

DISEÑO DE UN DEPÓSITO DE MATERIALES ESTÉRILES PROVENIENTES DE EXPLOTACIONES MINERAS

DESIGN PROCESS OF A MINING WASTE BACKFILL

ALVARO CASTRO

Escuela de Ingeniería de Materiales. Universidad Nacional de Colombia, Medellín. ajcastro@unalmed.edu.co

HERNÁN PINZÓN

Director de Minas, Holcim S. A..

WILLIAM VARGAS

Ingeniero de Minas

ANDRES PINZÓN

Ingeniero de Minas

Recibido para revisar 5 de Octubre de 2004, aceptado 13 de Junio de 2005, versión final 27 de Octubre de 2005.

RESUMEN: Se presenta el proceso de diseño de un depósito de materiales estériles provenientes de la explotación de roca caliza a cielo abierto, incluyendo el modelamiento de las estructuras en terrazas y su interacción con el terreno de fundación buscando el análisis de la estabilidad. Se presentan la caracterización geotécnica de los materiales estériles y del terreno. Los estériles consisten principalmente de arcillas, gravas arcillosas y fragmentos mayores de arcillolitas, areniscas y calizas. Se selecciona el método constructivo y se realiza el análisis de la estabilidad del conjunto depósito-suelo de fundación por los clásicos métodos de equilibrio límite, es decir, sin considerar las deformaciones, mediante software.

PALABRAS CLAVE: Depósitos de estériles. Explotaciones en canteras. Estabilidad de taludes. Factor de seguridad. Métodos de cálculo estáticos.

ABSTRACT: This paper presents the design process and stability assessment of a waste backfill in a limestone quarry method. The study shows the geotechnical and mining features of waste and underground materials affected by backfill. The mainly waste materials are: clay, gravel, and blocks of claystone, sandstone and limestone, all to be disposed by a layered embankment. The constructive method is selected and the stability analysis of deposit and soil foundation was made by equilibrium method without considering deformations.

KEY WORDS: Mine waste backfill. Surface mining. Slope stability. Factor of safety.

1. INTRODUCCIÓN

La empresa Holcim S. A. explota un yacimiento de roca caliza para su proceso industrial, localizado en el Municipio de Nobsa (Boyacá). El proyecto minero previó la producción de volúmenes importantes de materiales estériles, por lo cual fue necesario definir un sitio y un método adecuados para su disposición final. Debido a la existencia de áreas cercanas anteriormente explotadas, se planteó la conveniencia de disponer los estériles conformando un *retrolenado*,

proyectando uno o varios depósitos que deberían ser diseñados.

En este artículo se presenta el proceso seguido para el diseño de los depósitos, que contempló las etapas de exploración, modelamiento geológico y geotécnico de los terrenos y materiales estériles, la inserción del planeamiento minero relacionado con los depósitos por diseñar, el método de construcción del depósito y el análisis de la estabilidad de los mismos. En la Figura 1 se presenta el área disponible para los depósitos

de estériles, comprendiendo el Área 1, ó zona blanda, que comprende el área de suelos fundamentalmente residuales; y el Área 2, al

sur, que comprende los sectores rocosos de la Formación Belencito.

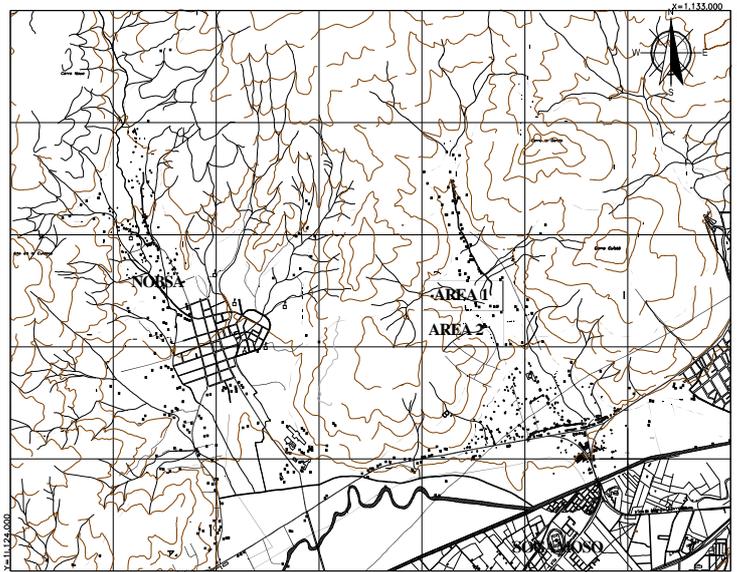


Figura 1. Localización del área del estudio en el Municipio de Nobsa (Boyacá), indicando las áreas 1 y 2 definidas para localizar los depósitos de materiales estériles.

Figure 1. Location of the area of study near Nobsa town, areas 1 and 2 were defined by the mining project to locate the waste fill.

2. GEOLOGÍA Y EXPLORACIÓN DEL TERRENO

Para el adecuado diseño de los depósitos fue necesario inicialmente el levantamiento de las características geológicas y geotécnicas de los terrenos involucrados y de los materiales estériles que conformarán el depósito. La minería desarrollada y estudios anteriores demostraron (Cementos Boyacá, Informe Interno, 1988) que la roca caliza se dispone en estratos relativamente potentes intercalados con niveles delgados de arcillolita, arenisca calcárea y caliza areno arcillosa. Los estratos de caliza explotados son denominados Mantos B y C pertenecientes estratigráficamente a la Formación Belencito.

El Manto B de caliza presenta en el área explotada un espesor variable entre 19 m y 14 m; tiene una matriz arcillosa, con intercalaciones de arcillolita que suman unos 0.6 m de espesor. El interbanco B-C tiene Partida (SPT) y Penetración Dinámica de Cono (CPT), levantamiento de discontinuidades en los macizos, toma de

espesor promedio de 1.8 m de arcillolitas con delgadas intercalaciones calcáreas. El Manto C de caliza tiene un espesor total de 5.5 m, su matriz tiende a ser arenosa y presenta intercalaciones de arcillolitas. El interbanco C-D se conforma por lutitas y limolitas sensibles a la meteorización con un espesor de 120 m, el manto D infrayace esta secuencia.

