtenidos

### **6.2.3 Suelo Residual**

Durante la primera campaña de campo se realizaron 05 ensayos de compactación Proctor estándar en muestras de la fundación superficial obteniéndose valores de 13.83 a 18.05 kN/m<sup>3</sup> para la máxima densidad seca, y de 15.0 a 37.0% para el óptimo contenido de humedad, respectivamente.

Estos ensayos se efectuaron en muestras de suelo residual con fines de remoldeo de especímenes para su evaluación a través de ensayos especiales. La Tabla 6.1 presenta un resumen de los resultados obtenidos en estos materiales finos.

## **6.3 ENSAYO DE ABRASIÓN LOS ÁNGELES**

Durante la primera campaña de campo se realizaron ensayos de abrasión Los Ángeles en los materiales gruesos, los cuales a continuación se describen.

### **6.3.1 Agregado de Drenaje**

Con la finalidad de determinar si las gravas existentes en los desmontes gruesos pueden ser utilizadas como agregado de drenaje, se efectuaron 02 ensayos de abrasión Los Ángeles en muestras de gravas, obteniéndose valores de pérdida por abrasión de 19.08 y 29.60%. Dichos valores nos indican que estas gravas pueden ser utilizadas como agregado de drenaje en la red del sistema de sub-drenaje del botadero.

## **6.4 ENSAYO TRIAXIAL**

Para obtener los parámetros resistentes que conforman el modelo geotécnico del botadero (ver Capítulo 7) se efectuaron ensayos triaxiales de los tipos CU y UU según el tipo de material analizado. Los ensayos se efectuaron en muestras

remoldeadas e inalteradas en probetas de diámetro de 4". Asimismo, la presión de confinamiento  $\sigma_3$  fue aplicada de acuerdo al espacio de esfuerzos a los cuales serán sometidos los materiales. A continuación se describen los ensayos efectuados.

#### **6.4.1 Desmontes Finos**

Para este material se efectuó un ensayo triaxial CU en muestras remoldeadas de la calicata TP-01, obteniéndose distintas envolventes de esfuerzos de acuerdo con la naturaleza del ensayo, la condición analizada (10% de deformación) y bajo una presión de confinamiento aproximada de 100, 200 y 400 kPa. Así, se obtuvieron parámetros geotécnicos en términos de esfuerzos totales de 7 kPa para la cohesión y  $17^\circ$  para el ángulo de fricción. La Tabla 6.4 presenta un resumen del ensayo efectuado.

Adicionalmente, se efectuaron 02 ensayos triaxiales del tipo UU, utilizándose muestras remoldeadas de las calicatas TP-02 y TP-02, obteniéndose distintas envolventes de esfuerzos de acuerdo con la naturaleza del ensayo, la condición analizada (14% y 10% de deformación para cada ensayo) y bajo una presión de confinamiento aproximada de 100, 200 y 400 kPa. Así, se obtuvieron parámetros geotécnicos en términos de su resistencia al corte no drenado variando de 15 a 93 kPa bajo diferentes densidades de remoldeo. La Tabla 6.4 presenta un resumen de los ensayos efectuados.

Los parámetros geotécnicos a ser definidos para los desmontes finos en el botadero se describen en los Capítulos 7 y 8 de este informe.

#### **6.4.2 Desmontes Gruesos/Material de Relleno**

Se colectaron muestras de desmontes gruesos de dos lugares del Tajo Grimea Este de la cercana mina La Libertad, en los cuales fueron ejecutados 02 ensayos triaxiales CU en especímenes remoldeados. Así, se obtuvieron envolventes de esfuerzos al 12% de deformación y bajo una presión de confinamiento aproximada de 100, 200 y 400 kPa.

De esta manera, se obtienen parámetros geotécnicos en términos de esfuerzos totales tales como 0 y 27 kPa para la cohesión, de  $14^\circ$  y  $17^\circ$  para el ángulo de fricción, respectivamente. En términos de esfuerzos efectivos se obtienen

parámetros de 0 y 5 kPa para la cohesión, de 38 y 37° para el ángulo de fricción, y una densidad total de 18.96 y 20.01 kN/m<sup>3</sup>, respectivamente. La Tabla 6.4 presenta un resumen de los ensayos efectuados.

Como se indicó en párrafos anteriores, dada su granulometría, estos materiales pueden ser utilizados tanto como materiales de relleno como para otros usos tales como el lastrado de vías. En consecuencia, los parámetros de corte obtenidos en términos de esfuerzos efectivos serán los que finalmente serán utilizados - previo análisis - en el modelamiento geotécnico que se describe en el Capítulo 7 y 8 del presente informe.

### 6.4.3 Suelo Residual

Para los suelos residuales finos que conforman la fundación del botadero se efectuaron en muestras inalteradas un total de 04 ensayos triaxiales del tipo CU, obteniéndose distintas envolventes de esfuerzos de acuerdo con la naturaleza del ensayo, la condición analizada (pico y 12% de deformación) y bajo una presión de confinamiento aproximada de 100, 200 y 400 kPa.

Así, para los suelos residuales se obtienen parámetros geotécnicos en términos de esfuerzos totales que varían de 39 a 61 kPa para la cohesión y de 10° a 16° para el ángulo de fricción. Los parámetros geotécnicos en términos de esfuerzos efectivos varían de 13 a 46 kPa para la cohesión, de 28° a 34° para el ángulo de fricción, con un densidad total variando de 15.68 a 17.53 kN/m<sup>3</sup>. La Tabla 6.4 presenta un resumen de los ensayos efectuados.

Como se puede observar de los resultados expuestos, la variabilidad de los parámetros geotécnicos, ya sea en términos totales o efectivos, no es significativa encontrándose una clara tendencia y correspondencia con los valores que reporta la literatura técnica, como con respecto de los ensayos SPT realizados en las perforaciones geotécnicas. Así, los parámetros geotécnicos a ser definidos deberán considerar este aspecto, los cuales se describen en los Capítulos 7 y 8 de este informe.

## 6.5 ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN

### 6.5.1 Suelo Residual

Se efectuaron 04 ensayos de consolidación en muestras inalteradas representativas de los materiales finos subsuperficiales con la finalidad de determinar su coeficiente de compresibilidad, su carga de preconsolidación a la cual estuvo sometida en el pasado y su relación de sobreconsolidación (*OCR*). De acuerdo a los resultados que se muestran en la Tabla 6.5, el índice de compresión (*C<sub>c</sub>*) varía de 0.23 a 0.43 y el índice de expansión (*C<sub>s</sub>*) varía de 0.040 a 0.070. Asimismo, el *OCR* presenta valores entre 4.81 a 11.16, lo que pone de manifiesto su condición de material preconsolidado, lo que tiene mucha relación con los ensayos SPT efectuados a la misma profundidad.

Tal y como se observa el perfil del suelos de acuerdo a los ensayos SPT figura 5.1 del Anexo V, por lo general estos suelos residuales se componen de zonas de diferente meteorización, que van desde el suelo propiamente dicho hasta la roca sana.

Como los suelos residuales se descomponen de la roca parental, el perfil de suelo representa una historia del proceso de meteorización. Los sistemas de clasificación de perfiles representan diferentes estados de meteorización.

Se ha tratado de definir zonas homogéneas, pero en la práctica no existe zonificación real dentro de un perfil, sino un cambio gradual de las características de los materiales con la profundidad.

El perfil en general se describe y se distingue tres zonas: suelo residual, roca alterada (saprolito) y roca sana. Los saprolitos retienen las estructuras de la roca parental, pero solamente un poco de la resistencia de este.

Tabla 6.1: Resumen de Ensayos de Laboratorio – Calicatas, 1ra Campaña de Investigación de Campo.

