



**Universidad Nacional  
Federico Villarreal**

**Vicerrectorado de  
INVESTIGACIÓN**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**

**ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES PARA EXPLOTACIÓN  
DE CANTERA DE ARCILLA EN EL DISTRITO DE PACCHA,  
PROVINCIA DE LA OROYA, JUNÍN**

**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE  
INGENIERO CIVIL**

**AUTOR:**

**MAMANI JESÚS, ALONSO MARIO**

**ASESOR:**

**Ms. AYBAR ARRIOLA, GUSTAVO ADOLFO**

**JURADO:**

**DR. MALPARTIDA CANTA, ROMMEL**

**DR. PUMARICRA PADILLA, RAUL VALENTIN**

**MS. GARCIA URRUTIA OLAVARRIA, ROQUE JESÚS LEONARDO**

**LIMA – PERÚ**

**2019**

## **Dedicatoria**

A Dios, por ser mi guía y fortaleza en cada momento de mi vida.

A mi madre y a mi padre, por estar a mi lado siempre.

## **Agradecimiento**

A la Universidad Nacional Federico Villarreal, por instruirme en esta maravillosa e importante carrera que es la Ingeniería Civil.

## **RESUMEN**

La presente tesis titulada “ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES PARA EXPLOTACIÓN DE CANTERA DE ARCILLA EN EL DISTRITO DE PACCHA, PROVINCIA DE LA OROYA, JUNÍN”, tiene por finalidad optimizar la explotación de arcilla y minimizar el volumen de excavación en desmonte y prever el factor de seguridad, así como el comportamiento de los taludes. A su vez también presentará la evaluación de las condiciones geológicas y los parámetros geotécnicos del suelo y macizo rocoso, sobre las áreas previstas de la cantera de arcilla, para definir las condiciones de su estabilidad.

Con fines de fabricar objetos de artesanía y losetas para acabados de pisos y paredes se está explotando la cantera de arcilla, a cielo abierto, generando un tajo conformado por plataformas y taludes de bancos. Allí radica la importancia del tema elegido para la presente tesis, puesto que resulta necesario evaluar la estabilidad de los taludes, con fines de garantizar la seguridad durante los trabajos y optimizar la explotación de la arcilla.

**Palabras clave: Estabilidad de taludes, cantera de arcilla.**

## **ABSTRACT**

This thesis entitled "ANALYSIS OF STABILITY OF SLOPES FOR EXPLOITATION OF ARCILLA QUARRY IN THE DISTRICT OF PACCHA, PROVINCE OF LA OROYA, JUNÍN", aims to optimize the exploitation of clay and minimize the volume of excavation in waste and provide the factor of security, as well as the behavior of the slopes. At the same time, it will also present the evaluation of the geological conditions and the geotechnical parameters of the soil and rock mass, on the planned areas of the clay quarry, to define the conditions of its stability.

In order to manufacture handicraft objects and tiles for finishing floors and walls, the clay quarry is being exploited, in the open sky, generating a cut formed by platforms and bank slopes. There lies the importance of the theme chosen for this thesis, since it is necessary to assess the stability of the slopes, in order to ensure safety during work and optimize the exploitation of clay.

**Keywords: Stability of slopes, clay quarry.**

## INTRODUCCIÓN

En función del aspecto económico y la seguridad contra deslizamientos para prevenir accidentes en obra, el tema de la estabilidad de taludes es sumamente importante, tanto en el sector de la construcción como en el minero.

Es importante mencionar que en la economía, proyecto y operación de la minería a cielo abierto la estabilidad de taludes juega un papel destacable.

Dentro del tema de estabilidad de taludes en minas son factores determinantes el ángulo del talud final, además de las condiciones de estabilidad, la relación estéril/mineral y el tamaño de los equipos de explotación; este último, condicionante de la altura y ancho de los bancos de explotación.

En este contexto, la presente tesis estudia la Cantera Azul ubicada en el distrito de Paccha, provincia de La Oroya, Junín. Ésta es una cantera de arcilla.

Para la fabricación de objetos de artesanía y losetas para acabados de pisos y paredes, se está explotando la cantera de arcilla, a cielo abierto, generando un tajo conformado por plataformas y taludes de bancos. Por ello resulta imprescindible evaluar la estabilidad de los taludes existentes, el cual es el tema de la presente tesis.

# Índice

Dedicatoria .....	2
Agradecimiento .....	3
Resumen .....	4
Abstract .....	5
Introducción .....	6
Capítulo I: Introducción .....	9
1.1 Descripción y formulación del problema .....	9
1.2 Antecedentes .....	10
1.3 Objetivos .....	16
1.4 Justificación e importancia.....	17
1.5 Hipótesis.....	18
Capítulo II: Marco Teórico.....	19
2.1 Definición de taludes.....	19
2.2 Estabilidad de taludes.....	20
2.3 Tipos de fallas más comunes en taludes.....	22
Capítulo III: Método.....	23

3.1 Tipo de investigación .....	23
3.2 Ámbito temporal y espacial.....	23
3.3 Variables.....	42
3.4 Población y muestra .....	43
3.5 Instrumentos .....	44
3.6 Procedimientos .....	45
3.7 Análisis de datos.....	45
Capítulo IV: Resultados .....	71
Capítulo V: Discusión de resultados .....	73
Conclusiones .....	74
Recomendaciones.....	77
Referencias Bibliograficas .....	78
Anexo 01: Factores condicionantes del análisis de estabilidad.....	80
Anexo 02:Gráficos del programa SLIDE.....	116

# CAPÍTULO I

## Introducción

### 1.1 Descripción y formulación del problema

El tema de estabilidad de taludes es de suma importancia en el sector de la construcción y la minería, por temas de seguridad y economía.

En la presente tesis se estudiará la estabilidad de taludes presentes en la Cantera Azul, la cual se encuentra ubicada en la sierra central del país, en el Valle Interandino del río Mantaro

Con este análisis se buscará optimizar la explotación de arcilla y reducir el volumen de excavación en desmonte, previendo el factor de seguridad.

La presente tesis busca responder preguntas como:

- ¿De qué manera se puede optimizar la explotación de arcilla en la Cantera Azul del distrito de Paccha, provincia de la Oraya, Junín?
- ¿Qué consideraciones y parámetros geotécnicos se deben tener en cuenta para evaluar la estabilidad de taludes existentes en la cantera de arcilla?
- ¿Mediante un eficiente análisis de estabilidad de taludes se podrá prever el comportamiento de los taludes y el factor de seguridad?

## **1.2 Antecedentes**

### **a) En el ámbito internacional**

Guillén Martínez, Carlos Eduardo (2004), señala en la tesis titulada “Estabilidad de taludes en los departamentos de Guatemala y Alta Verapaz, casos reales”, trabajo de graduación para obtener el título de Ingeniero Civil por la Universidad de San Carlos de Guatemala – Guatemala, tiene por objetivo principal, plantear la estabilización de taludes para evitar las fallas estructurales que podrían crearse por deslizamientos y hundimientos.

Teniendo como resultados las siguientes conclusiones:

- Las características de una ladera o talud son las que determinan las condiciones geológicas propicias para la generación de deslizamientos. Pero hay que tomar en cuenta que estos deslizamientos pueden ocurrir por otros factores, los cuales pueden ser naturales como la lluvia, las heladas, sismos etc. Existen causas artificiales como producto de la actividad humana que de una u otra modifica la estabilidad de las laderas.

- La filtración del agua es retenida en la estructura de los suelos en los diferentes estratos arcillosos y debido a su baja permeabilidad, puede producir en los suelos la pérdida de su consolidación, ocasionando en combinación con las cargas verticales, las fallas del talud representado por deslizamientos continuos en todo el talud.
- Los taludes fueron cortados y ya no existe la masa de los suelos deslizante. Queda solamente el macizo sujeto a las cargas verticales que actúan sobre él, y que pueden ocasionar fallas por desprendimiento de la cresta del talud.
- Debido a que la República de Guatemala se encuentra localizada en una zona tectónicamente activa, se define como una zona potencialmente vulnerable a los deslizamientos masivos, así también a la reactivación de las redes secundarias de fallas y fracturas, por lo que bajo estas condiciones pueden esperarse deslizamientos de importancia.

Melentijevic, Svetlana (2005), señala en la tesis titulada “Estabilidad de taludes en macizos rocosos con criterios de rotura no lineales y leyes de fluencia no asociada”, tesis para obtener el grado de Doctor en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos por la Universidad Politécnica de Madrid – España, tiene como objetivo principal, conocer la influencia del ángulo de dilatación a la estabilidad general de taludes, empleando para ello un criterio de rotura no lineal.

Teniendo como resultado las siguientes conclusiones:

- El método desarrollado en esta tesis es válido puesto que los resultados obtenidos mediante la metodología desarrollada en el Capítulo 5 y dados en el Capítulo 6 en forma de abacos son concordantes con los resultados obtenidos mediante el programa comercial geotécnico SlopeAV. La comparación viene dada en el Capítulo 7 de "Contraste y validación del método".
- La similitud de los resultados obtenidos se verifica mediante la diferencia entre los valores de factores de seguridad (FS) calculados mediante estos dos procedimientos que es para 144 casos estudiados de deslizamiento plano claramente inferior al 2.5% (salvo en 14 casos es hasta el 6%), y para 27 casos analizados de deslizamiento circular no supera el 5%.
- Asimismo, como corroboración del punto anterior, la comparación entre el "procedimiento de esta tesis" y el programa SlopeAV también viene dada mediante comparación de la distribución de los esfuerzos entre rebanadas y las tensiones en bases de rebanadas con respecto a la distancia al origen, es decir a lo largo de la superficie de deslizamiento (véase Anejo B para deslizamiento plano, y Anejo C para deslizamiento circular). Los resultados obtenidos son a los efectos prácticos idénticos.

- Se han elegido cinco distintas funciones de distribución  $f(x)$  para comprobar su influencia en los valores del factor de seguridad  $\{FS\}$ , tanto para deslizamiento plano como para deslizamiento circular. La diferencia obtenida es del orden de 1% y por ese motivo se ha empleado la más habitual en el ámbito de cálculos de estabilidad de taludes; la función de medio-seno.
- El valor del parámetro de Morgenstem & Price ( $X$ ) obtenido, en la mayoría de los casos estudiados (en 121 de 144 casos analizados en total) del deslizamiento plano es 0.25; mientras que para el deslizamiento circular no se ha podido obtener un único valor representativo.

**b) En el ámbito nacional**

Granados López, Alan Raúl (2006), señala en la tesis titulada “Estabilización del talud de la Costa Verde en la zona del distrito de Barranco”, tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil por la Pontificia Universidad Católica del Perú – Perú, tiene como objetivo principal, desarrollar el análisis y diseño de ingeniería, así como el presupuesto de una solución para estabilizar, bajo las condiciones críticas de un sismo, un tramo representativo de 560 metros de longitud del talud de la Costa Verde, ubicado en el distrito de Barranco y medidos en la dirección de la vía costanera, aproximadamente entre ‘la bajada de los baños’ y ‘Armendáriz’.

Teniendo como resultados las siguientes conclusiones:

- Un proyecto de este tipo representaría una obra de envergadura debido a que costaría alrededor de 10 millones de Soles, sin embargo, para el desarrollo de esta tesis se hicieron presunciones que, de variar, podrían redundar en un abaratamiento de los costos.
- La presunción más importante fue estimar que el lente de limo es de espesor constante a lo largo de la proyección de planos horizontales, durante la etapa de análisis se demostró que la disminución de este espesor sería proporcional a la disminución del movimiento de tierras por lo que de tomar la decisión de realizar un proyecto de este tipo sería ampliamente justificable la realización de ensayos que revelen el espesor real del lente material fino.
- Este presupuesto demuestra que la partida de mayor incidencia en proyectos de este tipo es la de Movimiento de Tierras, sobre todo en zonas urbanas como Lima debido a que no se puede simplemente cortar y rellenar el material a una distancia corta sino que es necesario mover el material hasta botaderos especiales por lo que de tomar la decisión de realizar un proyecto de este tipo sería justificable la realización de un estudio para la implementación de botaderos más cercanos a la obra, pudiendo analizar la posibilidad de ampliar artificialmente las playas de Barranco y Miraflores con el material de desecho.

- El costo total para alquiler y operación de equipo pesado es de aproximadamente 3.7 millones de soles, por lo que sería necesario analizar la factibilidad de comprar el equipo, según la obra sea ejecutada directamente por el municipio de Barranco o por licitación pública.

Toro Irureta, Jawer (2014), señala en la tesis titulada “Evaluación de la Inestabilidad de Taludes en la Carretera Las Pirias- Cruce Lambayeque, San Ignacio”, tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil por la Universidad Nacional de Cajamarca – Perú, tiene como objetivo principal, evaluar los taludes con características inestables (desprendimiento de bloques, vuelco de bloques y deslizamiento de suelos), en la carretera Las Pirias - Cruce Lambayeque, San Ignacio.