El paquete de estratos tienen rumbo general 20°-30°NE y buzamiento 22°-50°NW. Se considera importante la morfología de la zona, pues ha sido afectada por explotaciones mineras; son comunes las pendientes de los taludes de explotación mayores de 40°, y los bloques desprendidos de los macizos por efectos de las voladuras. En el subsuelo de las áreas previstas para los depósitos se complementó la información geológica disponible en superficie mediante: prospección sísmica, sondeos tipo Penetración Estándar mediante Cuchara muestras de rocas y suelos para pruebas de caracterización geotécnica (Cementos Boyacá, Informe interno, 1998).

2.1 Prospección sísmica del sub suelo.

Se realizó exploración del subsuelo por sísmica de reflexión y de refracción, determinándose los espesores y velocidades de propagación acústica de las capas superficiales, las cuales constituyen el material para descapote anterior a la explotación. Los resultados de la prospección fueron integrados con los de la exploración directa, conformando los modelos geológicos y geotécnicos del subsuelo.

2.2 Exploración y caracterización de materiales

Materiales blandos: en los suelos de fundación se realizaron sondeos manuales CPT y SPT. Con esta exploración se definió el perfil típico presentado en la Figura 2. Esta área está conformada superficialmente por arcillas hasta una profundidad de 2, 65m.

PROF. (m)	N F	LITOLOGIA	DESCRIPCION
0-0.10			Capa Vegetal
0.10-1.80			Arcilla de color gris oscuro limo-arenosa, con nódulos de materia orgánica, presenta consistencia firme
1.80-2.20			Arcilla de color habano limo-arenosa con óxidos
2.20-2.65			Arcilla de color habano con vetas grises y amarillas, presencia de óxidos

Figura 2. Perfil de suelos típico determinado por sondeos.

Figure 2. Typical soil profile defined by direct exploration.

En la Tabla 1 se presenta el peso unitario de las muestras obtenidas en los sondeos y del material estéril. Para la obtención del ángulo de fricción interna (Φ) y resistencia cohesiva (Cu), se recurrió a los ensayos de corte directo y SPT; los resultados se presentan en la Tabla 2 con los coeficientes de compresibilidad (Cc), obtenidos en el ensayo de consolidación de los estériles.

Tabla 1. Pesos unitarios, seco (γ_d), y saturado (γ_{sat}), de los materiales obtenidos en los sondeos SPT, CPT y de estériles.

Table 1. Dry weight (γ_d), and saturated weight (γ_{sat}), from SPT, CPT and subsoil waste exploration.

Material.	γ_d KN/m ³	γ_{sat} KN/m ³
Limo	17.89	18.62
Arcilla 1	15.77	19.69
Arcilla 2	18.32	21.85
Arcilla 3	17.89	18.62
Arcilla limosa 1	16.46	20.09
Arcilla limosa 2	17.05	19.89
Estéril	19.1	21.4

Tabla 2. Parámetros de resistencia al corte y de consolidación en los sondeos y de los estériles. Φ Ángulo de fricción interna. Cu: Resistencia cohesiva, Cc: coeficiente de compresibilidad.

Table 2. Parameters of shear strength and consolidation of materials. Φ Angle of internal friction. Cu: Cohesion, Cc: coefficient of compressibility.

Material	Φ°	Cu (KN/m ²)	Cc
Limo	30	24.5	0.07
Arcilla (1,2,3)	27	88.2	0.16
Arcilla limosa 1	23	25.4	0.008
Arcilla limosa 2	26	73.5	0.166
Estéril	6.3	39.2	*

* El material estéril presentará Cc correspondiente al tipo de material.

Los valores de Cu permiten inferir suelos con capacidad de soporte media a baja, y arcillas con consistencia blanda (Gonzales de Vallejo, 2002). Para el caso de asentamientos por compresión se considera que el material, al recibir cargas, reduce su volumen de vacíos, disminuyendo el volumen total gradualmente. Los coeficientes de compresibilidad (Cc) son medios a bajos, lo que permite suponer asentamientos bajos. Los materiales se clasificaron según la Clasificación Unificada de Suelos (USCS), como presentados en la Tabla 3. Los estériles son heterogéneos, pueden clasificarse como arcillas y limos inorgánicos de plasticidad y compresibilidad baja, y de arcillas arenosas, todos acompañados de gravas y bloques rocosos de caliza y arcillolitas. En el estéril se realizó el ensayo de compactación Proctor; se obtuvo

una humedad óptima (w_{opt}) del 8.7% para la compactación con densidad de $2,11 \text{ g/cm}^3$.

Tabla 3. Humedad natural, límites de Atterberg, análisis granulométrico y clasificación de los materiales del subsuelo y estériles según la USCS. w_n = Humedad natural, LL=Límite líquido, LP= Límite Plástico, IP= Índice de Plasticidad.

Table 3. Natural moisture content, Atterberg limits, grain sized analysis and classification of soil and waste materials by USCS system. w_n = Natural moisture, LL= liquid limit, LP= plastic limit, IP= Plasticity index.

Sondeo No.	Prof. muestra (m)	w_n (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	Granulometría, % que pasa por tamiz				Clasificación	
						#4	#10	#40	No. 200	Índice de grupo	USCS
1	0-0.6	4.09	23.2	19.6	3.6	77.2	66.4	52.6	44.7	2	SC-SM
	1.2-1.8	18.2	48.4	27.2	21.2	92.4	88.8	80.4	76	14	CL-ML
2	0.4-0.7	6.8									
	0.8-1.25	6.8	28.3	21	7.3	89.9	78.7	57.4	51.3	3	CL-ML
	1.85-2.45	7.9									
	2.45-3.2	24	44.1	26.3	17.8	97.9	95.4	90.5	87	12	CL-ML
3	0.9-1.3	19.3	48.8	26.9	21.9	98.2	97.0	91.9	87.2	15	CL-ML
	1.9-2.65	17	55	25	31	87	84.3	80.8	79.1	19	CH
4	1.7-2.1	14.6	55.3	25	30.3	99.5	96.5	89.3	87.9	19	CH
	3.9-4.8	21	51.2	25.6	25.6	96.2	91	88	85.9	16	CH
	6.3-6.9	21	54.6	26.7	27.9	98.3	96.8	93.5	91.2	18	CH
Estériles 1		5	29.6	20.1	9.5	68.4	62.3	56.1	53.4	4	CL
Estériles 2		8.7	29.4	20.1	9.4	61.6	57	51.5	49.1	3	GC

Las muestras tomadas indican que las arcillas y limos se encuentran con humedad natural inferior al 24%; en la prospección sísmica y en los sondeos no se evidenció nivel freático alto por lo cual se asume que los suelos conservarán aproximadamente el mismo estado durante el tiempo de construcción del depósito, existiendo bajas posibilidades de presentar asentamientos por consolidación, ó presión intersticial significativa. Se concluye que en el área y en profundidad se presentan suelos en estado sólido a semi-sólido.