Calicata	Prof. (m)	Clasif. SUCS	Distribución Granulométrica			Límites de Atterberg		w (%)	Gs	Abrasión (%)	Ensayo Proctor		Material	Descripción
			Gravas (%)	Arenas (%)	Finos (%)	LL	IP				MDS (kN/m <sup>3</sup> )	OCH (%)		
TP-01	0.40 - 4.50	MH	14.0	18.0	68.0	57	19	24.1			15.52	25.8	Desmontes	Limos elásticos, rígido
	4.50 - 10.00	GM	59.0	13.0	28.0	61	22	25.1	2.85		17.60	14.5		Gravas limosas, plasticidad alta
TP-02	0.00 - 4.50	MH	2.0	3.0	95.0	63	25	32.3	2.80		14.45	16.5	Finos	Limos elásticos, rígido
	4.50 - 6.00	MH	3.0	5.0	92.0	61	16	43.8			13.78	34.5		Limos elásticos, rígido
TP-03	0.00 - 1.50	MH	0.0	2.0	98.0	68	26	36.1						Limos elásticos, rígido
	1.50 - 6.00	MH	20.0	18.0	62.0	62	20	23.1	2.79		15.92	24.4		Limos elásticos, rígido
TP-04	0.00 - 3.50	ML	0.0	6.0	94.0	48	15	34.4						Limos, plasticidad media, rígido
	3.50 - 5.50	ML	0.0	6.0	94.0	48	10	34.1			16.10	24		Limos de baja plasticidad, rígido
TP-05	0.30 - 5.50	ML	41.0	9.0	50.0	46	14	34.0						Limos de baja plasticidad, rígido
TP-06	1.00 - 2.90	CL	10.0	38.0	52.0	36	13	16.8			18.05	15		Arcillas, plasticidad media, firme
	2.90 - 3.40	SM	0.0	59.0	41.0	36	13	19.8						Arenas limosas, plasticidad media
TP-07	0.00 - 4.50	MH	0.0	4.0	96.0	61	19	45.5			14.10	37		Limos elásticos, firme
	4.50 - 6.00	MH	0.0	16.0	84.0	51	4	52.6						Limos elásticos, firme
TP-08	0.00 - 1.10	MH	0.0	2.0	98.0	67	28	46.9						Limos elásticos, firme
	1.10 - 4.00	ML	0.0	3.0	97.0	48	9	44.8			13.83	22.8		Limos de baja plasticidad, rígido
TP-09	1.00 - 5.20	MH	0.0	5.0	95.0	59	18	38.8			14.05	34.5		Limos elásticos, firme
	5.20 - 6.00	MH	0.0	9.0	91.0	55	9	48.3						Limos elásticos, firme
TP-10	0.00 - 3.50	MH	0.0	1.0	99.0	60	24	37.8	2.82					Limos elásticos, firme
	3.50 - 5.50	MH	2.0	7.0	91.0	54	8	46.1						Limos elásticos, firme
TP-11	0.00 - 1.00	MH	16.0	11.0	73.0	50	13	40.7						Limos elásticos, firme
	1.00 - 5.50	ML	0.0	6.0	94.0	47	9	55.0	2.78					Limos de baja plasticidad, rígido
Tajo Grimea Este	0.00 - 5.50	GC	53.0	34.0	13.0	35	15	6.8	2.82	29.60	20.71	9.4	Desmontes Gruesos	Grava arcillosa, plástico
Corte en Tajo Grimea Este	0.00 - 4.00	GC	63.0	24.0	13.0	32	11	8.8	2.81		19.85	11.7		Grava arcillosa, plástico
Botadero 5, la Libertad	Superficial									19.08				Grava de drenaje

**Notas:**  
 SUCS: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos  
 LL: Límite Líquido  
 LP: Límite Plástico  
 w: Contenido de Humedad  
 Gs: Gravedad Específica  
 MDS: Máxima Densidad Seca  
 OCH: Óptimo Contenido de Humedad

**Tabla 6.2: Resumen de Ensayos de Laboratorio – Calicatas, 2da Campaña de Investigación de Campo**

Calicata	Prof. (m)	Clasif. SUCS	Distribución Granulométrica			Límites de Atterberg		w (%)	$\gamma_{total}$ (kN/m <sup>3</sup> )	Material	Descripción
			Gravas (%)	Arenas (%)	Finos (%)	LL	IP				
TP-BA2-02	1.00 - 1.50	MH	0.0	5.0	95.0	50	7	38.7	23.23	Suelo Residual	Limos elásticos
	3.00 - 4.50	MH	0.0	2.0	98.0	59	21	37.6			Limos elásticos
	4.50 - 6.00	MH	0.0	5.0	95.0	52	11	42.7			Limos elásticos
TP-BA2-03	0.30 - 3.50	ML	0.0	7.0	93.0	44	8	41.8	13.85		Limos de baja plasticidad
	4.50 - 8.00	MH	3.0	8.0	89.0	56	17	43.7	14.89		Limos elásticos
TP-BA2-04	4.00 - 5.00	MH	0.2	9.5	90.3	62	29	41.4	15.83		Limos elásticos
TP-BA2-05	0.30 - 3.80	MH	0.0	11.0	89.0	53	11	38.5	13.91		Limos elásticos
	3.80 - 6.50	MH	0.0	8.0	92.0	50	4	36.9	13.46		Limos elásticos
TP-BA2-06	0.30 - 5.00	CH	0.0	40.0	60.0	91	55	24.5	15.78		Arcillas de alta plasticidad
	5.00 - 6.50	ML	0.0	5.0	95.0	39	6	29.6	14.44		Limos de baja plasticidad
TP-BA2-07	0.30 - 2.60	MH	0.0	2.5	97.5	68	31	42.2	17.39		Limos elásticos
	2.60 - 4.50	MH	0.0	13.0	87.0	53	16	18.6	12.43		Limos elásticos
TP-BA2-08	0.30 - 7.00	MH	0.0	3.0	97.0	55	15	30.1	13.11		Limos elásticos
TP-BA2-09	0.30 - 4.50	MH	0.0	10.0	90.0	58	22	32.1	16.08		Limos elásticos
TP-BA2-10	0.30 - 4.00	MH	0.0	2.5	97.5	68	31	35.6	18.30	Limos elásticos	
	4.00 - 6.50	MH	0.0	2.0	98.0	61	19	41.3	13.14	Limos elásticos	
TP-BA2-11	0.30 - 3.20	MH	0.0	3.7	96.3	72	35	38.3	17.29	Limos elásticos	
	3.20 - 6.00	SM	0.0	76.0	24.0	N.P	N.P	25.4	12.84	Arenas limosas	
TP-BA2-12	0.50 - 4.80	ML	0.0	7.0	93.0	N.P	N.P	31.3	15.71	Limos de baja plasticidad	
	4.80 - 6.0	ML	0.0	25.0	75.0	44	9	35.0	12.86	Limos de baja plasticidad	
TP-BA2-13	0.80 - 6.00	MH	0.0	12.0	88.0	53	18	28.0	15.40	Limos elásticos	
TP-BA2-14	0.30 - 6.50	ML	0.0	32.0	68.0	49	9	31.0	14.64	Limos de baja plasticidad	

**Notas:**  
 SUCS: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos      LL : Límite Líquido      LP: Límite plástico      w : Contenido de Humedad  
 $\gamma_{total}$  : Densidad Total

**Tabla 6.3: Resumen de Ensayos de Laboratorio – Perforaciones, 2da Campaña de Investigación de Campo.**

Sondaje	Prof. (m)	Clasif. SUCS	Distribución Granulométrica			Límites de Atterberg		w (%)	$\gamma_{total}$ (kN/m <sup>3</sup> )	Material	Descripción
			Gravas (%)	Arenas (%)	Finos (%)	LL	IP				
BH-01	0.00 - 3.50	MH	11.0	21.0	68.0	51	15	10.9	17.30	Suelo Residual	Limos elásticos con arenas
BH-02	0.00 - 2.70	MH	2.0	6.0	92.0	51	20				Limos elásticos
	2.70 - 5.40	MH	12.0	8.0	80.0	53	18				Limos elásticos
BH-03	0.90 - 3.20	MH	0.0	12.0	88.0	51	14				Limos elásticos
	6.50 - 10.35	ML	0.0	14.0	86.0	49	11				Limos de baja plasticidad
BH-04	1.80 - 4.20	ML	0.0	38.0	62.0	43	11				Limos de baja plasticidad
	4.20 - 7.40	ML	0.0	13.0	87.0	40	4				Limos de baja plasticidad
BH-05	2.60 - 4.50	ML	20.0	24.0	56.0	42	7				Limos de baja plasticidad
	12.73 - 13.80	ML	0.0	17.0	83.0	38	3				Limos de baja plasticidad
BH-06	4.20 - 16.55	ML	0.0	5.0	95.0	49	8				Limos de baja plasticidad
	16.55 - 18.60	ML	2.0	9.0	89.0	40	9				Limos de baja plasticidad
BH-07	0.90 - 2.70	MH	0.0	2.0	98.0	51	14	21.6	14.31		Limos elásticos
<b>Notas:</b>											
SUCS: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos			LL: Límite Líquido			LP: Límite Plástico					
w: Contenido de Humedad			$\gamma_{total}$ : Densidad Total								

Tabla 6.4: Resumen de Ensayos de Laboratorio Especiales – Calicatas (1 de 2).