Teniendo como resultado las siguientes conclusiones:

- Se identificaron 08 taludes inestables los cuales se tomaron 02 como muestra para su respectiva evaluación (ensayo corte directo). Los factores que afectan la inestabilidad de taludes en promedio los más incidentes: Ángulo de fricción.  $(\phi) = 12.71^\circ$ , Cohesión  $(c) = 27.46 \text{ kPa}$ , Peso específico  $\gamma = 27,34 \text{ kN/m}^3$ . Y los parámetros hidrogeológicos. Así como la pendiente del talud (grado de inclinación), altura y longitud en promedio: Altura= 22.21 m, Pendiente =  $62.98^\circ$  y Longitud= 18.75 m.

- De los cuales en función del tipo de suelo (CL en la mayoría), dicha geometría de los taludes inestables no son la correcta. Como también no se cuenta con medidas de protección en los 8 taludes inestables y drenaje adecuado de los ocho taludes inestables.
- Las propuestas de solución más resaltante son por el rediseño de la geometría de los taludes, abatimiento de taludes (banquetas, pendiente talud VI: HI).
- Producto de nuestra evaluación de taludes inestables en la carretera Las Pirias - Cruce Lambayeque, se determinó que si existe inestabilidad en los taludes: (FS.< 1).

### **1.3 Objetivos**

#### **a) Objetivo general**

Analizar la estabilidad de taludes para explotación de cantera de arcilla en el distrito de Paccha, provincia de La Oroya, Junín

## **b) Objetivos específicos**

- Optimizar la explotación de arcilla y minimizar el volumen de excavación en desmonte y prever el factor de seguridad, así como el comportamiento de los taludes.
- Realizar la evaluación de las condiciones geológicas y los parámetros geotécnicos del suelo y macizo rocoso, sobre las áreas previstas de la cantera de arcilla, para definir las condiciones de su estabilidad.

## **1.4 Justificación e importancia**

Con fines de fabricar objetos de artesanía y losetas para acabados de pisos y paredes se está explotando la cantera de arcilla, a cielo abierto, generando un tajo conformado por plataformas y taludes de bancos.

Allí radica la importancia del tema elegido para la tesis a desarrollarse, puesto que resulta necesario evaluar la estabilidad de los taludes, con fines de garantizar la seguridad durante los trabajos y optimizar la explotación de la arcilla.

## **1.5 Hipótesis**

Mediante un eficiente análisis de estabilidad de taludes se podrá prever el comportamiento de los taludes y el factor de seguridad, con fines de garantizar la seguridad durante los trabajos y optimizar la explotación de la arcilla.

## **CAPÍTULO II**

### **Marco Teórico**

#### **2.1 Definición de taludes**

Se entiende por talud a cualquier superficie inclinada respecto de la horizontal que hayan de adoptar permanentemente las estructuras de tierra.

No hay duda que el talud constituye una estructura compleja de analizar debido a que en su estudio coincide los problemas de mecánica de suelos y de mecánica de rocas, sin olvidar el papel básico que la geología aplicada desempeña en la formulación de cualquier criterio aceptable.

Cuando el talud se produce en forma natural, sin intervención humana, se denomina ladera natural o simplemente ladera.

Cuando los taludes son hechos por el hombre se denomina cortes o taludes artificiales, según sea la génesis de su formación; en el corte, se realiza una excavación en una formación terrea natural (desmonte), en tanto que los taludes artificiales son los lados inclinados de los terraplenes.

En ciertos trabajos de la Ingeniería Civil es necesario utilizar el suelo en forma de talud como parte de la obra. Tal es el caso de terraplenes en caminos viales, en presas de tierra, canales, canteras, etc.; donde se requiere estudiar la estabilidad del talud. En ciertos casos la estabilidad juega un papel muy importante en la obra, condicionando la existencia de la misma como puede verse en presas de tierra, donde un mal cálculo puede hacer fracasar la obra.

El resultado del deslizamiento de un talud puede ser a menudo catastrófico, con la pérdida de considerables bienes y muchas vidas. Por otro lado, el costo de rebajar un talud para alcanzar mayor estabilidad suele ser muy grande. Es por esto que la estabilidad se debe asegurar, pero un conservadorismo extremo sería antieconómico.

## **2.2 Estabilidad de taludes**

Se entiende por estabilidad a la seguridad de una masa de tierra contra la falla o movimiento. Como primera medida es necesario definir criterios de estabilidad de taludes, entendiéndose por tales algo tan simple como el poder decir en un instante dado cuál será la inclinación apropiada en un corte o en un terraplen, casi siempre la más apropiada será la más escarpada que se sostenga el tiempo necesario sin caerse. Este es el centro del problema y la razón del estudio.

A diferentes inclinaciones del talud corresponderán diferentes masas de material terreo por mover y por lo tanto diferentes costos. Podría imaginarse un caso en que por alguna razón el talud más conveniente fuese muy tendido y en tal caso no habría motivos para pensar en “problemas de estabilidad de taludes “, pero lo normal es que cualquier talud funciones satisfactoriamente desde todos los puntos de vista excepto el económico, de manera que las consideraciones de costo presiden la selección del idóneo, que resultara ser aquel al que corresponda la mínima masa de tierra movida, o lo que lo mismo el talud más empinado.

Probablemente muchas de las dificultades asociadas en la actualidad a los problemas de estabilidad de taludes radican en que se involucra en tal denominación a demasiados temas diferentes, a veces radicalmente distintos, de manera que el estudio directo del problema sin diferenciar en forma clara tales variantes tiende a conducir a cierta confusión.

Es indudable que en lo anterior está contenida la afirmación de que los taludes son estructuras muy complejas, que prestan muchos puntos de vista dignos de estudio y a través de los cuales la naturaleza se manifiesta de formas diversas. Esto hará que su estudio sea siempre complicado, pero parece cierto también, que una parte de las dificultades presentes se debe a una falta de correcto deslinde de las diferentes variantes con que el problema de estabilidad se puede presentar y se debe afrontar.

Los problemas relacionados con la estabilidad de laderas naturales difieren radicalmente de los que se presentan en taludes construidos por el ingeniero. Dentro de estos deben verse como esencialmente distintos los problemas de los cortes de laderas y los de los terraplenes.

Las diferencias importantes radican, en primer lugar, en la naturaleza de los materiales involucrados, y en segundo, en todo un conjunto de circunstancias que dependen de cómo se formó el talud y de su historia geológica, de las condiciones climáticas o, en general, ambientales, definen aspectos tan importantes como configuración de los suelos y las rocas, o el flujo de las aguas subterráneas a través de los suelos que forman la ladera o el talud, el cual influye decisivamente en sus condiciones de estabilidad.

### **2.3 Tipos de fallas más comunes en taludes**

Los tipos de fallas más comunes en taludes son:

- Deslizamientos superficiales (Creep)
- Movimiento del cuerpo del talud
- Flujos.

## **CAPÍTULO III**

### **Método**

#### **3.1 Tipo de investigación**

Aplicada.

#### **3.2 Ámbito temporal y espacial**

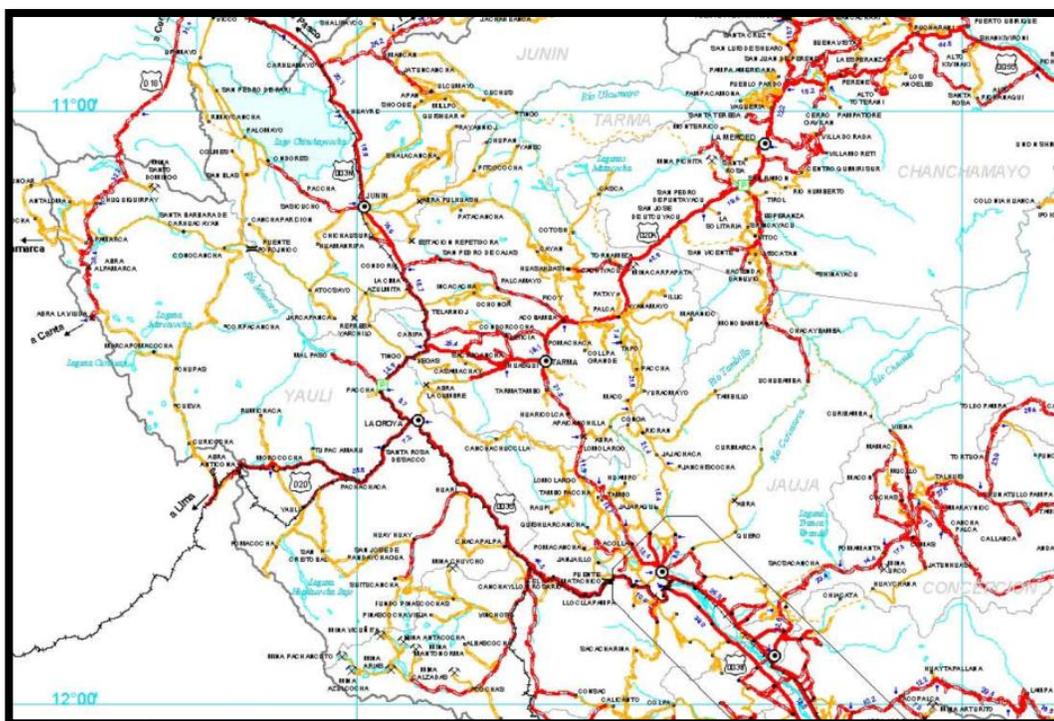
El proyecto en el que se basará la tesis a desarrollarse se encuentra dentro de la Concesión Minera no Metálica, que se ubica en el distrito de Paccha, provincia de Oroya y Departamento de Junín, entre las coordenadas UTM: E 393000 N 8734000. A una altura promedio de 3800 msnm, la misma que tiene una extensión de 300 hectáreas. La obra se encuentra en ejecución.

#### **Accesibilidad**

El único acceso hacia la cantera Azul desde la ciudad de Lima, es por vía terrestre, por la carretera Central como se detalla en el cuadro siguiente:

Descripción	Distancia (Km)	Vía
Lima – Oroya (km. 184)	184	Asfaltada
Oroya (kilómetro 184) – Paccha	07	Asfaltado
Paccha – Campo de Golf (DOE RUN)	03	Asfaltado
Campo de Golf (DOE RUN) - proyecto “Cantera arcilla”	02	Trocha Carrozable
<b>TOTAL</b>	<b>196 Km</b>	

Fuente: Propia.



Plano de acceso a la cantera de arcilla. Fuente: IGN.

## **Clima y Fisiografía**

La zona en estudio presenta diversas condiciones climáticas, que determinan diferentes condiciones ecológicas; pues la altitud juega un rol importante en los cambios climáticos, en la vegetación y uso de la tierra.

El clima de la Oroya es frío, moderadamente lluvioso y la temperatura máxima es 15°C aproximadamente, llegando a temperaturas bajo cero respectivamente. La precipitación media acumulada anual para el periodo de pluviosidad es de 829.6 mm aproximadamente.

## **Geología Regional**

La Cantera de arcilla, se encuentra en la sierra central del país; en el Valle interandino del río Mantaro. El lugar de interés está conformado por dos unidades morfogénicas, designadas como: Valle interandino del río Mantaro, en el cual se hallan las subunidades geomorfológicas de la Cadena de cerros, Quebradas, Conos de deyección, Laderas, Terrazas aluviales y el Cauce del río.

El área donde se encuentra la Cantera de arcilla, está constituida por una unidad geológica perteneciente al Mesozoico; con predominio de las rocas del Jurásico y cobertura Cuaternaria.

Las unidades litológicas del Jurásico corresponden a rocas de la Formación Chulec, esta unidad está cubierta por los depósitos del Cuaternario conformados por los depósitos aluviales, pluviales, deluviales, deluvio-coluviales y tecnógenos.

Las unidades litológicas han sido deformadas durante el Mesozoico y el Cenozoico y corresponden al desarrollo del Ciclo Andino, conformada por las fases tectónicas: Inter Albiana, peruana e Incaica y Quechua, durante estas fases las rocas han sido deformadas en diferentes grados.

Las unidades lito-estratigráficas en el área, han sido deformadas durante la fase Quechua y las principales deformaciones corresponden a esfuerzos de compresión y tensión que han dado lugar a plegamientos, fallamientos locales y fracturamientos; las trazas de las fallas locales están cubiertas por el cuaternario.

Las laderas del valle del río Mantaro donde se encuentra la cantera, presentan relieves irregulares como consecuencia del modelado de algunos procesos de geodinámica externa. El lugar en su mayor extensión muestra relieves producto de procesos relacionados a la erosión glacial y fluvial.