3. CARACTERÍSTICAS DE LOS MACIZOS ROCOSOS

3.1 Propiedades físicas y mecánicas

En el Área rocosa 2, se realizó la exploración y caracterización física y mecánica tanto en los macizos como en bloques tomados en el sitio. Se tomaron muestras de rocas para realizar ensayos de resistencia ante esfuerzos

de compresión simple y de carga puntual (Vargas W., Pinzón A., 2003). También se utilizó el criterio de falla de Hoek-Brown (Hoek E., 2000) para la determinación de parámetros mecánicos del macizo mediante observaciones de campo. Se involucró el factor D, del grado de perturbación del macizo por voladuras (o perforación) y la relajación de esfuerzos. D varía desde 0 para macizos rocosos no perturbados in situ a 1 para macizos rocosos muy perturbados, se aplicó factor $D=1$ debido a las evidencias del terreno. En las Tablas 4 y 5 se presentan los resultados obtenidos.

3.2 Discontinuidades

Se realizó el levantamiento de discontinuidades con el fin de analizar las posibles condiciones de inestabilidad de los taludes de la antigua explotación. La metodología aplicada fue la recomendada por la Sociedad Internacional de Mecánica de

Rocas, (Int. Journ. Rock Mech. 1978). Se obtuvieron los diagramas de polos, de conteo, de los planos mayores, y la dirección de los

esfuerzos principales. Un resumen de esta información se presenta en las Tablas 6 y 7.

Tabla 4. Resistencia a la compresión σ_{CI} y parámetros del Criterio Hoek-Brown. (Hoek E., 2000).

Table 4. Uniaxial compressive strength σ_{CI} and Hoek-Brown criterion parameters. (Hoek E., 2000).

Muestra	σ_{CI} Mpa	m_i	GSI
Caliza arenosa 2	37	15	55
Caliza arenosa 1	42	15	55
Arenisca calcárea 1	39	17	55
Arenisca calcárea 2	88	23	55
Caliza arenosa 3	32	15	55
Caliza banco B	32	11	55
Caliza banco C	23	10	55

Tabla 5. Propiedades físicas y mecánicas obtenidas en laboratorio y por el método de Hoek-Brown para macizos rocosos (Hoek E., 2000).

Table 5. Physical and mechanical properties obtained in laboratory and by Hoek-Brown's method for rock masses. (Hoek E., 2000).

Roca	γ_d KN/m ³	γ_s KN/m ³	σ_c KN/m ²	$\phi(^{\circ})$	Cu KN/m ²	E MPa	μ	w_n %	e
Caliza arenosa 1	25.34	25.85	42340	42.27	361	11000	0.36	2	0.04
Arenisca calcárea 2	24.07	24.79	88300	52.46	499	62874	0.211	3	0.05
Arcillolita 1	22.4	23.71		30.5	42.14	12500	0.035	3	0.06
Manto B	25.17	25.67	32870	36.69	316	16750	0.12	2	0.04
Interbanco B/C	20.27	20.88		30.5	42.14	12500	0.035	3	0.06
Manto C	25.17	25.67	23570	32.71	278	16750	0.12	2	0.04
Arcillolita 2	20.27	20.88		30.5	42.14	12500	0.035	3	0.06
Caliza arenosa 2	25.1	25.85	37930	41.13	345	16750	0.12	3	0.04
Arcillolita 3	20.27	20.88		30.5	42.14	12500	0.035	3	0.06
Arenisca calcárea arcillosa	24.07	24.79	39741	42.84	357	62874	0.211	3	0.05
Caliza arenosa3	25.17	25.67	32870	39.82	329	16750	0.12	2	0.04
Arcillolita 4	21.5	22.14	4330	16.1	22.54	12500	0.035	3	0.06
Arenisca grano fino	22.69	23.37	39741	35	25.48	62874	0.211	3	0.05
Arcillolita 5	21.5	22.14	4400	20.7	31	1000	0.035	3	0.06

Donde:

γ_d = Peso unitario seco.

σ_c = Resistencia a la compresión simple.

Cu = Cohesión.

μ = Coeficiente de Poisson.

e = Relación de vacíos.

γ_s = Peso unitario saturado.

ϕ = Ángulo de fricción interna.

E = Módulo de deformación.

w_n = Humedad natural.

Tabla 6. Resumen de las características de las discontinuidades, Área 2.

Table 6. Summary of the characteristics of the discontinuities, Area 2.

No. Familias de discontinuidades	3
Tipo de planos principales	Diaclasas, estratos
Espaciado	0.2 - 1m
Rugosidad	Ondulada, plana
Persistencia	Baja (menor de 1 m)
Apertura	Cerrada
Relleno	Arcilla, calcita ocasional
Grado de Infiltración	Seco

Tabla 7. Valuación RMR del macizo rocoso, Área 2.

Table 7. RMR, rock mass rating, Area 2.