Calicata	Profund. (m)	Clasif. SUCS	S (%)	$\gamma_{total}$ (kN/m <sup>3</sup> )	Tipo de Ensayo	Tipo de Muestra	Esfuerzos de Confinamiento (kPa)	Ensayo Triaxial				Material	Descripción	
								Condición	Esf. Totales		Esf. Efectivos			
									c (kPa)	$\phi$ (°)	c (kPa)			$\phi$ (°)
<b>1ra Campaña de Investigación de Campo</b>														
TP-01	4.50 - 10.00	GM	71.9	18.65	Triaxial CU	Remoldeado*	98, 198, 385	10% deformación	7	17	7	34	Desmontes Finos	Gravas limosas
TP-02	0.00 - 4.50	MH	68.8	16.25	Triaxial UU	Remoldeado*	108, 209, 410	14% deformación	15	0				Limos elásticos
TP-03	1.50 - 6.00	MH	96.1	18.42	Triaxial UU	Remoldeado*	107, 207, 413	12% deformación	93	0				Limos elásticos
TP-10	0.00 - 3.50	MH	85.9	17.53	Triaxial CU	Inalterado	96.4, 197.4, 392	12% deformación	40	16	13	30	Suelo Residual	Limos elásticos
TP-11	1.00 - 5.50	ML	93.1	16.11	Triaxial CU	Inalterado	98, 198, 399	Pico 12% deformación	61 48	13 13	46 33	28 30		Limos elásticos
Tajo Grimea Este	0.00 - 5.00	GC	50.30	20.01	Triaxial CU	Remoldeado*	94, 197, 399	12% deformación	27	14	5	38	Desmontes	Gravas arcillosas
Corte en Tajo Grimea Este	0.00 - 4.00	GC	42.70	18.96	Triaxial CU	Remoldeado*	95, 301, 403	12% deformación	0	17	0	37	Gruesos	Gravas arcillosas
<b>2da Campaña de Investigación de Campo</b>														
TP-BA2-04	4.00 - 5.00	MH	91.4	15.68	Triaxial CU	Inalterado	103, 203, 402	Pico	41	10	17	34	Suelo	Limos elásticos
TP-BA2-11	0.00 - 4.50	MH	86.4	16.98	Triaxial CU	Inalterado	99, 202, 400	Pico	39	12	15	31	Residual	Limos elásticos
<b>Notas:</b>														
SUCS: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos			S : Grado de Saturación		c : Cohesión			$\phi$ : Ángulo de fricción		*: Muestra remoldeada al 90% de la MDS				

Tabla 6.5: Resumen de Ensayos de Laboratorio Especiales – Calicatas (2 de 2)

Calicata	Profund. (m)	Clasif. SUCS	Gs	e <sub>o</sub>	S (%)	Resultados			OCR	Material	Descripción
						P <sub>c</sub> (kPa)	C <sub>c</sub>	C <sub>s</sub>			
<b>1ra Campaña de Investigación de Campo</b>											
TP-10	0.00 - 3.50	MH	2.80	0.979	90.00	540.90	0.310	0.070	10.90	Suelo Residual	Limos elásticos
TP-11	1.00 - 5.50	ML	2.79	1.384	89.80	317.87	0.430	0.040	4.81		Limos de baja plasticidad
<b>2da Campaña de Investigación de Campo</b>											
TP-BA2-07	0.30 - 2.60	MH	2.84	1.280	92.40	368.28	0.360	0.050	11.16	Suelo Residual	Limos elásticos
TP-BA2-10	0.30 - 4.00	MH	2.84	1.080	96.50	467.04	0.230	0.040	8.08		Limos elásticos

**Notas:**

- SUCS: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos
- OCR : Relación de Sobreconsolidación
- e<sub>o</sub> : Relación de Vacíos al Inicio de la Compresión
- S: Grado de Saturación
- P<sub>c</sub> : Presión de Pre-consolidación
- C<sub>c</sub> : Índice de Compresión
- C<sub>s</sub> : Índice de Expansión

## 6.6 ENSAYOS DE COMPRESIÓN UNIAXIAL

Se efectuaron ensayos de compresión simple en muestras de testigos de perforación del basamento rocoso con la finalidad de obtener su resistencia a la compresión uniaxial, cuyos resultados a continuación se describen.

### 6.6.1 Basamento Rocosó

Los resultados de los ensayos indican que el basamento rocoso presenta en general una dureza entre R2 a R4 (roca blanda a moderadamente dura), siendo que la resistencia a la compresión uniaxial de estas rocas ( $\sigma_c$ ) varía entre 38.17 a 145.02 MPa. Los resultados de los ensayos de compresión uniaxial se presentan en la Tabla 6.6 en términos de su resistencia uniaxial y de la dureza de la roca. En función a esta resistencia se obtendrá la envolvente de esfuerzos que caracterizan el macizo rocoso, los cuales se presentan a detalle en el Capítulo 7 de este informe.

Tabla 6. 6: Resumen de Ensayos de Compresión Uniaxial.

Estructura	Código de Sondaje	Profundidad (m)	w (%)	$\gamma_{total}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\sigma_c$ (MPa)	Observaciones	Descripción
Botadero Banadí	BH-01	8.55 – 8.90	1.6	19.38	79.78	axial	Andesitas
		13.13 – 13.59	2.2	18.35	105.79	axial	Andesitas
		19.23 – 19.48	0.9	27.47	91.39	axial	Andesitas
	BH-02	18.32 -18.66	1.5	20.98	145.02	axial	Andesitas
		16.46 -16.70	3.2	23.33	83.99	axial	Andesitas
	BH-03	21.46 - 21.69	3.0	16.92	85.96	axial	Andesitas
		24.17 - 24.40	4.8	25.17	42.81	axial	Andesitas
	BH-04	11.88 -12.13	5.1	22.13	49.48	axial	Andesitas
		12.86 -13.16	5.3	22.53	56.71	axial	Andesitas
	BH-05	27.16 - 27.48	4.6	18.25	38.17	axial	Andesitas
29.56 - 29.84		1.6	18.95	79.66	axial	Andesitas	

**Notas:**

w: Contenido de Humedad

$\gamma_{total}$ : Densidad Total

$\sigma_c$ : Resistencia a la Compresión Uniaxial

## CAPÍTULO VII CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

En este capítulo se describe la caracterización geotécnica del área de estudio en base a los registros de calicatas y sondajes, registros de campo, ensayos in situ y ensayos de laboratorio efectuados. Esta caracterización se realiza con la finalidad de implementar el modelo geotécnico del botadero de desmonte.

A continuación se hace una descripción de los materiales presentes en la zona de estudio, dividiéndose estos en unidades geotécnicas de acuerdo a su naturaleza y propiedades, los cuales fueron definidos durante la investigación de campo.

### 7.1 UNIDADES GEOTÉCNICAS

Las unidades geotécnicas identificadas en el área del botadero corresponden a cuatro unidades bien definidas: Desmontes Finos (Unidad Geotécnica I), Desmontes Gruesos (Unidad Geotécnica II), Material de Relleno (Unidad Geotécnica III), Suelo Residual (Unidad Geotécnica IV), Saprolita (Unidad Geotécnica V) y Basamento Rocoso (Unidad Geotécnica VI). Estas unidades son descritas a continuación en sentido de arriba hacia abajo (Ver Plano GG-104 al GG-105 del Anexo VII).

#### 7.1.1 Unidad Geotécnica I: Desmontes Finos

Material proveniente del corte de los suelos de cobertura que cubren actualmente el área del futuro Tajo Jabalí. Los desmontes finos son suelos residuales disturbados, compuestos de limos elásticos a limos de baja plasticidad con presencia de gravas y arenas, de clasificación MH/ML, de consistencia rígida y con un alto contenido de humedad debido a las lluvias típicas de la zona montañosa tropical nicaragüense. Se prevé que durante la fase de stripping del tajo, se comenzará a extraer estos materiales y serán depositados en el botadero en capas horizontales de 0.30 m de espesor formando taludes de banco de 3.5H:1V. Dichas capas serán "planchadas" con algunas pasadas de rodillo de 10 ton para conseguir un nivel de compactación en su estructura hasta alcanzar al menos la condición de no cedente. Por último,

con la finalidad de proveer mayor resistencia a los materiales finos dispuestos, se recomienda colocar algunas capas de material grueso intercalados con las capas de finos.

De acuerdo con lo anteriormente expuesto, los parámetros de resistencia al corte de los desmontes finos, fueron estimados a partir de los ensayos de laboratorio y de la información existente del sector. Así, se estima para estos materiales unos parámetros geotécnicos en términos de esfuerzos efectivos de 5 kPa para la cohesión, 20° para el ángulo de fricción y una densidad total promedio de 15 kN/m<sup>3</sup>.

### **7.1.2 Unidad Geotécnica II: Desmontes Gruesos**

Son los materiales estériles provenientes del corte del basamento rocoso volcánico como parte de la operación en el Tajo Jabalí. En general, los desmontes gruesos son suelos de matriz gruesa que clasifican como GC (gravas arcillosas), de plasticidad media, con presencia de arenas y gravas de cantos angulosos, de tamaño variado.

Se recomienda que los desmontes sean dispuestos en el botadero en capas de 0.5 m y “planchados” tanto por el tránsito continuo de los volquetes como por un rodillo liso de 10 ton hasta adquirir un nivel de compactación no cedente.

De acuerdo con lo expresado, los parámetros de resistencia al corte de los desmontes gruesos, fueron estimados a partir de los ensayos triaxiales en especímenes remoldeados obteniéndose parámetros geotécnicos en términos de esfuerzos efectivos de 0 kPa para la cohesión, 36° para el ángulo de fricción y una densidad total promedio de 20 kN/m<sup>3</sup>.