Los procesos más antiguos que han afectado el área donde se ubica la cantera y área de influencia indirecta, corresponden a la glaciación y desglaciación, que han sido posteriormente complementados por la erosión fluvial del río que, junto a otros tipos de erosión, han determinado gran parte del relieve actual.

Parte de las interpretaciones geológicas y del relieve que presenta el área de interés, se basan en el comportamiento de los diferentes procesos de geodinámica externa que han afectado el área; dentro de estas interpretaciones se tiene en cuenta la configuración morfológica, origen, naturaleza y ubicación de los depósitos cuaternarios.

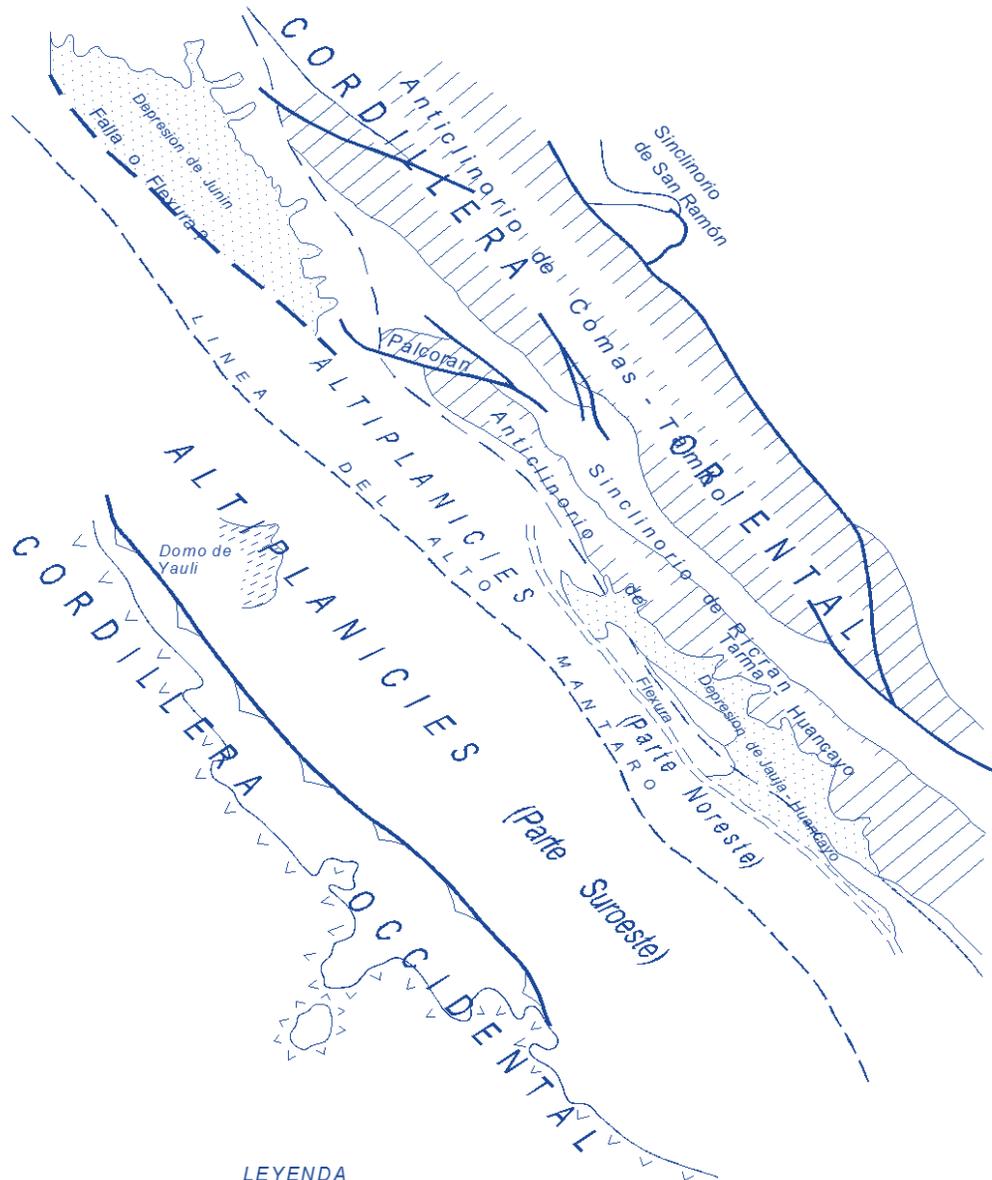
Como gran parte de la sierra del país, en la actualidad en el área muestra un conjunto de indicios morfológicos y líticos de la ocurrencia de diversos procesos de geodinámica externa, cuyas manifestaciones están relacionadas principalmente a los factores climáticos y en algunos casos han sido favorecidos por los factores litológicos, morfológicos y sísmicos.

Los procesos de geodinámica externa, en la actualidad se manifiestan en forma muy localizada, en magnitudes poco perceptibles y los más notorios corresponden a manifestaciones dentro del cauce del río, seguido por las torrenteras y caída de fragmentos de rocas que son eventuales.

ERATEMA	SIATEMA	SERIE	UNIDADES LITOSTRATIGRAFICAS	ROCAS INTRUSIVAS			
CENOZOICO	CUATERNARIO		Deposito de Travertinos	Q-tr			
			Deposito de Pendiente Terrazas y Depositos - Fluvioglaciales	Q-t Q-t2 Q-t3			
			Deposito de Pendiente Depositos Antiguos y Deformados	Q-g Q-g1 Q-p			
	NEOGENO				Pòrfido Cuarcifero	N-pc	
	PALEOGENO				Pòrfido Riolítico	N-p	
MESOZOICO	CRETASICO	Superior				Riolitas	KP-p
						Granito San Antonio	KP-gr-sa
						Granito Huacuas	KP-gr-hu
					Diorita Cayesh	KP-di-c	
				Fm. Jumasha	Ks-j	Granito y Diorita Indiferenciado	KP-di-&
	Inferior					Midrodioritas	KP-u-di
			Fm. Pariatambo	Ki-pt			
	JURASICO	Inferior					
				Fm. Chulec	Ki-ch		
				Fm. Pariahuanca y Gpo. Goyllarisquizga	Ki-gp		
TRIASICO	Superior						
			Fm. Condorsinga	Ji-c			
		Fm. Aramachay	Ji-a				
PALEOZOICO	PERMIANO	Superior	Fm. Chamarà	Tr-ch			
		Inferior	Fm. Mitu	Ps-m	Mongozoganito Hualluniyoc	Pm-ad-hc	
	CARBONIFERO	Superior	Gpo. Mitu	Pi-c			
		Inferior	Gpo. Tarma	Cs-t			
	DEVONICO		Gpo. Ambo	Ci-a			
			Fm. Concepción	D-c	Mongozoganito de Pacococha	Ds-ad-p	
		Gpo. Excelsior	Pall-o				
NEOPROTEROZOICO			Gpo. Huaytapallana (Peridotitas)	PE-h PE-ps	Granito de Huacapistana	PE-g-hu	

Columna estratigrafía regional del área de estudio. Fuente: IGN.

# ZONACION ESTRUCTURAL



## LEYENDA

-  PRINCIPALES AFLORAMIENTOS DEL SUBSTRATO PRE-ANDINO
-  PRINCIPALES DEPRESIONES CON RELLENO CUATERNARIO
-  BASE DE COBERTURA VOLCANICA DE LA CORDILLERA OCCIDENTAL Y DE LAS ALTIPLANICIES
-  CABALGAMIENTO FRONTAL DE LA CORDILLERA OCCIDENTAL

Fuente: IGN.

## **Geología local**

## **Geomorfología**

La cantera de explotación de arcilla Azul, se encuentra en las estribaciones de la Cordillera Occidental en el cual se encuentran la cabecera del Valle del interandino del río Mantaro, constituido por las siguientes subunidades:

### **Cadena de Cerros**

Corresponden a cadena de cerros cuyas altitudes sobrepasan los 4500 msnm, tienen diversas formas, en su mayor extensión son irregulares con crestas localmente aciculares y constituidas por afloramientos rocosos que muestran huellas de la erosión glaciaria.

Estas geoformas delimitan el valle del río Mantaro, tienen una orientación general de NO a SE y hacia el río tienen pendientes desde pronunciadas hasta localmente moderadas. Esta subunidad forma parte de la Superficie Puna.

## **Laderas**

Estas superficies de erosión; constituyen parte de los cerros y ambos márgenes del valle, tienen diferentes formas y declives; en el área de influencia de la cantera corresponden a las laderas cuyos contornos son ondulados y están interceptados por depresiones y algunas quebradas.

Las laderas en el área tienen relieves irregulares, en las partes inferiores están cubiertas por depósitos inconsolidados con vegetación tipo ichu en su mayor extensión. La cantera de donde se extrae las arcillas se ubica en estas laderas.

## **Quebradas**

En el área cercana a la Cantera Azul, existen varias depresiones en su mayoría producto de erosión fluvial, algunos son de origen estructural como fallas y fracturas persistentes; constituyen las geoformas por donde en los periodos de lluvia drenan las aguas pluviales; en general tienen secciones transversales cercanas en forma de “V” en su cabecera con cauces encajonados y luego abiertos con pendientes pronunciados, en la parte final o cerca del cauce del río las quebradas terminan en pequeños conos de deyección.

### **Conos de Deyección**

En el área de la cantera constituyen pequeñas geoformas, que coinciden con la desembocadura de las quebradas en el río Mantaro, en planta tiene la forma de un cono y la parte superior del cono constituye el cauce terminal de la quebrada. Los conos de deyección están conformados por depósitos proluviales, cuyos materiales han sido transportados y acumulados por las torrenteras.

### **Cauce del río Mantaro**

El río Mantaro discurre en el fondo del valle de noroeste a sureste, el río tiene anchos variables y gradientes mayores a 10%, dentro de este cauce discurre las aguas con un curso ligeramente sinuoso, gran parte de este cauce está delimitado por terrazas aluviales; el fondo del cauce y áreas de inundación extraordinaria están compuestos por depósitos aluviales recientes.

### **Terrazas Aluviales**

Estas geoformas que se hallan en ambas márgenes del fondo de valle, se ubican en forma casi paralela al río, con anchos y alturas variables y casi siempre algo discontinuos; la parte superior de las terrazas son ligeramente planos y ondulados, hacia el cauce actual del río terminan en forma de taludes subverticales y escarpados en algunos sectores las terrazas se encuentran en forma escalonados. Estas geoformas hacia el río terminan en algunos sectores abruptamente con escarpas de pequeños derrumbes.

## Litoestratigrafía

El valle del río Mantaro donde se encuentra la cantera de arcilla Azul, se encuentran rocas del Cretáceo, que se hallan cubiertos por depósitos del Cuaternario, estas unidades se describen del más antiguo al reciente y son las siguientes:

### **Rocas Sedimentarias**

#### **Formación Condorsinga (Ji-c)**

Esta unidad se encuentra en casi toda el área de esta parte de la cuenca del río Mantaro y ocupa gran parte de los cerros adyacentes a la cantera, está conformada por calizas grises a beige, que se hallan en estratos de mediano a delgado espesor, contiene intercalaciones de calizas dolomíticas.

Forma parte de plegamientos, comprende calizas en bancos de grano medio, masivos, al tope gradan a margas gris blanquecinas, ocasionalmente contiene nódulos de chert e insipiente estratificación sesgada.

Esta unidad, forma parte del Grupo Pucará y suprayace en concordancia a las calizas de la Formación Aramachay e infrayace a las areniscas del Grupo Goyllarisquizga en la misma posición. En las laderas adyacentes de la cantera, afloran parcialmente cubiertas por los depósitos cuaternarios; en estos lugares afloran en capas de 0,5 a más de 1m.de espesor y con variado grado de fracturamiento y ligeramente alterados.

### **Depósitos Cuaternarios (Q)**

Tapizando a las rocas sedimentarias anteriormente descritas se hallan los depósitos cuaternarios, que se describen del más antiguo al reciente.

### **Depósitos Aluviales (Q-al)**

Ocurren en el cauce del río Mantaro, los más recientes (Q-al2), están constituidos por una mezcla de gravas, cantos rodados y bolones con poco porcentaje de arenas, en forma suelta con algunos metros de espesor, en algunos sectores contienen mayor porcentaje de gravas y arenas, generalmente tienen una coloración grisácea a gris marrón.

Los depósitos aluviales antiguos (Q-a11); se encuentran en las áreas de inundación extraordinaria, se halla como mezclas de cantos rodados, bolones y bloques con relleno de gravas y arenas; las partículas presentan formas de subredondeados a subangulosos; en su composición litológica predominan las rocas calizas y en menor porcentaje las rocas intrusivas y areniscas; se estima que los mayores espesores alcanzan en las terrazas, estimados en algunas decenas de metros. Estos depósitos se encuentran ligeramente densos, su coloración predominante es marrón gris; estos materiales son explotados como agregados.