Parámetros de clasificación	Valor o descripción	Valuación
1. Resistencia a la compresión uniaxial	4.3 Mpa	1
2.RQD	90 %	20
3.Espaciamiento de las discontinuidades	0.3 – 1.0m	15
4.Estado de las discontinuidades	Superficies sanas	20
5.Condiciones de agua subterránea	Húmedo	10
Ajuste por discontinuidades, orientación regular		-25
TOTAL RMR, calidad Media, Tipo III.		41

La caracterización de los macizos rocosos permite concluir que existen posibilidades de inestabilidad fundamentalmente debido a la orientación desfavorable de los cortes con relación a la de los estratos; posibilidades que serán atenuadas al construir los depósitos de estériles, pues estos usarán los macizos rocosos como apoyos laterales, confinando los bloques con posibilidades de inestabilidad y con relación a las bases inferiores de los depósitos, las discontinuidades se orientarán de forma favorable, lo cual definiría un macizo en la categoría tipo IV, buena.

4. LA EXPLOTACIÓN MINERA Y EL DEPÓSITO DE ESTÉRILES

Las explotaciones producen en el área un impacto visual notable, el cual se intenta mitigar con el depósito de estériles configurando un retrolleado, y conformando una colina topográficamente semejante a las vecinas naturales. Otro factor positivo es el minimizar costos por transporte de material estéril a grandes distancias. El área que

3.3 Clasificación geomecánica del macizo rocoso, método RMR

Para la clasificación RMR *Rock Mass Rating* (Bieniawski, 1989), el índice de calidad de la roca, Rock Quality Designation (RQD), fue calculado según el espaciamiento medio de las diaclasas, según Priest y Hudson (1976):

$$RQD = 100e^{-0.1\lambda} (0.1\lambda + 1), \text{ donde}$$

$\lambda = 1/\text{espaciado promedio}$, por lo cual el RQD= 90%. El RMR de la Zona 2, de 41, clasifica el macizo rocoso en el límite inferior de calidad Media, pero próximo de Baja.

alojará el depósito es entonces seleccionada por los factores: a) en el subsuelo no existe mineral explotable, b) presenta bajo potencial de uso, c) los materiales presentan características físicas y mecánicas adecuadas para obtener estabilidad en el diseño.

4.1 Características del estéril y su compactación

Según la clasificación USCS del material estéril, se trata de un material GC, gravas arcillosas, mezclas mal gradadas de grava, arena y arcilla, con peso unitario seco promedio de 19,1 KN/m³. Para compactación máxima debe tener una humedad óptima del 8,6% (peso unitario 20,7 KN/m³) y es clasificado como semi-impermeable. La compactación implica la densificación, la modificación del contenido de humedad y de la gradación, y tiene como objetivo el mejoramiento de las propiedades de ingeniería de la masa. El equipo de compactación factible de usar es: rodillo neumático, rodillo pata de cabra, tractor de

oruga, o tráfico controlado del equipo de construcción.

4.2 Métodos y secuencias de depósito.

En la disposición de los estériles debe proyectarse el uso posterior del relleno y los métodos de depósito, de forma a obtener estabilidad, posibilidad de uso posterior y armonía con el paisaje. Para la selección de los métodos de construcción de los depósitos se consideraron los factores: maquinaria disponible, compactación y topografía. Por lo anterior se plantearon dos métodos de botado, el de avance frontal y el de capas superpuestas. *Botado por avance frontal y configuración de terrazas:* Se configura el material botado frontalmente buscando el ángulo estable del talud final; este método requiere alta remoción de carga y por consiguiente intensiva utilización de equipos, ver Figura 3. *Botado en capas superpuestas:* se conforma con capas cuyo espesor depende del grado de compactación del material y de los equipos disponibles. Cada capa superior se retrocede con relación a la inferior definiendo el ángulo admisible según el diseño. Este método conlleva mayor estabilidad del conjunto que el de avance frontal, pues permite mejor manejo de los ángulos finales y los grados de compactación requeridos. El proceso inicia con la remoción de la capa vegetal depositándose en un sitio destinado para tal fin; al tiempo con la nivelación del terreno se construye la red de subdrenaje que garantiza la evacuación del agua que se infiltre al depósito. En el Área 2 se inicia el depósito sobre el lecho rocoso. El material es transportado en camiones, siendo extendido y compactado mediante bulldozer en capas de 15 a 50 cm de espesor, en una secuencia de capas superpuestas con una longitud aproximada de 100 m. Ocasionalmente puede ser necesario el uso de motoniveladora.

4.3 Volumen del depósito

El plan minero definió las producciones de caliza y estéril presentadas en la Tabla 8.

El depósito propuesto tendrá las siguientes dimensiones: 12 terrazas con altura de 7,5 m,

ancho de berma 5m en la primera terraza y 10m después de esta, pendiente hacia el interior de las bermas, 2 %, con ángulo de reposo medio del estéril de 35°. En la tabla 9 se presenta el volumen de estéril depositado en la conformación de las doce terrazas con factor de esponjamiento del 10%, para un volumen de 687.040m³. Esto indica que el depósito así proyectado almacena menor volumen de estéril que el producido, por lo cual la diferencia deberá ser localizada en un sitio alternativo, para lo cual se seleccionó la antigua explotación.

Tabla 8. Producción de mineral y estéril.

Table 8. Limestone and mining waste production.

Años	Caliza (ton)	Estéril (m ³)
1 y 2	360.000	180.000
3 a 5	540.000	307.230
6 al final	360.000	389.227
Total	1.260.000	876.457

5. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

Debido a la extensión del depósito de estériles, el suelo de fundación puede ser de dos tipos: una fundación inmediata débil, compuesta por suelo arcilloso y algo vegetal, bajo el cual se encuentra un estrato rocoso competente, o una fundación completamente en el estrato rocoso. En estos casos, la altura y el ángulo del talud son determinados por la resistencia del material depositado y de la fundación inmediata. En el estéril fundamentalmente incoherente (aunque compactado) el modo de falla puede ser circular, y en los sectores donde exista fundación incompetente, la falla tenderá a ser de traslación. Bajo estas posibilidades, se opta por modelar la falla de tipo circular en el relleno con superficies incluyendo una fundación débil, lo cual estaría a favor de la seguridad del diseño. Gráficamente la situación se presenta en la Figura 4.

Para este estudio se utilizó el software PCStable 5.0 (*freeware*), el cual, mediante el método de equilibrio límite (sin tener en cuenta las deformaciones del terreno), plantea el equilibrio de fuerzas. Este método, conocido como de Janbú, por su autor (en Suárez D. 1998), asume que las fuerzas laterales de las dovelas son horizontales y es

aplicable a cualquier forma de superficie de falla. Define el factor de seguridad como la razón entre la resistencia al corte disponible

del material y la resistencia al corte requerida para mantener el equilibrio.