### **7.1.3 Unidad Geotécnica III: Material de Relleno**

Los suelos a ser utilizados como material relleno en los diques de contención proyectados, serán los mismos desmontes gruesos, los cuales deberán ser dispuestos en capas de 0.30 m y compactadas al 95% de la máxima densidad seca del ensayo Proctor estándar de acuerdo con las especificaciones técnicas del proyecto.

De acuerdo con lo expresado, se estima para estos materiales unos parámetros en términos de esfuerzos efectivos de 0 kPa de cohesión, 37° para el ángulo de fricción y una densidad promedio de 22.0 kN/m<sup>3</sup>.

#### 7.1.4 Unidad Geotécnica IV: Suelo Residual

Esta unidad está compuesta íntegramente por suelos de origen residual provenientes del proceso de meteorización y desintegración de la roca in situ (andesita) y que no han sido transportados de su lugar de origen. Estos materiales están compuestos por limos elásticos a limos de baja plasticidad, de clasificación MH/ML, de plasticidad baja a alta, rígida, en condición muy húmeda a casi saturada y con algo de gravas y arenas. Esta unidad se encuentra subyacente en su totalidad al botadero con una potencia que varía desde los 7.10 a los 26.8 m.

Dada su baja permeabilidad y a su alto grado de saturación (ver Capítulo 5 y Capítulo 6), se ha optado por modelar los parámetros geotécnicos de este depósito en términos de esfuerzos totales. Así, basados en los resultados de los ensayos de laboratorio y en el registro continuo de los SPT, podemos estimar los parámetros geotécnicos en 40 kPa para la cohesión, 15° para el ángulo de fricción y una densidad total promedio de 16.5 kN/m<sup>3</sup>.

#### 7.1.5 Unidad Geotécnica V: Saprolita

Esta unidad está compuesta por la transición entre el suelo residual y el basamento rocoso subyacente siguiendo el perfil típico de meteorización en suelos tropicales. Llamado también *suelo residual joven*, estos materiales están compuestos de un conjunto de gravas y bolones inmersos en una matriz fina. Estos materiales están compuestos por suelos gravo arcillosos a gravo limosos con arenas y arcillas, de clasificación GC, de plasticidad baja a media, de compactación densa a muy densa, en condición muy húmeda a saturada y con gravas de cantos subangulosos.

De acuerdo con los ensayos SPT realizados, en estos materiales se obtiene un alto valor del  $N_{SPT}$  y en muchos casos se produjo el rechazo durante el ensayo. Así, de acuerdo con esto, se estima unos parámetros geotécnicos en términos de esfuerzos totales de 40 kPa para la cohesión y de 25° para el ángulo de fricción y una densidad total de 18 kN/m<sup>3</sup>.

### 7.1.6 Unidad Geotécnica VI: Basamento Rocoso

Esta unidad está conformada por una secuencia de rocas volcánicas (andesitas y basaltos, principalmente), moderadamente alterada, resistencia media, dureza promedio de R3 a R4, color gris; estimándose una potencia mayor a los 100 m de esta unidad.

A partir de los registros geomecánicos de los sondajes diamantinos efectuados y de los ensayos de carga puntual, se ha realizado la caracterización del macizo rocoso de la cimentación siguiendo el sistema de clasificación geomecánica RMR (Rock Mass Rating) desarrollado por Bieniawski (1989). Los resultados de estos ensayos fueron correlacionados con el UCS obteniéndose en general rocas de resistencia media, siendo que estos valores se encuentran íntimamente relacionados con el grado de alteración de la roca.

El sistema RMR considera la valoración del macizo rocoso en base a 5 parámetros relacionados con la condición de la roca intacta y la calidad del macizo rocoso, asignando un puntaje a cada uno de dichos parámetros. Estos puntajes son sumados para obtener una valoración de la calidad del macizo rocoso (RMR básico). Los parámetros utilizados son:

- Resistencia de la roca intacta, obtenida a partir del índice de resistencia a la carga puntual o de la resistencia a la compresión uniaxial;
- Calidad del testigo de perforación, RQD;
- Espaciamiento de las discontinuidades;
- Condición de las discontinuidades (persistencia, abertura, rugosidad, relleno y meteorización); y
- Condición del agua subterránea.

Finalmente se utiliza un sexto parámetro que indica la influencia de la orientación de las discontinuidades en el macizo rocoso para ajustar el puntaje del RMR básico. Este parámetro es un número negativo que refleja en qué medida el rumbo y buzamiento de la familia de discontinuidades más crítica, presente en el macizo rocoso, resulta favorable o desfavorable para la aplicación considerada, tales como túneles, taludes o cimentaciones.

Para el macizo rocoso que servirá de cimentación para las zonas de estudio, se ha estimado de manera conservadora un factor de ajuste de -7, el cual indica una condición desfavorable debido a alguna presencia de buzamientos subverticales que puedan existir en el basamento.

El valor ajustado del RMR es utilizado finalmente para describir la calidad del macizo rocoso en 5 clases, las cuales se describen en la Tabla 7.1.

**Tabla 7.1: Clases de Macizo Rcoso a partir de las Valoraciones Totales.**

Puntaje	Clase	Calidad
81 – 100	I	Muy Buena
61 – 80	II	Buena
41 – 60	III	Regular
21 – 40	IV	Mala
<21	V	Muy Mala

En el Anexo II, se presenta el cálculo de los valores del RMR básico correspondiente a la descripción inicial de la calidad del macizo rocoso de acuerdo con la Tabla 7.1. En estas hojas de cálculo los valores del RQD han sido tomados directamente del registro geomecánico del sondaje. El espaciamiento de las discontinuidades se ha calculado como el valor inverso a la frecuencia de fracturas naturales presentes en el testigo recuperado por unidad de longitud. La condición de las discontinuidades se ha estimado en forma global, considerando básicamente la rugosidad en las paredes de las fracturas, su grado de meteorización o alteración y la abertura de las discontinuidades. La resistencia de la roca ha sido estimada durante el registro geotécnico mediante directa indentación con la uña del pulgar o con el martillo de geólogo.

Finalmente, para el parámetro correspondiente a la condición del agua subterránea se ha asumido que el macizo rocoso se encuentra en una condición seca, húmeda y saturada de acuerdo con la ubicación determinada del nivel freático a través de los piezómetros instalados.

La Tabla 7.2 resume los valores promedio del RMR total, es decir ajustado en función de la influencia de la orientación de las discontinuidades, para cada uno de los sondajes efectuados en la estructura objetivo del diseño.

**Tabla 7.2: Valores RMR Promedio en los Sondajes.**

<b>Estructura</b>	<b>Código de Sondaje</b>	<b>RMR Promedio</b>	<b>Calidad</b>
Botadero de Desmonte	BH-01	62	Buena
	BH-02	54	Regular
	BH-03	64	Buena
	BH-04	40	Mala
	BH-05	63	Buena
	BH-06	37	Mala

En general se puede apreciar que la calidad del macizo rocoso, clasifica como roca de calidad mala a buena de acuerdo con el valor RMR total obtenido para cada perforación. Así, dado los resultados obtenidos y presentados en la Tabla 7.2, se puede concluir que la cimentación profunda presenta condiciones favorables y de continuidad de cimentación para el desplante de estructuras de tierra. Los parámetros geotécnicos del basamento rocoso fueron obtenidos utilizando el software RocLab v.1.0, cuyos resultados se muestran en el Anexo V.2.

Los valores del RMR total son similares a los obtenidos por la empresa KnightPiésold en su informe de diseño del tajo Jabalí (*Open PitSlopeDesign*) de abril del 2012. En consecuencia, es factible utilizar los parámetros geotécnicos utilizados en el referido estudio para el basamento rocoso.

## **7.2 NIVEL DE CIMENTACIÓN**

### **7.2.1 Diques de Contención**

Durante la investigación geotécnica se determinaron los niveles de desplante de cimentación en los diques de contención. El criterio de inspección de estos niveles se basa principalmente en encontrar un basamento rígido o no cedente que permita soportar las sollicitaciones de carga a disponer y evite los asentamientos diferenciales pronunciados, asegurándose que los depósitos subyacentes a este nivel sean de las mismas características en profundidad

hasta el encuentro del basamento rocoso competente. De acuerdo con esta aseveración, el nivel de fundación para los diques de contención será el basamento rocoso volcánico subyacente. Así, estos niveles varían de acuerdo con la ubicación de los diques en la ladera siendo necesario excavaciones masivas hasta el alcance del basamento rocoso según se muestran aproximadamente en el Plano OC-107

Adicionalmente, se recomienda comenzar la construcción de estos diques al inicio de la temporada seca para evitar contratiempos con el ingreso de agua a la excavación y al debilitamiento de las paredes de dicha excavación. Asimismo, en el caso de los diques de contención, se recomienda que la construcción de sus respectivos diques sea realizada por etapas siguiendo un procedimiento similar al de las calzaduras de cimentación de los edificios de concreto armado. Es decir, empezando a excavar la cimentación profunda del dique en una celda para luego proseguir con otra una vez concluida dicha celda, evitando de esta manera inestabilidad local en la ladera afectada por la excavación profunda. Las dimensiones de las celdas serán determinadas durante el proceso constructivo condicionadas por el espacio necesario para la operación eficiente de la maquinaria de excavación en el frente de trabajo.