### **Depósitos Deluviales (Q-de)**

Estos depósitos se hallan cubriendo a las rocas calizas en ambos márgenes del valle, corresponden a los materiales producto de la erosión y meteorización de las rocas que en el tiempo se han mezclado con los clastos; en su composición prevalece la mezcla de arcillas limosas que gradan a arenas limosas o arcillosas, de variada plasticidad y yacen con varios metros de espesor, regularmente compactos, con varios metros de espesor y de colores desde marrón a marrón algo rojizos.

La cantera de arcilla actualmente en explotación se halla en este tipo de depósitos.

### **Depósitos Deluvio-Coluviales (Q-de-co)**

Estos depósitos tapizan parte de las laderas, con espesores muy variables; están constituidas por limos arenosos o arenas limosas y/o arcillosas con diferente porcentaje de gravas y fragmentos de rocas; en general yacen con poca compacidad; en algunas laderas de pendiente media a suave alcanzan algunos metros de espesor; la coloración del material es predominantemente marrón grisáceo a marrón ligeramente rojizo.

### **Depósitos Tecnógenos (Q-te)**

Estos depósitos se hallan acumulados cerca del área de la explotación, se hallan sobre una ladera de moderada pendiente y con cobertura deluvial; este lugar se considera estable.

El depósito está constituido por una mezcla limos y/o arcillosas con cierto porcentaje de arenas y algunos clastos y cierto porcentaje de materia orgánica y raíces; en general yacen con poca compacidad; con una altura de mayor a 12 m y pendientes promedios a 35° y de color predominantemente marrón gris algo rojizo. En el plano no se muestra por la escala.

## Columna Litoestratigráfica - Área de la Cantera Azul

ERA	SISTEMA	SERIE	UNIDADES LITOESTRATIGRÁFICAS
CENEZOICO	CUATERNARIO	HOLOCENO	Depósitos tecnógenos Q-te Depósitos deluvio-coluviales Q-de-co Depósitos deluviales Q-de Depósitos aluviales:
MESOZOICO	JURÁSICO	SUPERIOR	antiguos Q-al1 recientes Q-al2  Formación Condorsinga Ji-c

Fuente: Propia.

### Tectónica o Geología Estructural

Las rocas en el área fueron deformadas por la Tectónica Andina con una deformación moderada, seguida por epirogénesis de fines del Oligoceno que marca la etapa de acumulación y deformación del ciclo geotectónico andino, que corresponde al emplazamiento de las rocas volcánicas sedimentarias y continentales del Terciario inferior (Eoceno superior-Oligoceno) dispuestas discordantemente sobre el Tercer y Segundo pisos estructurales.

## **Fallas**

En el área de interés no existen fallas importantes, sin embargo, las rocas sedimentarias están afectadas por fallas locales que probablemente controlan y coinciden con el cauce del río Mantaro, también existen otras discontinuidades locales que se conjugan con la falla principal que tiene una orientación andina de NO a SE cuyo buzamiento no se puede determinar por la cobertura cuaternaria. En el área de la cantera no se ha observado presencia de estructuras, sin embargo, las capas de calizas tienen una orientación de NO a SE con buzamientos de 28 a 32° hacia el NE que probablemente coincide con el flanco oriental de un anticlinal. Las rocas calcáreas antes del área de la cantera y después están localmente replegadas.

## **Fracturas**

Las calizas están afectadas por diaclasas que en algunas zonas muestran rocas en forma de bloques; en la mayoría de los afloramientos las rocas tienen variado grado de fracturamiento y las más persistentes tienen una orientación casi transversal a la orientación de los estratos y otras coinciden con los planos de estratificación en menor porcentaje existen fracturas de N20 a 25° y buzamientos cercanos a la subvertical, estas fracturas en su mayoría son espaciadas de 0,2 a más de 0,8 m con persistencias desde 0,5 m hasta más de una decena de metros, con planos de fractura desde rugosas hasta onduladas.

## **Riesgos Naturales (Geodinámica Externa)**

El área donde se encuentra la cantera de arcilla Azul, se encuentran territorios y relieves con huellas y materiales de procesos de geodinámica externa originados por la glaciación y desglaciación; estos procesos junto a la erosión fluvial del río son causantes del modelado del actual paisaje que presenta el valle y la ladera donde se encuentra la cantera.

Se estima que los principales relieves y modificaciones de estos en esta parte de la cuenca, están relacionados a los periodos en los cuales gran parte de la Cordillera estaba cubierto de glaciales o nieves y a los periodos de desglaciación; en la actualidad la erosión fluvial del río es determinante, se estima que se halla en un periodo de profundización del cauce.

Los procesos que ocurren en el área son muy localizados y por la magnitud del área de la cantera se estima que estos procesos no son relevantes y se manifiestan en forma muy localizado, estos procesos se manifiestan cerca al cauce del río y en algunos cortes construidos para obtener los materiales arcillosos. Los principales procesos de geodinámica externa que ocurren en el área del proyecto son los siguientes:

## **Derrumbes**

En diferentes lugares y en ambos márgenes del cauce del río se aprecian escarpas de diferentes edades, que han desestabilizado parte del borde de las terrazas aluviales, este proceso puede ser considerado casi periódico, ocurre con relativa frecuencia durante las épocas de avenidas, los materiales removidos en parte se acumulan cerca de la orilla.

Este tipo de procesos también afectan eventualmente algunas laderas, pero en magnitudes pequeñas y casi siempre en la cobertura cuaternaria. Puntualmente se aprecia pequeñas escarpas de derrumbe en la banqueta inferior del área en explotación, esta inestabilidad es controlada por las máquinas en operación que facilitan la extracción de las arcillas.

## **Erosión de Riberas y Laderas**

La erosión de riberas se manifiesta en el cauce del río Mantaro, este proceso está relacionado con el aumento del caudal del río y el arrastre de materiales, que facilita la remoción de los materiales en las orillas y la destrucción de la estructura de los suelos granulares y posterior remoción por la acción de las aguas del río.

La erosión de riberas favorece los cambios en la forma del cauce del río, en el tiempo determina la profundización del cauce. La erosión en las laderas en el área de la cantera se manifiesta en forma incipiente y es favorecido por el sobre pastoreo, a pesar de este factor condicionante, la cobertura cuaternaria en el cual se fija la cobertura vegetal (ichu) no favorece la erosión.

Los factores anteriormente señalados y la casi continua vegetación que se fija en las laderas con cobertura cuaternaria que es habitual en la mayoría de laderas y depresiones en el área, colaboran poco en la descomposición de las rocas y formación de los suelos, y por consiguiente no favorecen la erosión de los materiales inconsolidados.

### **Geología del Yacimiento**

La cantera de arcilla en este yacimiento es de origen deluvial, no se puede descartar también que la acumulación de las arcillas, está relacionado a un antiguo aluvión que en épocas pasadas afectó parte del valle, cuando el nivel de las aguas alcanzaba este nivel. La forma del valle actual no permite determinar la presencia de la arcilla cuyos horizontes están tapizados con cobertura deluvial.

Las arcillas están parcialmente cubiertas por limos arcillosos con cierto porcentaje de materia orgánica, estos materiales para la extracción de las arcillas adecuadas son retiradas a un Botadero de Desmontes.

La arcilla económicamente aprovechable yace en una ladera de pendiente promedio mayor a  $30^\circ$  en una extensión aproximada de 400 m de largo y más de 140 m de ancho que coincide con el talud natural de la ladera; actualmente la profundidad de explotación mediante banquetas se estima que ha alcanzado en la parte inferior más de 40 m la arcilla, se encuentra en forma de un suelo casi uniforme, de color marrón algo rojizo, ocurre en forma localizada en esta parte del valle.

### **3.3 Variables**

- **Variable independiente**

Comportamiento de los taludes y factor de seguridad.

- **Variable dependiente**

Estabilidad de los taludes.

### **3.4 Población y muestra**

- **Población**

La población es un conjunto reducido o ilimitado con características similares para los cuales las conclusiones de la investigación serán extensas. Esta queda limitada por los objetivos y el problema de la investigación.

Para la presente investigación, el universo poblacional estará compuesto por los taludes generados por la explotación de canteras en el sector minero.

- **Muestra**

Un subconjunto específico y limitado que se separa de la población es definido como una muestra.

En la tesis a desarrollarse se tomará como muestra de investigación los taludes de la explotación de la cantera Azul del distrito de Paccha, provincia de Oroya y Departamento de Junín.

### **3.5 Instrumentos**

- Revisión de documentos: a través de esta técnica se revisarán normas, manuales, libros, tesis, etc., respecto al análisis de estabilidad de taludes.
- Observación: Esta técnica permitirá recolectar información vista en campo.
- Ensayo de Penetración Dinámica Ligera (DPL) y ensayos de densidad.
- Ensayos de laboratorio: se realizarán ensayos estándar como análisis granulométrico por tamizado y contenido de humedad; así como también ensayos especiales como ensayos de carga puntual en roca y ensayos de propiedades físicas de la roca.

### **3.6 Procedimientos**

- La exploración de campo se realizará mediante la excavación de calicatas y efectuarán ensayos de densidad.
- Se llevarán a cabo estaciones geomecánicas y se realizarán análisis de discontinuidades.
- Se realizará una evaluación geomecánica y se calculará el Índice de Resistencia Geológica (GSI).
- Se procederá a hacer el Análisis de Estabilidad de Taludes, empleando el software de computación SLIDE.

### **3.7 Análisis de datos**

Como la investigación es cuantitativa se realizará un análisis de datos, el cual servirá para realizar las evaluaciones pertinentes de los resultados que se obtendrán en los ensayos de laboratorio y los obtenidos a través del software SLIDE.

## **Exploración de Campo**

La exploración de campo se realizó mediante la excavación de cuatro calicatas y ocho trincheras en el área de la cantera. Simultáneamente se efectuaron tres ensayos de densidad. También se llevó a cabo cuatro estaciones geo-mecánicas. Los trabajos de campo se muestran en el plano TL02-0211-GT-003.

## **Excavación de Calicata y Trincheras**

En cada una de las calicatas y trincheras se registró el perfil de suelos de acuerdo con la norma ASTM D-2488.

Se tomaron muestras disturbadas de los materiales encontrados para la ejecución de los ensayos de laboratorio correspondientes, para lo cual cada muestra fue identificada y convenientemente embalada en bolsas de polietileno para ser remitidas al laboratorio de mecánica de suelos.

En el siguiente Cuadro se presenta un resumen de las trincheras excavadas.

### Resumen de Excavación de Calicatas y Trincheras

Ubicación	Calicatas/Trinchera	N° de Muestras Alteradas	Prof. (m)
Cantera Azul	CCA-01	M-1	0.20- 2.00
	CCA-02	M-1	0.00 – 2.00
	CCA-03	M -1	0.10 - 0.60
	CCA-04	M-1	0.20- 2.00
	TCA-01	M-1	8.00 - 9.80
	TCA-02	M-1	4.20 - 5.00
	TCA-03	M-1	4.00 – 6.00
	TCA-04	M -1	13.00 – 15.00
	TCA-05	M-1	2.00 – 4.20
	TCA-06	M-1	3.60 5.20

Se presenta los registros de campo de las trincheras. Fuente: Propia.

### Ensayos de Penetración Dinámica Ligera (DPL)

Para estimar la potencia de la materia prima se han realizado ensayos de penetración dinámica ligera (DPL) en el área de estudio conformado por material granular fino.

El ensayo DPL (DIN 4094), consiste en el hincado continuo en tramos de 10 cm de una punta cónica de 60° utilizando la energía de un martillo de 10 kg de peso, que cae libremente desde una altura de 50 cm. Este ensayo permite obtener un registro continuo de resistencia del terreno a la penetración, existiendo correlaciones para encontrar el valor “N” del ensayo de resistencia a la penetración estándar (ASTM – D1586) en función del tipo de suelo, para cada 30 cm de hincado. Asimismo, se obtiene, en forma indirecta, la consistencia del terreno. En el siguiente cuadro se presenta los resultados de los ensayos ejecutados:

#### **Sondeos de Penetración Dinámica Ligera (DPL)**

<b>Ubicación</b>	<b>N° de Sondeo</b>	<b>Profundidad (m)</b>
Cantera Azul	DPL-1 / CCA-1	3.60
	DPL-2	3.00
	DPL-3 / TCA-1	2.00
	DPL-4 / TCA-2	1,20
	DPL-5	1.60
	DPL-6/CCA-2	1.30
	DPL-7/TCA-3	3.40
	DPL-8/TCA-4	3.00
	DPL-9/TCCA-5	2.70
	DPL-10/CCA-4	4.20

Fuente: Propia.