Figura 3. Métodos recomendados para conformación de los depósitos.
Figure 3. Recommended construction methods for waste embankments.

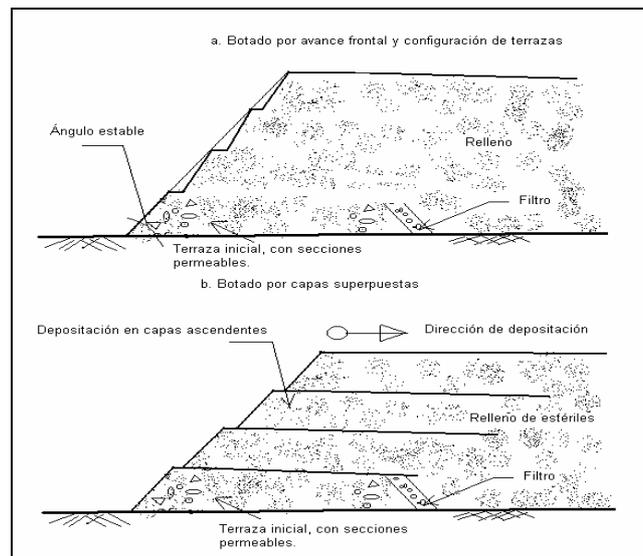


Tabla 9. Volumen de estéril depositado finalizando el botadero.
Table 9. Volume of waste fill at final construction.

Terraza	Área (m ²)	media	Volumen (m ³)
1	6.000		50.000
2	15.600		130.000
3 a 6	1.524		152.44
7 a 12	3.546		354.600
Total			687.040

Según CANMET (1977) La resistencia del material de botado es gobernada por el tipo de material, su densidad y la presión intersticial interna. La densidad y la presión intersticial pueden ser modificados por los métodos usados para conformar el depósito. Tanto el ángulo de fricción como la cohesión del material pueden ser aumentados por compactación.

Las principales características del material de fundación que afectan la estabilidad de los rellenos son: la resistencia al corte, la compresibilidad y la permeabilidad. La

compresión y la consolidación de la fundación pueden causar asentamientos de las capas superiores, que pueden causar la ruptura de los estériles originando flujo excesivo y tubificación (*piping*).

La modelación de las diferentes etapas constructivas se realizó con carga plena en cada una de estas, en condición seca y saturada, estática como pseudo-estáticamente aplicando una aceleración pico 0,2 g.

El análisis se hizo en diversas etapas del proyecto (años), como ilustración de ello en

las Figuras 5 y 6 siguientes, se presentan algunos de los perfiles geométricos y de materiales. Se agregaron las posibles condiciones de saturación total y de actividad sísmica. La línea circular más gruesa muestra

la superficie de falla crítica, con el factor de seguridad (FS) más bajo. En la Figura 5 se indica gráficamente que en el Año 5 y en la sección 1-1', se encontró el FS de 1,10 para estado saturado y con sismo.



Foto 1. Área de disposición 1, etapa inicial del depósito, conformación de la segunda terraza.
Photo 1. Area 1 to deposit, initial stage of waste embankment and conformation of the second terrace.



Foto 2. Área de disposición 2, construcción de la primera terraza.
Photo 2. Area 2 to deposit, first terrace conformation.

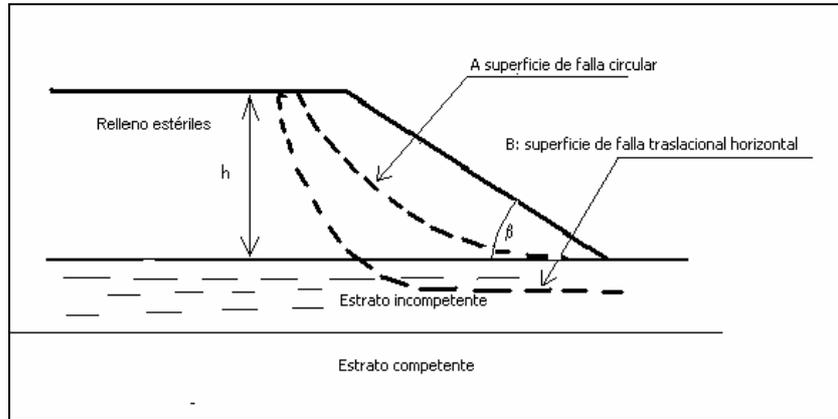


Figura 4. Modelo para análisis de estabilidad del depósito de estériles y del suelo de fundación, h= altura del talud, β = ángulo de inclinación. El método de cálculo de la estabilidad considera superficies de falla circular y movimientos de traslación.

Figure 4. Surface model stability analysis of the waste fill and soil foundation, h= waste fill height, β = slope angle. The analysis model includes circular sliding surface and translation movements.

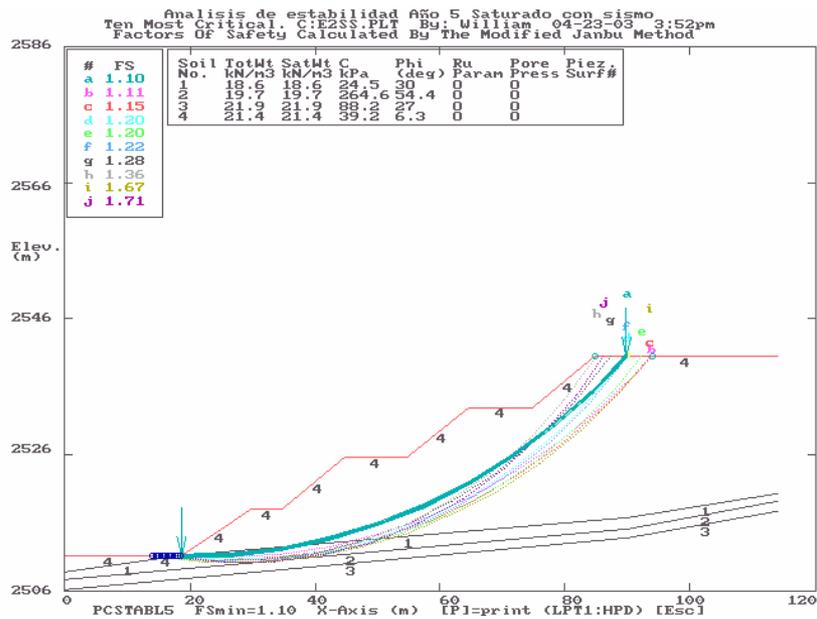


Figura 5. Análisis de estabilidad sección 1-1' año 5 del depósito, FS mínimo 1,10.