### **7.2.2 Botadero de Desmonte**

El nivel de cimentación para el botadero de desmonte propiamente dicho será el retiro total de todo material orgánico como malezas, arboles, raíces, etc; de manera que no queden ningún residuo de estos materiales y se deje una superficie limpia de suelos finos, los cuales deberán ser compactados con un rodillo pata de cabra inmediatamente antes de la disposición de una capa inicial de 0.50 m de desmontes gruesos antes de la disposición de desmontes (finos o gruesos). Así, esta capa inicial tendrá la función de conseguir un engrape entre el suelo natural y los desmontes sobreyacentes.

### **7.2.3 Canales y Pozas de Monitoreo**

Para estas estructuras, al igual que en el botadero de desmonte, se estima que su nivel de cimentación sea el inmediatamente inferior a la cobertura orgánica existente. Asimismo, se especifica que la superficie de excavación obtenida tanto de los Canales como de las Pozas de Monitoreo deberán ser compactadas

utilizando compactadores de pisón o compactadores manuales y luego ser revestidas de acuerdo con lo especificado en los planos del proyecto.

### 7.3 NIVEL DE AGUA

Con la finalidad de monitorear los niveles de agua subterránea presente en la fundación del botadero, se instalaron piezómetros temporales del tipo Casagrande durante la investigación geotécnica de campo. Así se detectó que el nivel de agua se encuentra entre 8.87 a 17.91 m de profundidad, encontrándose muchos de estos niveles relacionados al basamento rocoso. Sin embargo, algunos piezómetros registran niveles que corresponden a los depósitos de suelos residuales, los cuales son confirmados por el alto grado de saturación que poseen.

Por último, los datos de monitoreo obtenidos durante la investigación de campo se presenta en resumen en la Tabla 7.3, siendo que el detalle de instalación de cada uno de los piezómetros temporales se presenta en conjunto con el registro de perforaciones del Anexo II de este informe.

**Tabla 7.3: Profundidad del Nivel de Agua en los Sondajes.**

Estructura	Código de Sondaje	Prof. Nivel Freático (m)	Nivel de basamento rocoso (m)	Prof. Total de Sondaje (m)	Descripción
Botadero de Desmonte Banadí	BH-01	14.08	7.15	40.0	Piezómetro instalado
	BH-02	11.54	7.15	30.0	Piezómetro instalado
	BH-03	17.91	20.86	24.51	Piezómetro instalado
	BH-04	8.87	9.42	14.50	Piezómetro instalado
	BH-05	17.43	26.80	30.54	Piezómetro instalado
	BH-06	13.81	18.60	23.97	Piezómetro instalado
	BH-07	16.70	18.87	20.92	Piezómetro instalado

## CAPÍTULO VIII

### DISEÑO DEL BOTADERO DE DESMONTE

#### 8.1 INTRODUCCIÓN

En esta parte se verá la geometría final del botadero de desmonte.

La modelación matemática de los taludes es parte de la práctica de ingeniería geotécnica, con el objeto de analizar las condiciones de estabilidad de los taludes, la seguridad y funcionalidad del diseño de los taludes artificiales. (Figura 8.1)

Existe una gran cantidad de metodologías para la modelación matemática, la cual depende del objetivo de análisis y los resultados que se deseen obtener.

Es práctica común en ingeniería definir la estabilidad de un talud en términos de un factor de seguridad (FS), obtenido de un análisis matemático de estabilidad. Estos factores incluyen geometría del talud, parámetros geológicos, presencia de grietas de tensión entre otros.

Se pueden estudiar superficies planas, circulares, logarítmicas, parabólicas y combinadas entre ellas. La mayoría de los trabajos que parecen en la literatura sobre el tema asumen que el suelo es un material isotrópico y han desarrollado métodos de análisis de superficies circulares o aproximadamente circulares principalmente. Sin embargo, el mecanismo de falla en materiales residuales, donde aparece el suelo, la roca meteorizada y la roca sana, así como formaciones aluviales y coluviales no isotrópicas requieren de nuevos enfoques y del estudio de superficie de falla no simétricas. Por ello el análisis de estabilidad de un talud no es una tarea fácil, debido a evaluar diversos factores como: la estratigrafía del suelo y sus parámetros de resistencia, más todavía si existe infiltración por el talud y el uso de una superficie potencial de falla escogida, suman la complejidad del problema. En los últimos años han desarrollado algunos modelos de superficie de falla con forma no geométrica, pero requiere todavía de un gran esfuerzo de investigación en ese tema.

Definiremos como factor de seguridad al grado de amenaza de que una estructura falle para las mayores solicitaciones para la cual es diseñada. El factor

de seguridad es empleada por los ingenieros para conocer cuál es el factor de amenaza para que el talud falle en las peores condiciones. Es así que en el año Fellenius (1922) presento el factor de seguridad como la relación entre la relación al corte real, calculada del material en talud y los esfuerzos de esfuerzos críticos que tratan de producir la falla

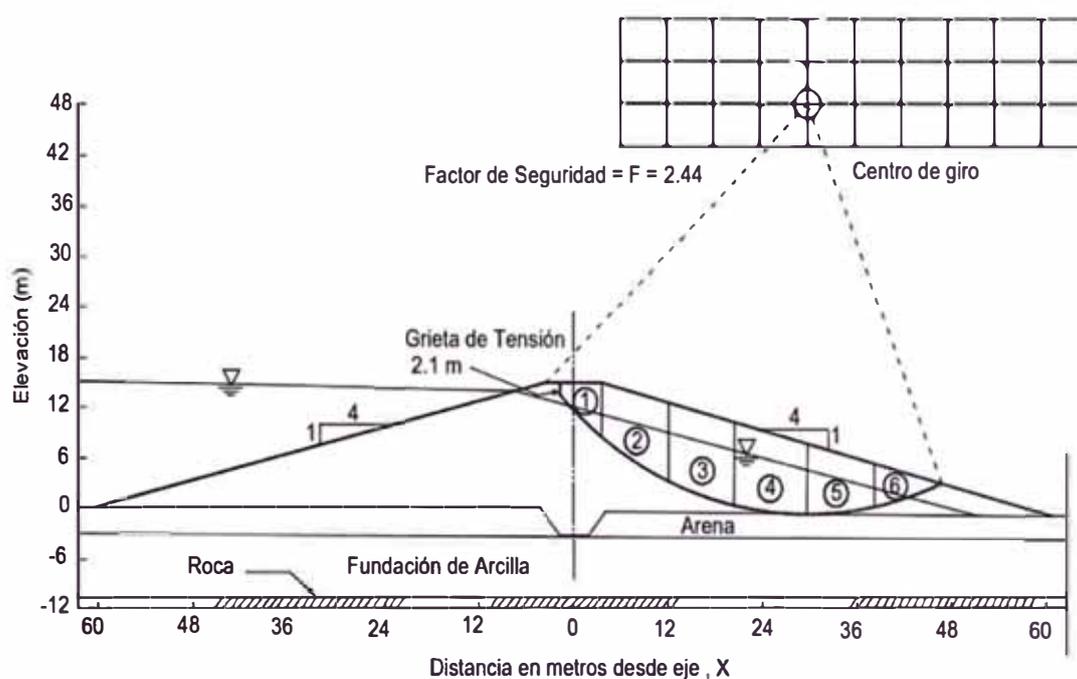


Figura 8. 1: Esquema General

Fuente: Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales. Suarez J. (1998)

## 8.2 METODOS DE EQUILIBRIO LÍMITE

Durante muchos años se ha realizado el análisis de los movimientos de los taludes o laderas, haciendo uso técnicas de equilibrio limite. Este sistema supone que en el caso de una falla, las fuerzas actuantes y resistentes son iguales a los largo de la superficie de falla y equivalente a un factor de seguridad de 1.00.

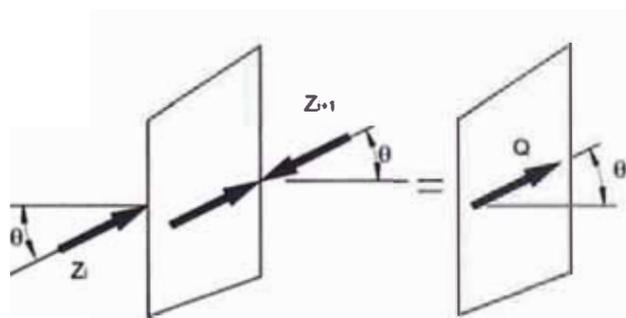
El análisis se puede realizar estudiando directamente la totalidad de la longitud de la superficie de falla o dividiendo la masa deslizada en tajadas o dovelas. Cada día se ha ido mejorando los sistemas de dovelas desarrollados por Petterson y Fellenius(1936). Algunos métodos son precisos y otros, solamente aproximados.