## Ensayos de Densidad

Para determinar la densidad natural del suelo se realizaron tres ensayos de densidad de campo. En el siguiente cuadro se presentan los resultados:

### Resultados de los Ensayos de Densidad

Ubicación	Calicata	Muestra	Profundidad (m)	Ensayo de Densidad	
				Densidad del suelo húmedo (kg/cm <sup>3</sup> )	Densidad del suelo seco (kg/cm <sup>3</sup> )
Cantera Azul	CCA-1/D1	M-1	2.00	1.97	1.70
	TCA-1/D1	M-1	9.80	1.87	1.65
	TCA-2/D2	M-1	5.00	1.82	1.53

Fuente: Propia.

## Estaciones Geo-mecánicas

Para evaluar las características y el comportamiento del macizo rocoso, se realizaron cuatro estaciones geomecánicas, en la cantera Azul. En el cuadro siguiente indican las coordenadas de ubicación y códigos de estas estaciones evaluadas en el campo.

### Resumen de Estaciones Geomecánicas

Localidad	Estación Geomecánica	Coordenadas (UTM / WGS84)		Tipo de Roca
		Norte	Este	
Cantera Azul	EG-1	8.735,220	392,963	Caliza
	EG-2	8.734,945	393,445	Caliza
	EG-3	8.735,181	363,191	Arenisca
	EG-4	8.735,188	393,010	Caliza

Fuente: Propia.

## Análisis de Discontinuidades

Se obtuvieron 300 puntos en los cuales se midieron el buzamiento y la dirección de buzamiento de las discontinuidades en las estaciones geomecánicas. Esta información fue analizada para determinar las tendencias predominantes de las discontinuidades, para la cual se utilizó el software Dips (v5.1) desarrollado por Rocscience.

### Resumen de Análisis de Discontinuidades

Ubicación	Estaciones Geomecánicas	Familias Predominantes (Buz/DirBuz)
Cantera Azul	EG - 1	33 / 257 61 / 269 55 / 151
	EG - 2	78 / 115 78 / 226 27 / 247
	EG - 3	31 / 214 53 / 196 61 / 132
	EG - 4	28 / 202 54 / 262 43 / 177

Fuente: Propia.

## **Ensayos de laboratorio**

### **Ensayos Estándar**

Con las muestras alteradas obtenidas de las excavaciones (trincheras), se realizaron ensayos estándar de clasificación de suelos y de propiedades físicas consistentes en: análisis granulométrico por tamizado y contenido de humedad.

Los ensayos se realizarán en el laboratorio de TEBACOR E.I.R.L. Según las normas de la American Society For Testing and Materials (ASTM). Las normas para estos ensayos son las siguientes:

Análisis granulométrico por tamizado ASTM D-422

Límites de Atterberg ASTM D-4318

Contenido de humedad ASTM D-2216

Clasificación SUCS ASTM D-2487

En el cuadro se presenta un resumen de los resultados de los ensayos estándar realizados.

### Resumen de Clasificación Estándar

Calicata / Trinchera	Muestra	Profundidad (m)	Granulometría (%)			Límites (%)		Clasificación SUCS
			Grava	Arena	Fino	LL	LP	
CCA-1	M-1	0.20 - 2.00	0	26.10	73.90	23	14	CL
CCA-2	M-1	0.00-2.00	1.20	41.20	57.60	25	13	CL
CCA-4	M-1	0.20 - 2.00	0.30	36.60	63.10	30	14	CL
TCA-1	M-1	8.00 – 9.80	1.90	37.7	66.40	25	16	CL
TCA-2	M-1	4.20 – 5.00	0.00	25.50	74.40	19	NP	ML
TCA-3	M-1	4.00 – 6.00	0.10	34.60	65.30	33	15	CL
TCA-4	M-1	13.00 – 15.00	0.00	56.60	43.40	19	NP	SM
TCA-5	M-1	2.00 – 4.20	0.20	42.30	57.50	42	18	CL
TCA-6	M-1	3.60 – 5.20	1.00	32.30	66.70	33	15	CL

L.L.: Límite líquido, L.P.: Límite plástico

Fuente: Propia.

### Ensayos Especiales

Para estimar los parámetros de resistencia del suelo se ejecutó un ensayo de corte directo en muestras extraídas de la calicata CCA-1, de las trincheras TCA-1, TCA-2.

Los ensayos se realizarán en el laboratorio Geotécnico CISMID de la Universidad Nacional de Ingeniería Facultad de ingeniería Civil. Según norma ASTM D-3080.

### Resultado del Ensayo de Corte Directo

Ubicación	Trinchera	Muestra	Profundidad (m)	Corte Directo		Clasificación SUCS
				$\phi$ (°)	C (kg/cm <sup>2</sup> )	
Cantera Azul	CCA-1	M -1	0.20 -2.00	22	0.15	CL
	TCA-1	M-1	8.00-9.00	28.5	0.10	CL
	TCA-2	M-1	4.20 – 5.00	31	0	ML

Fuente: Propia.

### Ensayos de Carga Puntual en Roca

Estos ensayos se usan para estimar la resistencia a la compresión simple de la roca intacta. Los ensayos se realizarán en el laboratorio de TEBACOR E.I.R.L. Según norma ASTM D-5731-02.

En el siguiente cuadro se presenta un resumen de los resultados del ensayo de carga puntual:

### Resultados de los Ensayos de Carga Puntual

Ubicación	Estación Geomecánica/ Muestra	Tipo de Roca	Resistencia a la compresión simple (MPa)		
			Máximo	Mínimo	Promedio
Cantera Azul	EG-3	Arenisca	9.3	2.4	5.3
	EG-4	Caliza	268.40	125.10	170.00

Fuente: Propia.

### Ensayo de Propiedades Físicas de la Roca

Con la muestra de roca obtenida de la calicata excavada, se realizó ensayo para determinar las propiedades físicas de la roca: gravedad específica, porosidad, absorción (ASTM C-9783) y densidad (ASTM D-2937).

### Resultados de los Ensayos Propiedades Físicas

<b>Estación Geomecánica /Muestra</b>	<b>Tipo de Roca</b>	<b>Porosidad (%)</b>	<b>Absorción (%)</b>	<b>Densidad (g/cm<sup>3</sup>)</b>
EG-3	Arenisca	1.62	1.65	1.91
EG-4	Caliza	0.27	0.27	2.66

Fuente: Propia.

### Ensayo de Compresión Triaxial

Se ensayaron 3 muestras, según norma ASTM 2664 – 95 en el Laboratorio de Mecánica de Rocas departamento de ingeniería de Minas de la Pontificia Universidad Católica del Perú.

### Resultados del Ensayo de Compresión Triaxial

Ubicación	Muestra	Tipo de Roca	<i>mi</i>	Angulo de fricción interno (°)	Cohesión (Mpa)
Cantera Azul	M-1	Arenisca	17.75	42.13	2.41

Fuente: Propia.

### Evaluación Geomecánica

Existen métodos y ensayos para determinar la resistencia al corte de macizos rocosos, basados en la evaluación de las características y comportamiento de los macizos, tales como las discontinuidades. Se ha evaluado mediante los métodos empíricos siguientes:

Evaluación Geomecánica de Bieniawski RMR

Índice de Resistencia Geológica GSI

Criterio de Resistencia Hoek – Brown

Evaluación Geomecánica de Bieniawski RMR

El resultado de la clasificación geomecánica, vía sistema RMR, se muestra en el cuadro siguiente:

### Resumen de Clasificación Geomecánica RMR

Ubicación	Estación Geomecánicas	Tipo de Roca	Valoración de la Masa Rocosa	
			RMR 89	RMR Ajustado
Cantera Azul	EG-3	Arenisca	39	34
	EG-4	Caliza	52	47

Fuente: Propia.

### Índice de Resistencia Geológica GSI

La estimación del GSI (Índice de Resistencia Geológica) de un macizo rocoso comprende la evaluación de dos aspectos del macizo: características estructurales (intertrabamiento, perturbación y sistemas de discontinuidades) y condiciones de las discontinuidades (características de las paredes de las discontinuidades, rugosidad, relleno, resistencia a la compresión uniaxial y alteración).

El GSI fue propuesto por Hoek et al. (1995) debido a la falta de aplicación del RMR, en el criterio de resistencia Hoek-Brown para macizos altamente fracturados, y por sus continuos cambios del mismo. La estimación del GSI para el presente estudio se ha efectuado mediante el uso de tablas preestablecidas, las cuales comprenden los factores principales que influyen en la resistencia del macizo rocoso (estructura y condiciones superficiales).

CARACTERÍSTICAS DEL MACIZO ROCOSO PARA EVALUAR SU RESISTENCIA		CONDICIÓN DE LAS DISCONTINUIDADES					INDICE GEOLOGICO DE RESISTENCIA			
ESTRUCTURA DEL MACIZO ROCOSO		EMPEORA LA CONDICION DE LAS DISCONTINUIDADES					ESTRUCTURA DEL MACIZO ROCOSO			
DISMINUYE LA TRABAZON DE LOS BLOQUES DE ROCA		DISMINUYE LA TRABAZON DE LOS BLOQUES DE ROCA					DISMINUYE LA TRABAZON DE LOS BLOQUES DE ROCA			
<p><b>FRAGMENTADO EN BLOQUES (BLOCKY)</b> MACIZO ROCOSO CONFORMADO POR TROZOS O BLOQUES DE ROCA BIEN TRABAZADOS, DE FORMA CUADRADA Y DEFINIDOS POR TRES SETS DE ESTRUCTURAS, ORTOGONALES ENTRE SI.</p> 	FB/MB	FB/IB	FB/R	FB/M	FB/MM	<p><b>FRAGMENTADO EN BLOQUES (BLOCKY)</b> MACIZO ROCOSO CONFORMADO POR TROZOS O BLOQUES DE ROCA BIEN TRABAZADOS, DE FORMA CUADRADA Y DEFINIDOS POR TRES SETS DE ESTRUCTURAS, ORTOGONALES ENTRE SI.</p> 	80			
	<p><b>FUERTEMENTE FRAGMENTADO EN BLOQUES (VERY BLOCKY)</b> MACIZO ROCOSO ALGO PERTURBADO, CONFORMADO POR TROZOS O BLOQUES DE ROCA TRABAZADOS, DE VARIAS CARAS, ANGULOSOS Y DEFINIDOS POR CUATRO O MAS SETS DE ESTRUCTURAS.</p> 	FF/MB	FF/IB	FF/R	FF/M		FF/MM	<p><b>FUERTEMENTE FRAGMENTADO EN BLOQUES (VERY BLOCKY)</b> MACIZO ROCOSO ALGO PERTURBADO, CONFORMADO POR TROZOS O BLOQUES DE ROCA TRABAZADOS, DE VARIAS CARAS, ANGULOSOS Y DEFINIDOS POR CUATRO O MAS SETS DE ESTRUCTURAS.</p> 	70	60
	<p><b>FRAGMENTADO Y PERTURBADO (BLOCKY / DISTURBED)</b> MACIZO ROCOSO PLEGADO Y/O AFECTADO POR FALLAS, CONFORMADO POR TROZOS O BLOQUES DE ROCA DE VARIAS CARAS, ANGULOSOS Y DEFINIDOS POR LA INTERSECCION DE NUMEROSOS SETS DE ESTRUCTURAS.</p> 	FP/MB	FP/IB	FP/R	FP/M		FP/MM	<p><b>FRAGMENTADO Y PERTURBADO (BLOCKY / DISTURBED)</b> MACIZO ROCOSO PLEGADO Y/O AFECTADO POR FALLAS, CONFORMADO POR TROZOS O BLOQUES DE ROCA DE VARIAS CARAS, ANGULOSOS Y DEFINIDOS POR LA INTERSECCION DE NUMEROSOS SETS DE ESTRUCTURAS.</p> 	50	40
	<p><b>DESINTEGRADO (DISINTEGRATED)</b> MACIZO ROCOSO MUY FRAGMENTADO Y QUEBRADO, CONFORMADO POR UN CONJUNTO INHOMOGENEO DE BLOQUES Y TROZOS DE ROCA, ANGULOSOS Y TAMBIEN REDONDEADOS.</p> 	D/MB	D/IB	D/R	D/M		D/MM	<p><b>DESINTEGRADO (DISINTEGRATED)</b> MACIZO ROCOSO MUY FRAGMENTADO Y QUEBRADO, CONFORMADO POR UN CONJUNTO INHOMOGENEO DE BLOQUES Y TROZOS DE ROCA, ANGULOSOS Y TAMBIEN REDONDEADOS.</p> 	30	20
									10	

Fuente: Propia.

### Valoración del GSI

Ubicación	Estación Geomecánica	Litología	GSI
Cantera Azul	EG-3	Arenisca	34
	EG-4	Caliza	47

Fuente: Propia.