Figure 5. Stability analysis at fifth year waste fill deposition, section 1-1' lower FS =1,10.

En la Figura 6 se presenta la sección 5-5' que comprende las etapas finales, incluyendo la corona del depósito, que estará confinado por los niveles remanentes de la explotación a partir de la cota 2555 m.s.n.m. Se encontró

factor de seguridad de 1.09 en la condición saturada con sismo.

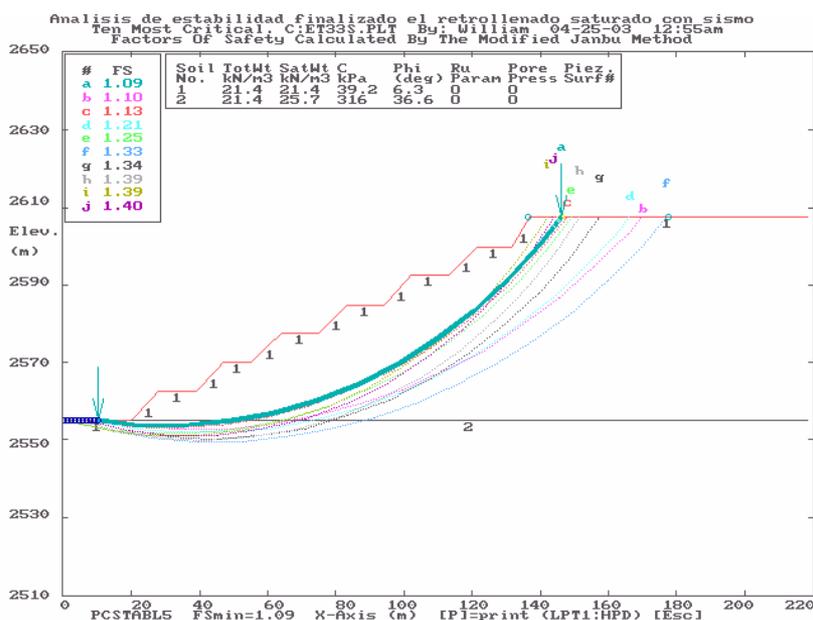


Figura 6. Análisis de estabilidad final del depósito, sección 5-5', FS mínimo 1,09.

Figure 6. Final stability analysis of the waste fill, section 5-5', lower FS = 1,09.

En la Tabla 10 se presenta el resumen de la modelación con los factores de seguridad calculados durante las etapas de depósito en

las secciones indicadas en la Figura 7, evaluadas en estado seco, saturado y bajo efecto de sismo.

Tabla 10. Secciones de análisis de estabilidad y factores de seguridad mínimos.

Table 10. Stability sections analysed and lower factors of safety.

Sección	Año	Condición de saturación	Factor de Seguridad	
			Sin sismo	Con sismo
1 - 1'	2	Seco	2.05	1.57
		Saturado	1.9	1.46
2 - 2'	2	Seco	1.29	1.12
		Saturado	1.13	1.04
3 - 3'	5	Seco	1.30	1.18
		Saturado	1.21	1.10
4 - 4'	Fin depositación	Seco	1.67	1.14
		Saturado	1.67	1.12
5 - 5'	Fin depositación	Seco	1.66	1.39
		Saturado	1.28	1.09

CONCLUSIONES Y DISCUSIÓN

Bajo las condiciones modeladas, con cada etapa de depósito disminuye la estabilidad global del conjunto depósito-subsuelo. En las hipótesis con sismo y saturación total, en un tiempo posterior a cinco años se proyecta la condición más cercana al equilibrio límite (FS= 1,04). Debe considerarse que con el transcurso del tiempo, y si la construcción del

relleno es adecuada con el proyecto, el mismo tiende a incrementar sus propiedades resistentes debido a procesos como la consolidación y densificación; proceso que por su importancia es discutido a seguir. Según Bishop y Bjerrum (en INVIAS, 1996) si el terraplén se construye sobre fundación arcillosa, a una tasa uniforme, el esfuerzo cortante por el relleno en un punto de la

fundación aumentará en función del tiempo durante la construcción y será constante después de completar la estructura. Suponiendo que no ocurre drenaje de la arcilla durante la construcción (proceso de carga rápida en condición no drenada), la presión de poros tiene un aumento uniforme a medida que se construye el relleno, hasta completarse éste, momento en el cual el suelo comienza a consolidarse y el exceso de presión de poros irá disipándose hasta que la presión alcanza su valor inicial hidrostático. Debido a que no hay cambio en el contenido de humedad durante la construcción, la resistencia del suelo permanecerá constante y comenzará a crecer al progresar la consolidación. Puesto que la resistencia al corte no drenada permanece constante durante el proceso de construcción, mientras que el esfuerzo cortante crece, el factor de seguridad decrecerá hasta un mínimo hacia el final de la construcción (Figura 8).

Terminada la construcción, el esfuerzo cortante permanecerá con su valor máximo constante en cada punto, pero la resistencia irá creciendo con el progreso de la

consolidación, de manera que el factor de seguridad también irá creciendo. Se deduce de lo anterior que la condición crítica ocurre al final de la construcción; si el relleno es seguro bajo la condición de esfuerzos totales al final de la construcción, su factor de seguridad aumentará con el tiempo.

En el proyecto se propone el diseño y construcción de obras de drenaje superficial y subsuperficial que permitan la evacuación rápida de las aguas de escorrentía y reduzcan la probabilidad de falla manteniendo las terrazas si no en un estado seco por lo menos en un estado parcialmente saturado. Tales obras comprenden canales y canaletas para evacuar las aguas de escorrentía, en una red de drenes para conducir las aguas, dicho proyecto no se presenta en este artículo resumido. Además los taludes deben vegetalizarse con especies adecuadas para este fin y mantenerse apropiadamente en el tiempo.