Los métodos de Bishop(1955) y Jambú(1954) han sido muy utilizados en los últimos 50 años y se han desarrollado métodos de análisis más precisos y complejos como Morgenstern y Prince(1965) y Spencer (1967), ayudados por programas de software que permiten realizar análisis muy rigurosos. Generalmente los métodos son iteración y cada uno de estos posee cierto grado de precisión.

En el diagrama de cuerpo libre de estas dovelas se ha establecido el equilibrio de fuerzas y de momentos, considerando el equilibrio de momentos en relación a un punto cualquiera causado por las fuerzas que actúan que hay un número excesivo de incógnitas (problema hiperestático).

### 8.2.1 Método de Spencer

El método de Spencer es un método que satisface totalmente el equilibrio tanto de momentos como de esfuerzos. el procedimiento de Spencer (1967) se basa en la suposición de que las fuerzas entre dovelas son paralelas las unas con las otras, o sea, que tienen el mismo ángulo de inclinación(Figura 8.2)

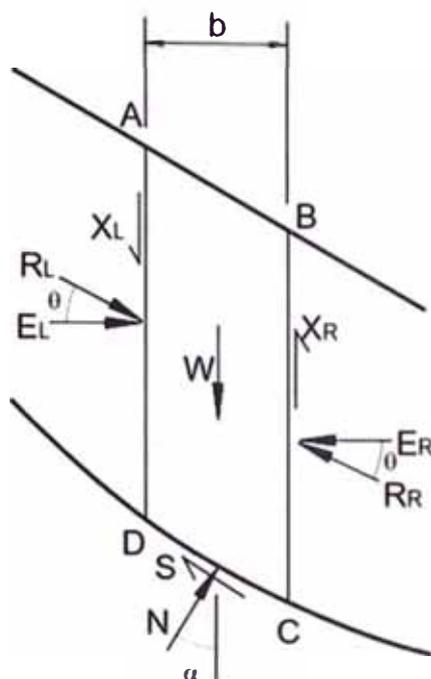


**Figura 8.2:** Esquema Método de Spencer

Fuente: Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales. Suarez J. (1998)

La inclinación específica de estas fuerzas entre las partículas, es desconocida y se calcula como una de las incógnitas en la solución de las ecuaciones de equilibrio. Spencer inicialmente propuso su método para superficies circulares pero este procedimiento se puede extender fácilmente a superficies no circulares.

Spencer plantea dos ecuaciones una de equilibrio de fuerzas y otra equilibrio de momentos, las cuales se resuelven para calcular los factores de seguridad y los ángulos de inclinación de las fuerzas entre dovelas  $\theta$  (Figura 8.3)



**Figura 8.3:** Esquema Método de Spencer

Fuente: Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales. Suarez J. (1998)

### 8.3 CAPACIDAD DE LAS ESTRUCTURAS

El botadero de desmonte Banadí en sus tres etapas ha sido diseñado para contener aproximadamente un total de 9'700,000 m<sup>3</sup> de material estéril en donde 6'444,000 m<sup>3</sup> corresponden a desmontes finos y 3'256,000 m<sup>3</sup> a desmontes gruesos. Sin embargo, es importante mencionar que considerando que los suelos finos tenga una potencia promedio de 15 m se ha estimado que el volumen de desmontes finos existentes en el Tajo Jabalí sea de aproximadamente 4'415,000 m<sup>3</sup>, a los cuales habría que afectar por un factor de esponjamiento de 30% resultando en un volumen total de 5'740,000 m<sup>3</sup>. En consecuencia, el botadero diseñado tiene la capacidad de albergar los volúmenes de desmontes finos requeridos por la operación.

Esta capacidad se obtendrá considerando que el material estéril será dispuesto de manera que el talud global de almacenamiento sea de 3.5H:1V dada la baja resistencia de la fundación y de los materiales a ser depositados, como a su disposición en una ladera de pendiente pronunciada. A continuación se describe los análisis geotécnicos efectuados y la configuración de ingeniería de la estructura.

#### **8.4 DISEÑO GEOTÉCNICO**

Como se describe en esta sección del informe, el análisis de estabilidad ha sido desarrollado como parte del diseño del botadero de desmonte Banadí. El análisis involucra la evaluación de la geometría del botadero a fin de determinar las secciones más críticas, establecer las propiedades mecánicas de los materiales involucrados usando información de los ensayos de laboratorio y completar el análisis de estabilidad mediante la determinación de los factores de seguridad mínimos.

#### **8.5 SECCIONES DE ANÁLISIS**

Para el análisis de estabilidad del botadero se ha escogido las principales secciones críticas de cada etapa del botadero, en función a la topografía y a las condiciones del terreno. La ubicación en planta de cada sección analizada se muestra en el plano geotécnico GG-103. Asimismo, el perfil geotécnico de cada sección generada se muestra en los planos GG-104 al GG-105, los cuales se presentan en el Anexo VII del presente informe.

Los análisis se efectuaron sobre la condición final de almacenamiento del depósito, que considera para el botadero de desmonte diques de contención con taludes aguas abajo de 2.5H:1V y aguas arriba de 1.5H:1V; para la disposición de los materiales estériles en las diversas etapas del botadero de desmonte.

El modelo geotécnico considera unas condiciones de fundación conformada por suelos residuales finos (MH/ML) y subyacente a estos materiales se encuentra un estrato competente conformado por materiales gruesos que componen la transición de suelo residual a basamento rocoso según el típico perfil de

meteorización en suelos tropicales. Subyacente a este estrato se encuentra el basamento rocoso volcánico compuesto por andesitas y basaltos.

Debido a la naturaleza de los materiales se consideró utilizar parámetros geotécnicos en términos de esfuerzos efectivos para las unidades geotécnicas I, II, III y VI, y para las unidades geotécnicas IV y V en términos de su resistencia al corte no drenado, de acuerdo con el tipo de material analizado, así como la ubicación de la superficie freática según los registros de los piezómetros instalados durante la investigación de campo.

### **8.5.1 Criterios del Diseño Geotécnico**

Para la constitución del modelo geotécnico se asume los siguientes criterios de diseño geotécnico:

- Mínimo factor de seguridad estático a corto plazo mayor o igual a 1.3
- Mínimo factor de seguridad estático a largo plazo mayor o igual a 1.4
- Mínimo factor de seguridad pseudo-estático a largo plazo mayor o igual a 1.0, y
- Desplazamientos inducidos por sismo que no comprometan la seguridad o del talud global de las estructuras.

### **8.5.2 Parámetros Geotécnicos de los Materiales**

Se ha examinado e interpretado cuidadosamente la información obtenida y la información del sector del presente informe y de ensayos de laboratorio realizados para el diseño, con el fin de establecer las propiedades de los diferentes tipos de materiales relevantes para el análisis de estabilidad de las diferentes etapas de la estructura. La información incluye pesos unitarios del suelo, contenidos de humedad en estado natural y parámetros de resistencia.

De los resultados de los registros de campo, ensayos de caracterización mecánica realizados en muestras representativas de cada uno de los materiales involucrados en el análisis, se determinaron los parámetros geotécnicos representativos de los materiales de la fundación y de los desmontes, los cuales fueron descritos a detalle en el Capítulo 7. A continuación la Tabla 8.1 presenta el resumen de los parámetros de resistencia utilizados en el análisis.

**Tabla 8.1: Parámetros Geotécnicos de los Materiales**

Material	$\gamma_{total}$ (kN/m <sup>3</sup> )	Cohesión (kPa)	Ángulo de Fricción (°)
Desmontes Finos *	15.0	5	20
Desmontes Gruesos *	20.0	0	36
Material de Relleno *	22.0	0	37
Suelo Residual †	16.5	40	15
Saprolita †	18.0	40	25
Basamento Rocoso *	24.0	200	20

**Notas:**

\*: Parámetros geotécnicos en condiciones drenadas

†: Parámetros geotécnicos en condiciones no drenadas

### 8.5.3 Método de Análisis

Basados en las propiedades de los materiales y disposición de los taludes descritas anteriormente, se ha llevado a cabo el análisis de estabilidad de las secciones, usando el software SLOPE/W®. Es un programa disponible en el mercado que determina los factores de seguridad empleando los métodos de equilibrio límite.

El programa tiene la capacidad de analizar superficies circulares de fallas, o en general, cualquier tipo de falla que se le especifique mediante diferentes métodos de análisis, incluyendo los métodos de Bishop, Janbu, Spencer y Morgenstern-Price. El método empleado para este estudio es el de Spencer.

El análisis de estabilidad se ha realizado en base a esfuerzos efectivos y en condiciones no drenadas, tanto para condiciones estáticas como sísmicas.