El sistema GSI fue relacionado con los sistemas RMR' y Q' con sus respectivas consideraciones (macizo rocoso seco, orientación de las discontinuidades favorables y tensiones moderadas). Así, para  $RMR76' > 18$ , se tiene:

$$GSI = RMR76'$$

y para  $RMR76' < 18$  es determinado a través del índice Q',

$$GSI = 9 \log Q + 44 \text{ siendo } Q \geq 0,0208$$

cuando se aplica  $RMR89'$ , para  $RMR 89' > 23$  se tiene,

$$GSI = RMR 89' - 5$$

para  $RMR_{89} < 23$   $GSI$  es determinado a través del índice  $Q'$ .

Dónde:

$RMR$ : Rock Mass Roating.

$RMR_{89}$ : Rock Mass Roating (Publicación 89).

$RMR_{76}$ : Rock Mass Roating (Publicación 76).

### **Criterio de Resistencia Hoek-Brown**

El criterio de mayor aplicación es el de Hoek-Brown. El criterio generalizado de Hoek-Brown es el que reúne todas las modificaciones en su formulación (desde 1980 hasta el 2002). Este criterio es expresado en términos de los esfuerzos efectivos principales mayor y menor y la resistencia a compresión simple de la matriz rocosa.

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left( m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + S \right)$$

Dónde:  $\sigma_1$  y  $\sigma_3$ , esfuerzos efectivos principales mayor y menor, respectivamente;  $\sigma_c$ , resistencia a compresión uniaxial de la matriz rocosa;  $m_b$ ,  $s$  y  $a$ , constantes del macizo rocoso, determinados por:

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left( \exp^{-GSI/15} - \exp^{-20/3} \right)$$

dónde:  $m_i$ , constante de la matriz rocosa; GSI, Índice de Resistencia Geológica; y D, factor de perturbación.

Para la determinación de  $m_i$  se han utilizado la tabla sugerida a continuación.

Los valores adoptados corresponden a las rocas, de tipo caliza, arenisca y son los que se presentan en el siguiente cuadro.

### Determinación de la Constante $m_i$

Tipo de roca	Hoek y Brown (1997)	Marinos y Hoek (2000)	Laboratorio	Asumido
Arenisca	19	17	17.75	17.75
Caliza	10	10	17	17

Fuente: Propia.

La resistencia a la compresión de la matriz rocosa ( $\sigma_{ci}$ ) se ha determinado a través de ensayos de carga puntual, cuyo resumen se encuentra en cuadros N° 3.2.3.1 y 3.2.4.1 Los valores asumidos son el resultado del ensayo triaxial, realizado a las muestras extraídas de campo, lo cual representa la condición más crítica.

### Parámetros de Entrada al Criterio de Resistencia de Hoek – Brown

Ubicación	Estación	$\sigma_{ci}$ (MPa)	$m_i$	<i>GSI</i>	<i>MR*</i>	<i>D**</i>
Cantera Azul	EG - 3	5.30	17.75	34	200	0
	EG - 4	170	17	47	600	0

Fuente: Propia.

## Parámetro de Resistencia en Roca de la Cantera Roca

Los parámetros de resistencia del macizo rocoso se han estimado en función de la resistencia de la compresión simple de la roca intacta, ensayo de triaxial y evaluación geomecánica.

### Parámetros de la Macizo Rocosos

Ubicación	Estación Geomecánica	Litología	Tipo de roca	Resistencia la Compresión Simple (MPa)	$E_m$ (MPa)	Parámetros Hoek & Brown			Parámetros de	
						$m_b$	$s$	$a$	$c_m$	$\phi_m$
Cantera	EG-3	Arenisca	IV	5.30	212	1.681	0.001	0.517	0.2	57.70
Azul	EG-4	Caliza	III	170.0	3138	2.56	0.003	0.507	7.3	69.70

(\*) Donde:  $E_m$ , módulo de elasticidad del macizo rocoso;  $m_b$ ,  $s$  y  $a$  constantes del macizo rocoso;  $c_m$ , cohesión del macizo rocoso;  $\phi_m$ , ángulo de fricción del macizo rocoso.

Los resultados se presentan en anexo III

Fuente: Propia.

## Parámetro de Resistencia del Suelos

Los parámetros físico-mecánicos del suelo ( $c$  y  $\phi$ ), tomando en cuenta el resultado obtenido de corte directo. Los parámetros son siguientes:

### Parámetros de Resistencia de Suelos

Ubicación	Trinchera	Material	Cohesión (kg/cm <sup>2</sup> )	Fricción (°)	Peso específico (kn/m <sup>3</sup> )
Cantera Azul	TCA-1	arcilla	0.01	28	1.87

Fuente: Propia.

### Secciones Geológicas –Geotécnicas

De acuerdo a la inspección geológica y exploración geotécnica realizada, a través de excavaciones, ensayos in situ, ensayos de DPL, ensayos de laboratorio y evaluación geológica, se determinó la sección representativa de la cantera Azul, los que se describen a continuación.

#### Sección A-A'

Esta sección se conformado por un depósito cuaternario; se identificó un primer estrato de arcillosa con arena (Qr-(CL)), suelta a medianamente densa, de 20 a 15 m de espesor que se estimó con el ensayo DPL, subyacente a éste, un material gravoso bien gradado con limo, de forma angular, tiene un espesor de 2,0 a 3,0 m, debajo subyace afloramiento rocosos Ver plano TL-02-0211-04.

## **Sección B-B'**

La sección se conforma por un depósito cuaternario; se identificó un primer estrato de arcillosa con arena (Qr-(CL)), suelta a medianamente densa, de 20 a 15 m de espesor que se estimó con el ensayo DPL, subyacente a éste, debajo subyace afloramiento rocosos Ver plano TL-02-0211-04.

## **Análisis de estabilidad de taludes**

Para la explotación de la cantera Azul se ha realizado el análisis de estabilidad de taludes en dos escenarios: inicial y final, éste último luego de su explotación proponiendo taludes de corte. El análisis de estabilidad considera el comportamiento drenado mediante el uso de los parámetros de resistencia efectivos del material, en este caso, predominantemente arcilla arenosa.

## **Metodología de Análisis**

Para el análisis de estabilidad de taludes se utilizó el programa de cómputo SLIDE versión 5. Este es un programa de análisis de estabilidad de taludes completamente integrado, que permite desarrollar la geometría del talud interactivamente y la definición de los tipos y propiedades de los materiales de manera muy amigable con el usuario.

El análisis para calcular el factor de seguridad se lleva a cabo en forma bi-dimensional usando el concepto de equilibrio límite, aproximando el problema a un estado de deformación plana.

El programa tiene la opción de utilizar diferentes métodos de análisis de estabilidad de manera simultánea; para el presente análisis se ha utilizado el Método de Spencer de dovelas para el cálculo de superficies de falla.

La superficie de falla crítica, definida como aquella que proporciona el menor factor de seguridad, fue encontrada en forma interactiva modificando las condiciones de búsqueda de la misma, evaluándose superficies de falla circular y aleatoria.

Como hipótesis de análisis se considera que las propiedades de los materiales que conforman el talud, son homogéneas e isotrópicas y que el colapso se produciría como resultado de fallas simultáneas a lo largo de la superficie de deslizamiento.

Cada material tiene sus propiedades y características físicas y mecánicas.

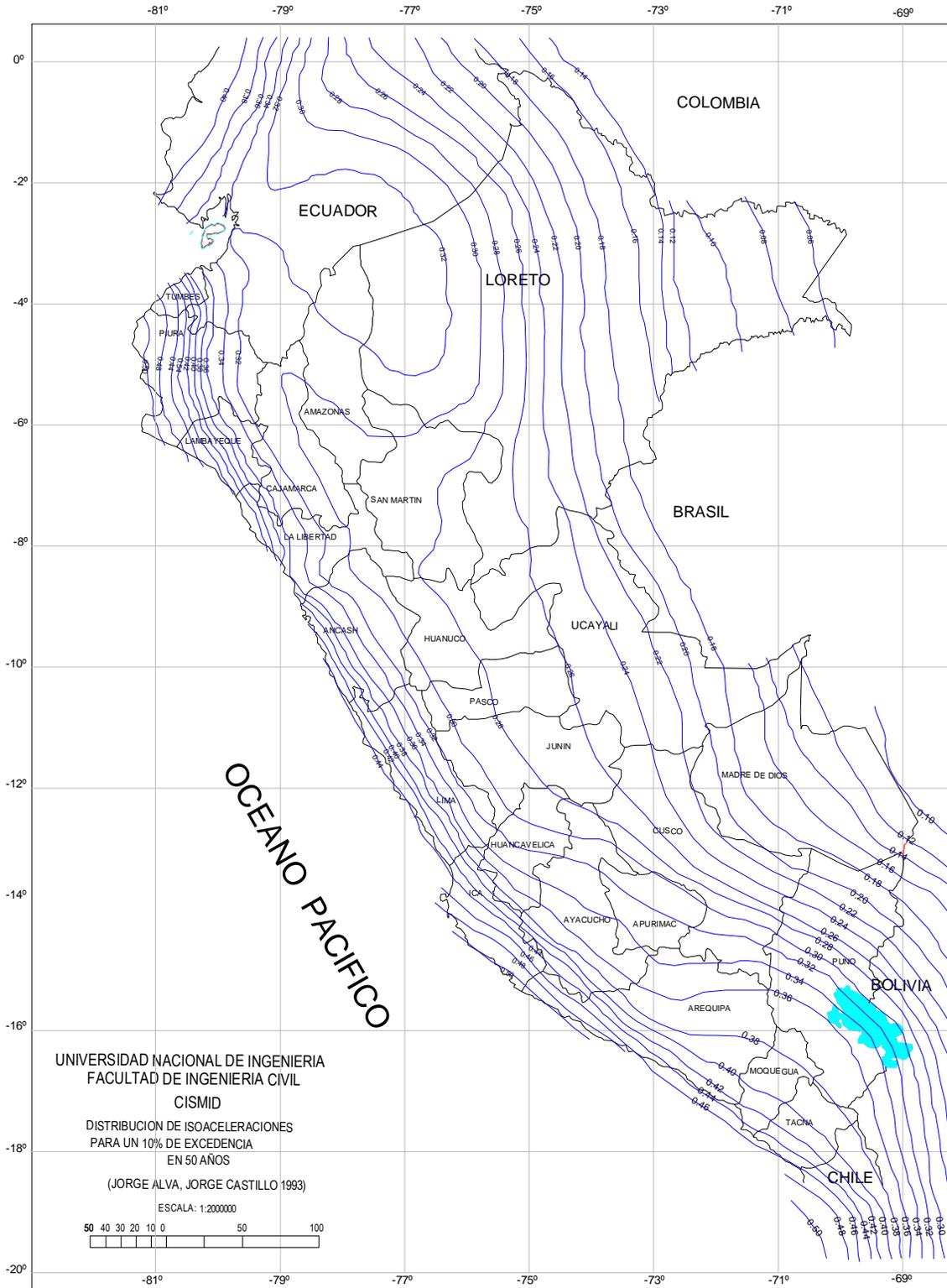
## Resumen de Propiedad de los Materiales

Material	$\Phi$ °	C (Kpa)
CL	22	10
ML	31,5	0
Aluvial	35	0
Roca	69.70	7.3

Fuente: Propia.

Para el análisis pseudo-estático se considera que la masa involucrada en la falla está sometida a una aceleración horizontal igual a un coeficiente sísmico multiplicado por la aceleración de la gravedad, de modo de tomar en cuenta el efecto de las fuerzas inerciales producidas por el terremoto de diseño.

El coeficiente sísmico horizontal utilizado es de 0,18, 50% de aceleración máxima en la zona.



Mapa de Isoaceleraciones. Fuente: UNI.

## **Criterios de Diseño**

Los criterios de diseño establecidos para el presente análisis fueron los siguientes:

Mínimo factor de seguridad estático igual a 1,3.

Mínimo factor de seguridad pseudo-estático igual a 1,0.

## **Condiciones Analizadas**

Se han tomado en cuenta las siguientes condiciones para el análisis: Dos escenarios de análisis: Inicial y Final.

El análisis toma en cuenta la condición más crítica representada por la sección A-A' de mayor pendiente y mayor altura.

Se considera la existencia de superficies de falla tipo circular a través del suelo arcilloso, probablemente entre el contacto roca - suelo.