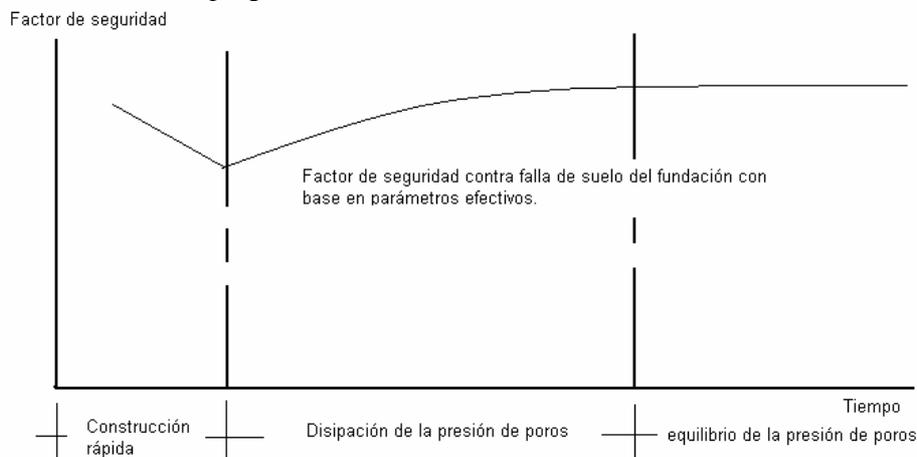


Figura 8. Variación del factor de seguridad en función del tiempo, para un suelo de fundación arcilloso que soporta un relleno. (de Bishop y Bjerrum, 1960 en INVIAS, 1996). Debido a que la obra está en un lugar aislado de viviendas o infraestructura, el proyecto se puede considerar de baja incidencia o amenaza para las personas o edificaciones, el riesgo se puede calificar como controlado y aceptable.

Figure 8. Variation of factor of safety along time for argillaceous soil. (INVIAS, 1996).

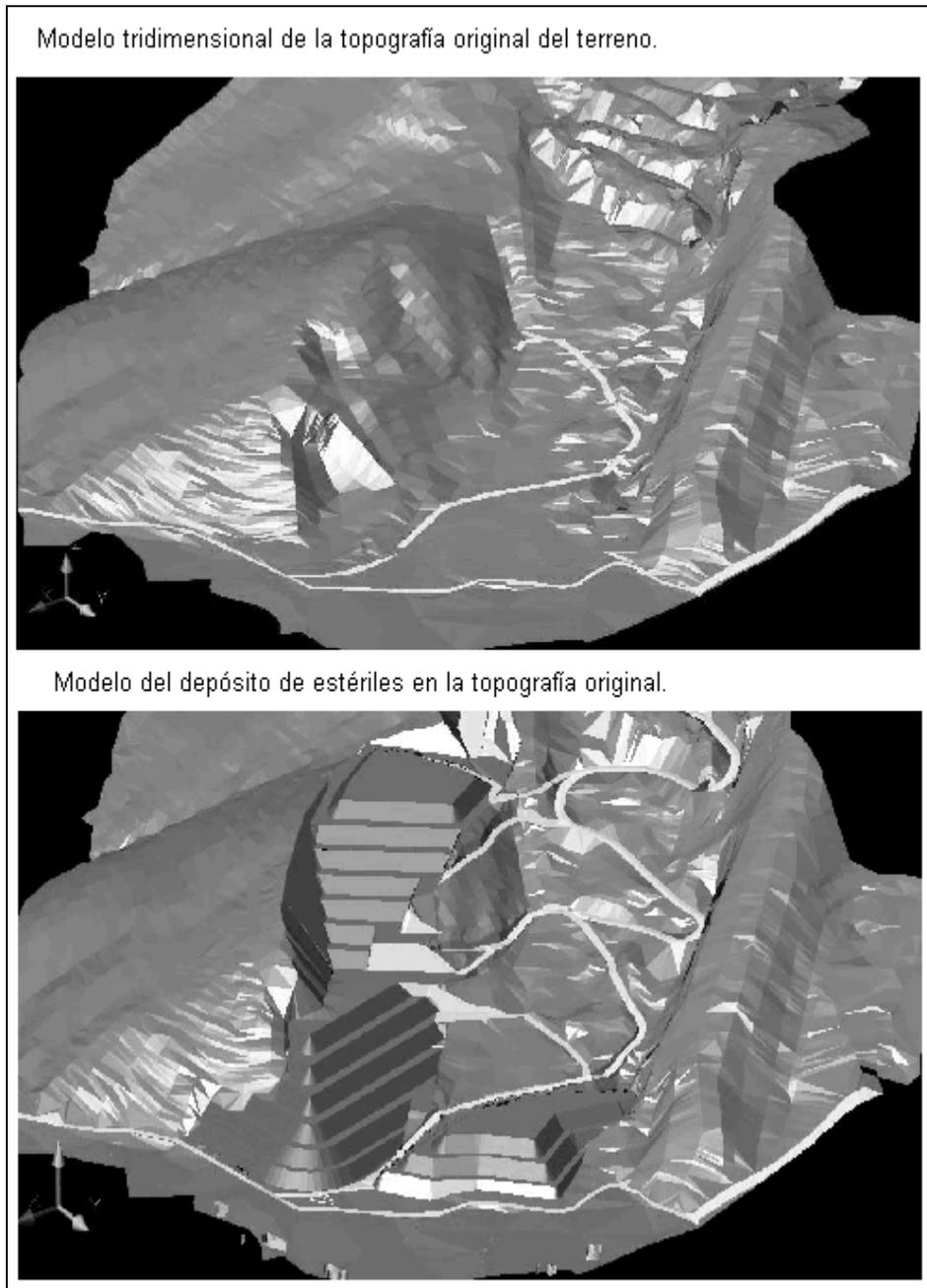


Figura 9. Modelo tridimensional del terreno original y del depósito de estériles una vez finalizada su construcción.