### 8.5.4 Resultados y Conclusiones

Se llevaron a cabo diferentes análisis para identificar las superficies de falla más críticas (factor de seguridad más bajo). En la Tabla 8.2 se presentan los resultados obtenidos en los análisis de estabilidad de taludes considerada para el diseño del botadero de desmonte. Adicionalmente, se han ilustrado estos resultados en las Figuras 8.1 a 8.10 del Anexo V.3. Los resultados incluyen

superficies potenciales de falla del tipo circular tanto para solicitaciones estáticas como sísmicas.

Los valores de factor de seguridad considerados como aceptables deben ser superiores a 1.4 para el caso de solicitaciones estáticas para la condición de operación, y superior a 1.5 para la condición de abandono cuyo alcance no es parte de este informe. Para condiciones sísmicas se considera que el factor de seguridad mínimo debe ser la unidad, en la condición de abandono, aplicando un coeficiente sísmico pseudo estático determinado para un periodo de retorno de 500 años acorde con los actuales requerimientos de estabilidad física requeridos en el Reglamento de Construcción de Nicaragua (2007).

El Anexo V.3 muestra los resultados de los análisis de estabilidad para las diferentes secciones analizadas del botadero de desmonte.

La Tabla 8.2 muestra los resultados del análisis considerando una falla global, en donde se obtiene valores del factor de seguridad mayores a 1.4 en condición estática y mayores a la unidad en condición pseudoestática. A esto se puede señalar que los parámetros empleados en los análisis de estabilidad son conservadores en comparación con las condiciones observadas en campo. Asimismo, la línea piezométrica asumida para el análisis considera que esta se encuentra a 1 m por encima de la superficie de diseño del botadero y que esta atraviesa el dique de contención siguiendo la parábola de Kozeny, brindando una mayor confianza con respecto de los resultados obtenidos.

Adicionalmente, hay que señalar que los valores que se obtienen de los cálculos de estabilidad sísmica empleando el método pseudo estático, simulan un efecto sísmico empleando una fuerza horizontal permanente que actúa en un solo sentido. Si bien es cierto que el efecto sísmico actúa oscilantemente sobre una estructura, y en una fracción de tiempo muy corta, la aplicación del método de análisis pseudo estático en la evaluación de la estabilidad de taludes, se encuentra en un rango conservador.

**Tabla 8.2: Resultados de los Análisis de Estabilidad**

Estructura	Etapa	Sección de Análisis	Factor de Seguridad Estático	Factor de Seguridad Pseudo Estático (ag=0.11)
Botadero de Desmorte	I	1A – 1A (Talud Aguas Arriba)	1.691	1.182
		1A – 1A (Talud Aguas Abajo)	1.538	1.056
		1B – 1B	1.510	1.065
		1C – 1C	1.456	1.009
		1D – 1D	1.571	1.088

Los resultados obtenidos de los análisis de estabilidad indican que el botadero de desmorte, en su condición de almacenamiento total cumplen con los criterios de diseño del análisis geotécnico, expuestos en el acápite 8.5.2, bajo condiciones estáticas. Bajo solicitaciones sísmicas, el botadero experimenta factores de seguridad superiores a la unidad.

Es importante mencionar que el factor de seguridad puede variar en función de las condiciones del suelo de cimentación en campo y de las características de los desmontes finos y gruesos a depositar en el botadero.

## CAPÍTULO IX

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Como resultado de las investigaciones geotécnicas de campo, el análisis de la información disponible, los resultados de los ensayos de laboratorio, y el análisis de ingeniería, se concluyen y recomienda lo siguiente:

#### 9.1 CONCLUSIONES

##### 9.1.1 Geología

- La zona de estudio se encuentra enmarcada en un clima de sabana tropical, con una temperatura media de 25 a 27 °C, formando parte del Macizo Segoviano en la región central nicaragüense, en donde geológicamente se presentan los suelos más antiguos del país.
- El distrito minero La Libertad – Santo Domingo se encuentra ubicado dentro de la Provincia Volcánica Terciaria o denominada también Provincia Geológica Central y está caracterizada por una franja de rocas volcánicas del Terciario y sistematizadas como grupos Matagalpa y Coyol.
- Las unidades que conforman la secuencia estratigráfica desde la base hacia el tope son los denominados: Grupo Pre-Matagalpa, Matagalpa y Coyol, los cuales pueden ser observados en la Figura 3.1 del Capítulo 3.
- El Estudio se encuentra dentro de un amplio cinturón de rocas volcánicas terciarias que se han diferenciado en dos grandes unidades llamadas Grupo Matagalpa y Grupo Coyol. Las rocas de la unidad Coyol Inferior son el huésped principal para las vetas de cuarzo aurífero epitermal de baja sulfuración, que forma el cuerpo mineralizado en Jabalí y la mina La Libertad.
- Geoestructuralmente, la región La Libertad - Santo Domingo es parte de un ambiente extensional que recorre en dirección NE-SW. Esta dirección está asociada a estructuras perpendiculares a la fosa tectónica regional que recorre la costa occidental de Nicaragua. Históricamente, la minería en Nicaragua se ha concentrado en los depósitos a lo largo de estas estructuras al este de la fosa tectónica. En el área del yacimiento Jabalí, el medio

ambiente extensional puede recorrer localmente el área en la dirección Este-Oeste.

- El área de estudio se encuentra asentada sobre un relieve abrupto formado por colinas y laderas compuestas de suelos residuales, los cuales fueron generados por la meteorización in situ de las rocas volcánicas subyacentes. Las colinas existentes son onduladas con pendientes suaves a empinadas, presentando una cobertura vegetal típico de clima tropical.
- Dado el relieve abrupto de la zona de estudio, con pendientes pronunciadas de hasta 40°, típico de la región central montañosa de Nicaragua, es posible la gestación de movimientos de masas tales como deslizamientos, derrumbes y coladas; sobre todo durante las temporadas de lluvias. Asimismo, estos fenómenos son favorecidos por la topografía irregular, la deforestación para aprovechamiento de la madera, el avance de la frontera agrícola, el mal uso del suelo, y la ubicación de asentamientos humanos en laderas inestables.

### 9.1.2 Geotecnia

- La investigación geotécnica de campo para el botadero consistió en dos campañas de trabajos de campo ejecutándose 25 calicatas y 07 perforaciones diamantinas, con su correspondiente mapeo geotécnico de campo.
- Durante los trabajos de campo se efectuaron ensayos in situ, los cuales consistieron en 205 ensayos SPT con la finalidad de evaluar indirectamente la resistencia de la fundación, 08 ensayos de permeabilidad tipo Lefranc, y 03 ensayos de permeabilidad Lugeon con la finalidad de evaluar la permeabilidad de su fundación profunda.
- De acuerdo a los resultados de los ensayos SPT y a los criterios de clasificación del estado de consistencia/compacidad de la Tabla 5.4 podemos afirmar que el grado de consistencia de los depósitos residuales para el botadero, es de firme a rígido.
- De acuerdo a los resultados de los ensayos Lefranc y a los criterios de clasificación de la permeabilidad de la Tabla 5.7 podemos afirmar que los

depósitos residuales de la fundación poseen una permeabilidad *muy baja a prácticamente impermeable*. Asimismo, según los ensayos de permeabilidad Lugeon, el basamento rocoso volcánico subyacente posee una permeabilidad *baja a muy baja* de acuerdo con los valores de coeficientes de permeabilidad obtenidos.

- Se instaló instrumentación geotécnica en el área, el cual consistió en 07 piezómetros del tipo Casagrande o de punta abierta, uno en cada perforación diamantina realizada.
- Con la finalidad de conocer las propiedades físicas e hidráulicas de los depósitos de fundación de las estructuras estudiadas, se ejecutó un programa de ensayos de laboratorio que incluyó la determinación de propiedades índices y ensayos especiales. Dichos ensayos fueron llevados a cabo siguiendo los procedimientos de acuerdo a las versiones actualizadas de los métodos de ensayo de la American Society for Testing and Materials (ASTM).
- La caracterización geotécnica de las áreas de estudio determinó las unidades geotécnicas para el botadero de desmante, los cuales corresponden a cuatro unidades bien definidas: Desmontes Finos (Unidad Geotécnica I), Desmontes Gruesos (Unidad Geotécnica II), Material de Relleno (Unidad Geotécnica III), Suelo Residual (Unidad Geotécnica IV), Saprolita (Unidad Geotécnica V) y Basamento Rcoso (Unidad Geotécnica VI).
- Los niveles de desplante de cimentación en los diques de contención de las Etapas será el basamento rocoso volcánico subyacente. Así, estos niveles varían de acuerdo con la ubicación de los diques en la ladera siendo necesario excavaciones masivas hasta el alcance del basamento rocoso.
- El nivel de cimentación para el botadero de desmante será el retiro total de todo material orgánico como malezas, arboles, raíces, etc; de manera que no queden ningún residuo de estos materiales y se deje una superficie limpia de suelos finos, los cuales deberán ser compactados con un rodillo pata de cabra inmediatamente antes de la disposición de la capa inicial de desmontes gruesos antes de la disposición de desmontes (finos o gruesos).