## CAPÍTULO IV

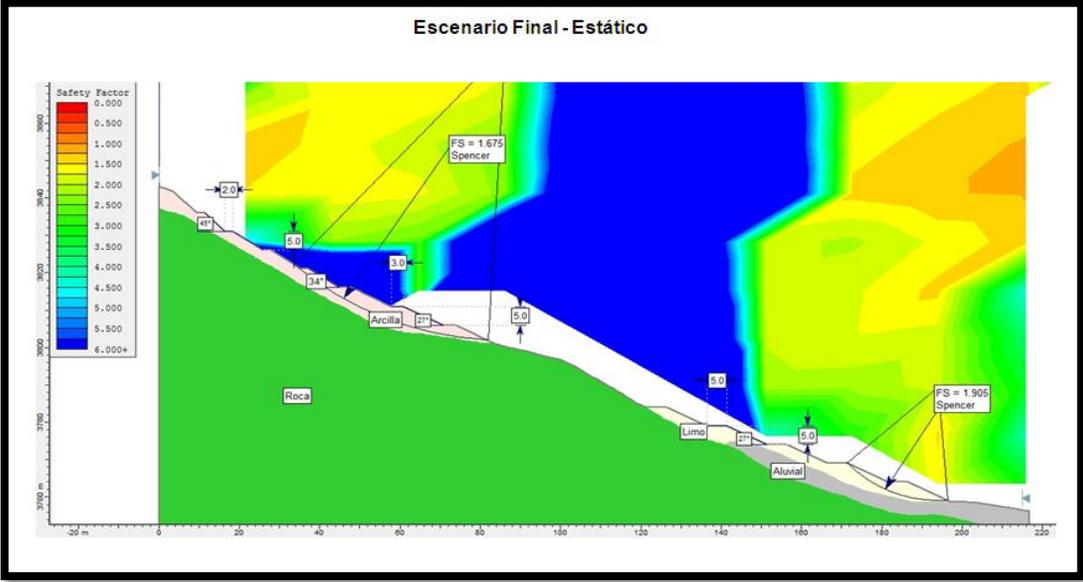
### Resultados

#### Resultados de los Análisis de Estabilidad

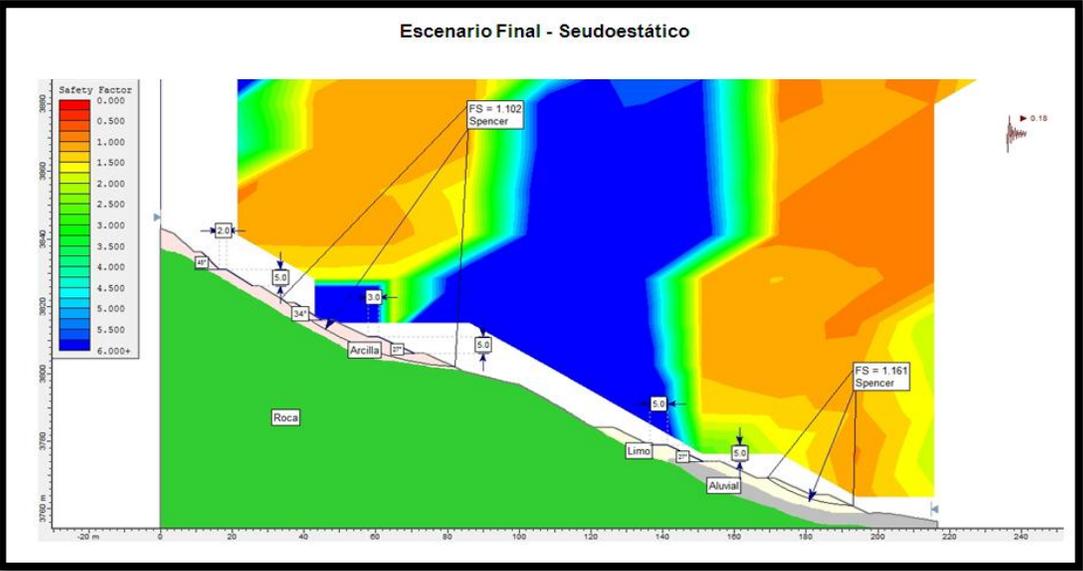
Escenario	Talud	Pendiente / Banqueta	Estático	Seudoestático
Inicial	Superior	-	0,996	0,635
	Inferior	-	1,661	1,031
Final		2:1 (H:V) / 3,0 m @ 5,0 m		
		1,5:1 (H:V) / 2,0 m @ 5,0 m		
	Superior	m	1,675	1,102
		1:1 (H:V) / 2,0 m (parte alta)		
	Inferior	2:1 (H:V) / 5,0 m @ 5,0 m	1,905	1,161

Fuente: Propia.

**Resultados del software SLIDE**



Resultado del análisis de estabilidad en condiciones estáticas. Fuente: SLIDE.



Fuente: SLIDE.

## **CAPÍTULO V**

### **Discusión de resultados**

En el capítulo anterior se pudieron apreciar las salidas gráficas obtenidas del programa SLIDE, las cuales ilustran los resultados de los análisis de estabilidad efectuados. Dichas salidas contienen información geométrica de la sección geotécnica analizada, propiedades de los materiales, configuración del suelo reforzado, sobrecarga y ubicación de la superficie de falla crítica con el menor factor de seguridad.

En el cuadro del capítulo anterior se presenta en resumen los resultados obtenidos de los análisis de estabilidad realizados. En esa tabla se presentan los resultados del análisis estático y pseudo estático del talud inferior y superior para cada escenario, con superficies de falla circular.

De acuerdo a los resultados, los factores de seguridad obtenidos son mayores a los mínimos recomendados en los criterios de diseño asumidos para este análisis, tanto para la condición estática y pseudo-estática, y para un solo tipo de superficie de falla analizada (circular).

Se ha determinado 5 tipos de distribución de refuerzo mínimo en función a las características topográficas y análisis. De acuerdo a los resultados, los taludes analizados cumplen los criterios de diseño en estado estático y pseudo-estático para ambos escenarios.

## Conclusiones

La Cantera de arcilla, presenta un relieve variado de suave a moderado, geomorfológicamente está emplazadas en la zona altiplanicies; litológicamente se emplaza en la Formación Pariahuanca (Ki-gp) conformado por arenisca y caliza, se encuentran cubiertos por depósitos cuaternarios. La cantera Azul se conforman por arcilla y arena. Se identificó pequeñas grietas que pueden generar deslizamientos a los taludes existentes, debido a los procesos de erosión pluvial, por ello se recomienda colocar un canal de coronación revestido alrededor de la cantera con el objetivo de minimizar riesgo de erosión.

La exploración de campo se realizó mediante excavación de 4 calicatas 6 trincheras, 3 ensayos de densidad, 10 ensayos DPL y 4 estaciones geomecánicas en el área de estudio. Los parámetros de resistencia del macizo rocoso se han estimado en función de la resistencia de la compresión simple de la roca intacta, ensayo de triaxial y evaluación geomecánica.

Estación Geomecánica	Litología	Tipo de roca	Resistencia la Compresión Simple (MPa)	$E_m$ (MPa)	Parámetros Hoek & Brown			Parámetros de Resistencia Cortante	
					$mb$	$s$	$a$	$c_m$ (KPa)	$\phi_m$ (°)
EG-3	Arenisca	IV	5.30	212	1.681	0.001	0.517	0.2	57.70
EG-4	Caliza	III	170.0	3138	2.56	0.003	0.507	7.3	69.70

Fuente: Propia.

Los parámetros físico-mecánicos del suelo (c y  $\phi$ ), se presentan en el siguiente cuadro:

Trinchera	Material	Cohesión (kg/cm <sup>2</sup> )	Fricción (°)	Peso específico (kn/m <sup>3</sup> )
CCA-1/ D - 1	Arcilla (CL)	0,01	22°	1,87

Fuente: Propia.

La sección A-A, esta conforma por dos tipos de roca, arenisca cuarzosa tipo IV; Caliza III. El análisis de estabilidad global de los bancos se encuentra estable en condiciones pseudo-estaticas donde determinamos que los bancos de 10 m de altura y un Angulo de 61° tendrá un factor de seguridad de FS= 1.32.

El análisis de la estabilidad de talud ha sido determinado a partir del resultado de la evaluación geomecánica utilizando el programa de cómputo DIPS, para identificar las principales familias y el tipo de falla más probable de ocurrencia, de donde se determina que el talud se encuentra parcialmente estable, con probabilidad de falla local por cuña.

La cantera Azul está conformada predominantemente por arcilla arenosa de baja plasticidad, también se encontró limo con arena en la parte baja del talud, pero en menor proporción.

Para el análisis inicial se consideró sólo material arcilloso en su totalidad; mientras que, para el análisis final, sí se ha considerado el suelo limoso con arena debido al proceso de explotación y dado que cerca se encuentra un depósito aluvial. De acuerdo al análisis de estabilidad de taludes, actualmente existe alto riesgo a deslizamientos ante un movimiento sísmico o precipitación.

## Recomendaciones

Para estabilizar el talud inferior, luego de la explotación de la cantera, se recomienda conformar el talud, mediante corte y relleno 2:1 (H: V) y banquetas de 5,0 m de ancho cada 5,0 m de altura.

Para estabilizar el talud superior, se recomienda cortar inicialmente 2:1 (H: V), con banquetas de 3,0 m de ancho cada 5,0 m de altura; luego 1,5:1 (H: V), con banquetas de 2,0 m de ancho cada 5,0 m de altura; finalmente, con una pendiente 1:1 (H: V) la parte más alta, hasta contacto con terreno natural.

Se recomienda evaluar y analizar la parte alta de la cantera que se encuentra fuera del área de estudio, de acuerdo a la sección A-A.

Considerar un sistema de drenaje mediante canales de coronación (revestido mampostería) a lo largo de las banquetas proyectadas.

## REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

Granados, A. (2006). *Estabilización del talud de la Costa Verde en la zona del distrito de Barranco* (Tesis de Pregrado), Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.

Guillén, C. (2004). *Estabilidad de taludes en los departamentos de Guatemala y Alta Verapaz, casos reales* (Trabajo de Graduación), Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala, Guatemala.

Huang, Y. (2014). *Stability Analysis of Earth Slopes*. United States: Asce Press.

Melentijevic, S. (2005). *Estabilidad de taludes en macizos rocosos con criterios de rotura no lineales y leyes de fluencia no asociada* (Tesis de Postgrado), Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, España.

Toro, J. (2014). *Evaluación de la Inestabilidad de Taludes en la Carretera Las Pirias - Cruce Lambayeque, San Ignacio* (Tesis de Pregrado), Universidad Nacional de Cajamarca, Cajamarca, Perú.

# **ANEXOS**

## **Anexo 01**

### **Factores condicionantes del análisis de estabilidad**

## INTRODUCCIÓN

Con el propósito de comprender mejor el comportamiento geotécnico de la cantera de arcilla, es pertinente una revisión bibliográfica que permita esclarecer mejor los conceptos, que van a influenciar en la estabilidad de taludes que será abordado posteriormente.

CONSTANZO Jr. (1985) considera los factores condicionantes de la estabilidad de taludes divididos en tres grupos: factores geológico-geotécnicos, factores geométricos y factores operacionales.

Son las estructuras geológicas o discontinuidades el principal factor geológico-geotécnico, seguido en orden de importancia por el agua subterránea, la litología, o estado de alteración y las tensiones regionales.

Los factores geométricos comprenden la altura, el ángulo de inclinación y la orientación de los taludes en relación a las formas estructurales, así como a su convexidad en perfil (HOEK & BRAY, 1981).

El moderno desarrollo de las actuales vías de comunicación, tales como canales, caminos, canteras así como el impulso de la construcción de presas de tierra y el desenvolvimiento de obras de protección contra la acción de ríos han puesto al diseño y construcción de taludes en un plano de importancia ingenieril.

Tanto por el aspecto de inversión, como por las consecuencias derivadas de su falla, los taludes constituyen hoy una de las estructuras ingenieriles que exigen mayor cuidado por parte del proyectista. Con la expansión de los canales, del ferrocarril y de las carreteras, provocaron los primeros intentos para realizar un estudio racional en este campo, pero no fue hasta el advenimiento de la Mecánica de Suelos cuando fue posible aplicar al diseño de taludes normas y criterios.

## **Definiciones**

### **Talud**

Se entiende por talud a cualquier superficie inclinada respecto de la horizontal que hayan de adoptar permanentemente las estructuras de tierra. No hay duda que el talud constituye una estructura compleja de analizar debido a que en su estudio coincide los problemas de mecánica de suelos y de mecánica de rocas, sin olvidar el papel básico que la geología aplicada desempeña en la formulación de cualquier criterio aceptable.

Cuando el talud se produce en forma natural, sin intervención humana, se denomina ladera natural o simplemente ladera. Cuando los taludes son hechos por el hombre se denomina cortes o taludes artificiales, según sea la génesis de su formación; en el corte, se realiza una excavación en una formación terrea natural (desmonte), en tanto que los taludes artificiales son los lados inclinados de los terraplenes.

En ciertos trabajos de la Ingeniería Civil es necesario utilizar el suelo en forma de talud como parte de la obra. Tal es el caso de terraplenes en caminos viales, en presas de tierra, canales, canteras, etc.; donde se requiere estudiar la estabilidad del talud.