Figure 9. 3-D Model of the original relief and waste fill at final deposit.

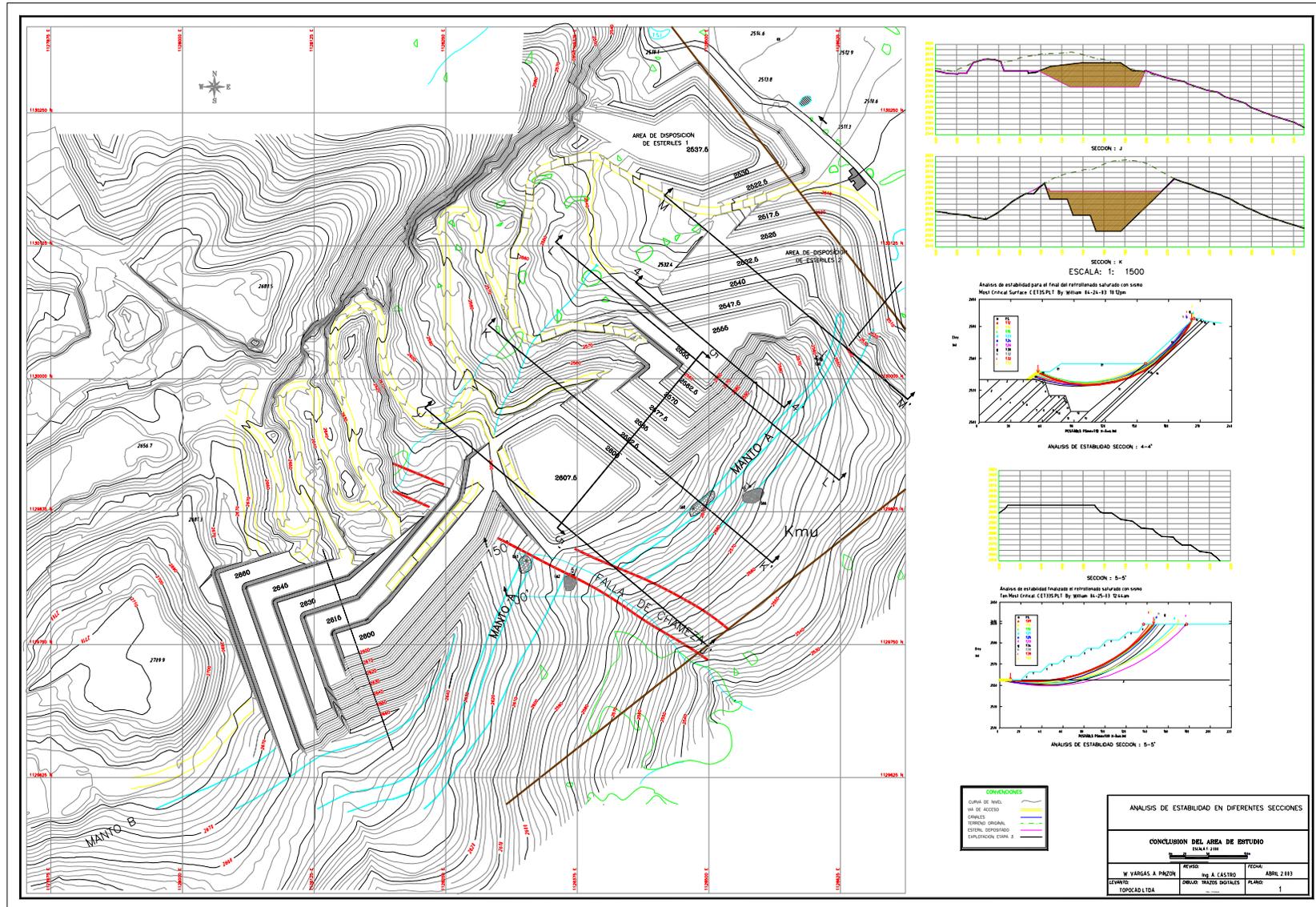


Figura 7. Plano general y secciones de análisis de estabilidad del depósito.
Figure 7. General plan and sections for waste fill stability analysis.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a la empresa Holcim S. A. por facilitar la información para la realización de este artículo.

REFERENCIAS

- [1] AYALA, J. Manual de Ingeniería de Taludes. Instituto Tecnológico Geominero de España. 1991.
- [2] BARBOSA, E. R. Estabilidad de taludes. Métodos de análisis. (comunicación personal) 2001.
- [3] CANMET, Canadian Centre for Mineral and Energy Technology. Pit slope manual. Chapter 9, Waste Embankments. 1977.
- [4] INVIAS. Manual de estabilidad de taludes, Ministerio de Transporte, 1996.
- [5] Instituto Tecnológico Geominero de España. Manual de Estabilidad de Taludes.
- [6] BIENIAWSKI, Z. T. Engineering rock mass classifications. John Wiley & Sons, 1989.
- [7] BOWLES E. Propiedades geofísicas de los suelos. Ed. Mc. Graw Hill, 1979.
- [8] Cementos Boyacá, Informe Interno, 1988.
- [9] GONZALES DE VALLEJO (Coord). Ingeniería Geológica. Prentice Hall 2002.
- [10] HOEK E. Rock engineering. Course notes, 2000.
- [11] LOBOGUERRERO U. A. Cementos Boyacá. Informe sobre geología del manto B en el sector Chámeza, Cementos Boyacá. Informe Interno, 1994.
- [12] PRIEST S. D. HUDSON J. A. Discontinuity spacings in rock. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Vol 13, 1976.
- [13] Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas. Suggested methods for the quantitative description of dicontinuities in rock masses. Int. J. Rock mech. Sci. & Geomec. Abstr. Vol 15. Pergamon Press. 1978.
- [14] SUÁREZ D. J. Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales. Instituto de investigaciones sobre erosión y deslizamientos, Bucaramanga, 1998.
- [15] VARGAS W., PINZÓN A. Estudio geotécnico y diseño del retrolenado para la explotación de caliza del manto B, zona Chámeza, Cementos Boyacá. Universidad Pedagógica y Tecnológica de Colombia. Trabajo de Grado, 2003.