- Para los Canales de Derivación, se estima que su nivel de cimentación sea el inmediatamente inferior a la cobertura orgánica existente. Asimismo, se especifica que la superficie de excavación obtenida tanto de los Canales como de las Pozas de Monitoreo deberán ser compactadas utilizando compactadores de pisón o compactadores manuales.
- Los piezómetros temporales del tipo Casagrande instalados durante la investigación geotécnica de campo determina que el nivel de agua se encuentra entre 8.87 a 17.91 m de profundidad, encontrándose muchos niveles relacionados al basamento rocoso. Sin embargo, algunos piezómetros registran niveles que corresponden a los depósitos de suelos residuales, los cuales son confirmados por el alto grado de saturación que poseen.
- El modelo geotécnico de análisis geotécnico considera unas condiciones de fundación conformada por suelos residuales finos (MH/ML) y subyacente a estos materiales se encuentra un estrato competente conformado por materiales gruesos que componen la transición de suelo residual a basamento rocoso según el típico perfil de meteorización en suelos tropicales. Subyacente a este estrato se encuentra el basamento rocoso volcánico compuesto por andesitas y basaltos.
- De acuerdo con los resultados de los análisis de estabilidad mostrados en el acápite 8.5. del Capítulo 8, se puede afirmar que las diversas etapas del botadero de desmonte presentan una configuración que cumple con los criterios de diseño geotécnico expuestos en el acápite 8.5.2.

## 9.2 RECOMENDACIONES

- Se recomienda comenzar la construcción de estos diques al inicio de la temporada seca para evitar contratiempos con el ingreso de agua a la excavación y al debilitamiento de las paredes de dicha excavación.
- Para el caso de los diques de contención de mayor longitud, se recomienda que la construcción de sus respectivos diques sea realizada por etapas siguiendo un procedimiento similar al de las calzaduras de cimentación profunda de los edificios de concreto armado. Es decir, empezando a excavar la cimentación del dique en una celda para luego proseguir con otra

una vez concluida dicha celda, evitando de esta manera inestabilidad local en la ladera afectada por la excavación profunda. Las dimensiones de las celdas serán determinadas durante el proceso constructivo condicionadas por el espacio necesario para la operación eficiente de la maquinaria de excavación en el frente de trabajo.

- La preparación de la cimentación del botadero de desmonte demanda el retiro total de todo material orgánico como malezas, árboles, raíces, etc; de manera que no queden ningún residuo de estos materiales y se deje una superficie limpia de suelos finos, los cuales deberán ser compactados con un rodillo pata de cabra inmediatamente antes de la disposición de la capa inicial de desmontes gruesos antes de la disposición de desmontes (finos o gruesos), de manera de no permitir el ingreso de aguas pluviales en la superficie preparada y se permita un engrape adecuado entre el suelo natural y los desmontes sobreyacentes.
- Dado que el apilado de desmontes producirá asentamientos considerables en los depósitos residuales, se recomienda que su disposición sea a través de capas, las cuales cubran la totalidad del área de la estructura a través de una carga paulatina que permita una disipación de la presión de poros a lo largo del tiempo y produzca en consecuencia una mejora en las propiedades mecánicas de los suelos residuales. Así, dada la implicancia que la operación tiene en la estabilidad de la estructura se recomienda la implementación de un *Manual de Operación* para el botadero de Desmonte.
- Durante la construcción y el almacenamiento del desmonte se deberá contar con un equipo de técnicos que se encarguen del control de calidad de las obras. El control deberá llevarse en forma rigurosa y periódica durante la etapa de construcción y durante el tiempo de operación del botadero, a fin de que el desmonte de mina sea almacenado correctamente, evitándose la generación de agrietamientos, cárcavas, asentamientos o superficies potenciales de falla, que puedan comprometer la estabilidad del depósito.
- Se recomienda que un supervisor de geosintéticos verifique la instalación de geosintéticos en general y que el sistema de tuberías de sub-drenaje del proyecto, sea llevada a cabo de acuerdo con lo indicado en las especificaciones técnicas y en los planos de construcción del proyecto.

Adicionalmente, un supervisor geotécnico deberá verificar la disposición de los materiales estériles en el botadero según la estrategia de disposición de cobertura en capas en la totalidad de la ladera, dado el asentamiento significativo que sufrirá la estructura a lo largo del tiempo, permitiendo la disipación paulatina de las presiones de poro en el tiempo y mejorando en consecuencia su resistencia mecánica.

- Eliminar todo material inadecuado, saturado a muy húmedo y de baja resistencia que se encuentre en la cimentación del depósito.
- Encauzar todo flujo de agua encontrado en la cimentación de cada estructura a su sistema principal de subdrenes a través de ramales.
- Disponer el material grueso que pudiese existir entre los materiales inadecuados en la cara del talud y de encontrarse bolonería y bloques, colocarlos en el pie de talud de la estructura.
- Verificar los parámetros geotécnicos de los desmontes a través de ensayos de laboratorio durante la operación de la estructura, con el fin de prevenir probables variaciones de los desmontes, típico de los materiales geológicos. Estos ensayos deberán ser coordinados entre el supervisor de aseguramiento de calidad y un ingeniero geotécnico calificado.
- Verificar la estabilidad de las estructuras a través de análisis adicionales de acuerdo con las condiciones de cimentación encontrados durante la construcción, los cuales deberán ser realizados por un ingeniero geotécnico calificado como parte de la Supervisión (Aseguramiento de Calidad: CQA).
- Finalmente, debe mencionarse que la información que se presenta está basada en calicatas, perforaciones e inspecciones visuales realizadas en campo, que intentan representar lo mejor posible las características de la zona en estudio, pudiéndose encontrar algunas condiciones distintas durante la construcción.

## BIBLIOGRAFÍA

- Bieniawski, Z. (1989). *Engineering Rock Mass Classifications*. New York: Wiley.
- Bowles J. (1977). *Foundation Analysis and Design*, McGraw Hill.
- Canadian Geotechnical Society. (1985). *Canadian Foundation Engineering Manual*. 2nd Edition
- Das Braja M. (1984). *Principles of Foundation Engineering*, Brooks/Cole Engineering Division, Monterrey, California.
- DCR Ingenieros S.R.L. (2007). *Estudio de Estabilidad de Taludes de Tajos – Mina La Libertad*.
- Federal Highway Administration (FHWA). (1984). *Hydrology, Hydraulic Engineering Circular No. 19*, U.S. Department of Transportation, October, pp. 45-113.
- G.E. Blight (1997). *Mechanics of Residual Soil*.
- Hydro-Geo Consultores S.A.C. (2011). *Estudio Hidrogeológico del Proyecto Minero Santo Domingo – 2do Informe de Avance*.
- INETER & NORSAR, et. Al. (2008). *Evaluación de la Amenaza Sísmica en Centroamérica – Proyecto Resis II*.
- INETER. (2001). *Amenazas Naturales de Nicaragua*.
- INETER. (2012). *Estudios Hidrológicos e Hidrogeológicos en la Región del Pacífico de Nicaragua*.
- Knight Piésold Consulting. (2012). *Jabali Project – Open Pit Slope Design – Draft Report*.

- Koerner, R.M. (1998). *Designing with Geosynthetics*, 4th Edition, Prentice Hall Inc., New Jersey.
- Lambe T. W. & Whitman R.V. (1969). *Soil Mechanics*, John Wiley & Sons.
- Linsley Kohler Paulus, (1975). *Hidrología para Ingenieros*.
- Moser, A. (1990). *Buried Pipe Design*, McGraw-Hill, Inc.
- Newmark, N. (1965). *Effects of Earthquakes on Dams and Embankments*, Geotechnique, Vol. 15, N° 2.
- Publicaciones del Instituto Geológico y Minero de España, (2006). *Manual de Ingeniería de Taludes*, Serie: Guías y Manuales N° 3. Madrid, España.
- Suárez J. (1998). *Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales*. Tomo I. Bucaramanga, Colombia
- Terzaghi K. and Peck R. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice*, John Wiley & Sons.

## **RELACIÓN DE ANEXOS**

<b>ANEXO I:</b>	<b>Registro de calicatas.</b> I.1 Etapa I. I.2 Etapa II.
<b>ANEXO II:</b>	<b>Registro de perforaciones.</b>
<b>ANEXO III:</b>	<b>Ensayo in situ.</b> III.1 Ensayos Lefranc. III.2 Ensayos Lugeon.
<b>ANEXO IV:</b>	<b>Ensayos de Laboratorio.</b>
<b>ANEXO V:</b>	<b>Análisis Geotécnico.</b> V.1 Correlación SPT. V.2 Salida de RocLab. V.3 Análisis de estabilidad de taludes.
<b>ANEXO VI:</b>	<b>Registro fotográfico.</b> VI.1 Calicatas Etapa I VI. 2 Calicatas Etapa II VI.3 Perforaciones
<b>ANEXO VII:</b>	<b>Planos.</b>

## **ANEXO I: Registro de calicatas.**

## **I.1 Etapa I.**