En ciertos casos la estabilidad juega un papel muy importante en la obra, condicionando la existencia de la misma como puede verse en presas de tierra, donde un mal cálculo puede hacer fracasar la obra.

El resultado del deslizamiento de un talud puede ser a menudo catastrófico, con la pérdida de considerables bienes y muchas vidas. Por otro lado, el costo de rebajar un talud para alcanzar mayor estabilidad suele ser muy grande. Es por esto que la estabilidad se debe asegurar, pero un conservadorismo extremo sería antieconómico.

## Estabilidad

Es entiendo por estabilidad a la seguridad de una masa de tierra contra la falla o movimiento. Como primera medida es necesario definir criterios de estabilidad de taludes, entendiéndose por tales algo tan simple como el poder decir en un instante dado cual será la inclinación apropiada en un corte o en un terraplén, casi siempre la más apropiada será la más escarpada que se sostenga el tiempo necesario sin caerse. Este es el centro del problema y la razón del estudio.

A diferentes inclinaciones del talud corresponderán diferentes masas de material terreo por mover y por lo tanto diferentes costos. Podría imaginarse un caso en que por alguna razón el talud más conveniente fuese muy tendido y en tal caso no habría motivos para pensar en “problemas de estabilidad de taludes “, pero lo normal es que cualquier talud funciones satisfactoriamente desde todos los puntos de vista excepto el económico, de manera que las consideraciones de costo presiden la selección del idóneo, que resultara ser aquel al que corresponda la mínima masa de tierra movida, o lo que lo mismo el talud más empinado.

Probablemente muchas de las dificultades asociadas en la actualidad a los problemas de estabilidad de taludes radican en que se involucra en tal denominación a demasiados temas diferentes, a veces radicalmente distintos, de manera que el estudio directo del problema sin diferenciar en forma clara tales variantes tiende a conducir a cierta confusión.

Es indudable que en lo anterior está contenida la afirmación de que los taludes son estructuras muy complejas, que prestan muchos puntos de vista dignos de estudio y a través de los cuales la naturaleza se manifiesta de formas diversas. Esto hará que su estudio sea siempre complicado, pero parece cierto también, que una parte de las dificultades presentes se debe a una falta de correcto deslinde de las diferentes variantes con que el problema de estabilidad se puede presentar y se debe afrontar.

Los problemas relacionados con la estabilidad de laderas naturales difieren radicalmente de los que se presentan en taludes construidos por el ingeniero. Dentro de estos deben verse como esencialmente distintos los problemas de los cortes de laderas y los de los terraplenes. Las diferencias importantes radican, en primer lugar, en la naturaleza de los materiales involucrados, y en segundo, en todo un conjunto de circunstancias que dependen de cómo se formó el talud y de su historia geológica, de las condiciones climáticas o, en general, ambientales, definen aspectos tan importantes como configuración de los suelos y las rocas, o el flujo de las aguas subterráneas a través de los suelos que forman la ladera o el talud, el cual influye decisivamente en sus condiciones de estabilidad.

### Deslizamiento

Se denomina deslizamiento a la rotura y al desplazamiento del suelo situado debajo de un talud, que origina un movimiento hacia abajo y hacia fuera de toda la masa que participa del mismo.

Los deslizamientos pueden producirse de distintas maneras, es decir en forma de lenta o rápida, con o sin provocación aparente, etc. Generalmente se producen como consecuencia de excavaciones o socavaciones en el pie del talud. Sin embargo, existen otros casos donde la falla se produce por desintegración gradual de la estructura del suelo, aumento de las presiones intersticiales debido a filtraciones de agua.

Los tipos de fallas más comunes en taludes son:

Deslizamientos superficiales (Creep)

Movimiento del cuerpo del talud

Flujos.

### **Factores condicionantes para suelos**

Suelos

Son aquellos materiales disgregables fácilmente, bien mediante agitación física, o bien mediante agentes químicos “suaves” por el efecto del agua o dispersante.

En el dominio de la mecánica de suelos las clasificaciones más habituales están basadas en su composición granulométrica y en su plasticidad. A partir de ellas se pueden deducir a grandes rasgos sus propiedades más importantes.

A partir de esta clasificación ya se puede tener una idea general bastante aproximada de cómo se comporta el tipo de suelo que se ha clasificado frente a las sollicitaciones cortantes. En general se basan en la experiencia tenida, pero existen también, tal como se verá posteriormente, ábacos y tablas que permiten definir numéricamente este comportamiento.

Estos tipos de clasificación son los primeros pasos que se deben dar en el conocimiento del comportamiento resistente de los suelos. No obstante, desde el punto de vista de la resistencia al esfuerzo cortante se pueden considerar, entre otros, tres aspectos que presentan una particular trascendencia.

### **Suelos cohesivos y suelos no cohesivos**

En aquellos materiales naturales en los que, gracias a sus características físico químicas, es necesario aplicar alguna fuerza para separar los propios granos del suelo, se dice que son los suelos cohesivos o suelos coherentes.

Por el contrario, los granos de un suelo no cohesivo, incoherentes, solamente se pegan cuando están ligeramente húmedos y gracias a las fuerzas de tensión superficial del agua que rellenan parcialmente los poros.

En general los suelos cohesivos son arcillosos; casi siempre presentan índices de plasticidad, y suelen ser impermeables. Los materiales arcillosos son de dimensión coloidal y normalmente se acepta como tal a las partículas inferiores a las 2 micras. Su resistencia al corte es muy sensible a los contenidos de humedad, por lo que es necesario conocerlos y cuantificarlos con precisión.

También en general, los suelos incoherentes suelen ser no plásticos, y presentan una textura granular visible o apreciable directamente al tacto.

### **Suelos normalmente consolidados y preconsolidados**

A efectos de resistencia al corte, se puede decir que un suelo es normalmente consolidado cuando las presiones verticales efectivas existentes “in situ” son las máximas que ha sufrido a lo largo de su historia geológica.

El caso contrario es el del suelo preconsolidado (sobrepresolidado), y se conoce como razón de preconsolidación, al cociente entre la máxima presión a la que haya sido sometida un suelo en el pasado y la que soporta insitu.

Este menor nivel de presión lito o geostática es producto de la erosión. El desecamiento aumenta la presión. Si bien estos conceptos se desarrollan posteriormente, cabe decir que en los suelos normalmente consolidados la relación resistencia pico/resistencia última es inferior a la que se da en suelos sobrepresolidados.

A su vez, la resistencia al corte sin drenaje en arcilla normalmente consolidada es solo una fracción de la presión efectiva vertical que poseían en su estado natural.

### **Suelos finos y suelos con partículas gruesas**

La granulometría de los suelos influye de una manera decisiva en su comportamiento bajo tensión. Existen varios criterios válidos para definir los tamaños de partículas, que difieren ligeramente entre sí, pero a grandes rasgos se puede aceptar la siguiente clasificación:

<u>Definición</u>	<u>Tamaño (mm)</u>
Gravas	> 2mm
Arenas	>0.06 mm y <2 mm
Limos	>0.002 mm y >0.06 mm
Arcillas	<0.002mm.

Cabe señalar que, si un material posee elementos gruesos, o muy gruesos, debidamente englobados en una matriz de materiales más finos, es el comportamiento de estos últimos el que determina y fija el comportamiento resistente del conjunto.

#### Resistencia al corte de los suelos

Cuando se trata de analizar la estabilidad de un determinado talud constituido por suelos naturales o artificiales es necesario valorar la resistencia al esfuerzo cortante de estos, y el estado tensional en el interior del terreno, ya que inevitablemente se producen estos esfuerzos cortantes.

De hecha, y tal como se desarrollará con más amplitud en capítulos posteriores, a lo largo de la hipotética superficie de deslizamiento que se suponga, se producen por un lado esfuerzos cortantes que tienden a producir el movimiento, y por otro lado se moviliza la resistencia tangencial que tiende por el contrario a impedirlo.

El hecho de que domine uno u otros de los mecanismos condiciona que el talud, o la superficie inclinada de que se trate, sea estable o no.

Por estos motivos, valorar con precisión adecuadamente la resistencia de los suelos que intervienen y en el estado en que lo hacen es de particular importancia, habida cuenta sobre todo de que es en este aspecto, y no en la definición geométrica del problema, o en los métodos de cálculo que se puede aplicar, en el que existe un mayor grado de dificultad y de incertidumbre, en consecuencia, se puede producir un mayor nivel de errores.

#### Parámetros Básicos de Resistencia

a.- Presión total efectiva y presión intersticial. - Los primeros conceptos que se deben tener claros en el estudio de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos son los siguientes:

Presión total, sobre un plano elemental es la fuerza total por unidad de superficie que actúa sobre dicho plano

Presión efectiva, es por definición, la que determina la resistencia al esfuerzo cortante. Si se somete un suelo saturado, constituido por partículas sólidas y por agua, a un estado de tensiones, los esfuerzos que se aplican son absorbidos en diferentes proporciones por estos dos elementos. La proporción de la tensión tomada por el esqueleto sólido es la que se denomina presión intergranular, que efectos prácticos coincide con la presión efectiva.

Presión intersticial, es la parte de tensión absorbida por el agua. Como el agua no puede soportar esfuerzos cortantes siempre tendrá solamente la componente normal.

En síntesis, simplificaría, se puede afirmar que:

$$\sigma' = \sigma - u$$

b.- Cohesión y ángulo de fricción interna, dependiendo de su constitución, algunos materiales solo exhiben una componente de resistencia friccional ( $\phi$ ), otros exhiben una componente cohesiva ( $c$ ), que es componente de las fuerzas de atracción electroquímica que existen en el punto de contacto entre las partículas.

Así como la componente resistente debido a la cohesión ( $c$ ) es independiente del estado tensional, en los materiales donde existe componente friccional debido a la actuación del ángulo de rozamiento interno ( $\phi$ ) la resistencia aumenta con la presión de confinamiento.

Relación mediante la ecuación de Culomb siguiente:

$$\tau = c' + \sigma' \operatorname{Tg}\phi'$$

Donde las primas representan valores en efectivas, tanto para la tensión normal al plano que se considere ( $\sigma'$ ) como para la cohesión ( $c'$ ) y el Angulo de rozamiento interno ( $\phi'$ ).

Esta expresión es una línea recta que puede dibujarse en coordenadas esfuerzos cortantes-esfuerzo normal, para representar la resistencia intrínseca del material en el plano de Mohr.

c.- Resistencia de Pico o resistencia residual o ultima. - si se aplica tensión tangencial a una muestra, esta se deformará progresivamente hasta que se produzca la rotura, a una determinada tensión pico. En algunos materiales a medida que la deformación continúa la resistencia se reduce hasta que alcanza un valor mínimo constante que se denomina resistencia ultima o residual.

Por tanto, la resistencia residual es un valor resistente más bajo que la resistencia pico, y que se manifiesta una vez que la rotura se ha producido.

En arcillas normalmente consolidadas la resistencia al corte del material remoldado, se suele considerar igual al valor de la resistencia última. Adicionalmente cabe decir que, las arcillas normalmente consolidadas apenas presentan una resistencia de pico diferente de la denominada resistencia última. La envolvente de las resistencias últimas, en condiciones de drenaje, es una recta que pasa por el origen, en diagrama de Mohr –Coulomb y no presenta valores para la cohesión, o son de una magnitud tan pequeña que a efectos prácticos es despreciable, a pesar de que sean un material cohesivo.

d.- Susceptibilidad de una arcilla. - se entiende por susceptibilidad de una arcilla al cociente entre la resistencia al corte del material inalterado, en condiciones sin drenaje y la resistencia del a muestra del mismo material remoldado con su contenido de humedad natural.

Según Terzaghi y Peck, la mayoría de las arcillas son de una susceptibilidad media, es decir que la relación que existe entre la resistencia al corte sin drenaje del material inalterado y remoldado esta generalmente comprendida entre 2 y 4, lo cual obviamente, presenta unas consecuencias de orden práctico muy importante.

Así, por ejemplo, las arcillas que han sufrido una elevada consolidación en su historia geológica no suelen ser susceptibles, aunque esta afirmación deja de ser cierta cuando en la arcilla se ha producido algún tipo de cementación tipo químico. Sin embargo, las arcillas con elevado contenido de materia orgánica si que son muy susceptibles. Hasta el presente no se ha encontrado una relación clara entre la mineralogía de las arcillas y su susceptibilidad.

e.- Resistencia al corte sin drenaje y con drenaje. - Al construir un terraplén, o al excavar un talud, se introducen los cambios en el estado de tensiones del terreno que tenderán a estabilizarse en unas nuevas condiciones de equilibrio que dependerá lógicamente, entre otros factores, de las presiones intersticiales. Existen, por tanto, un estado de sollicitaciones inicial y otro final.

Para el cálculo de la estabilidad a “corto plazo” (al cabo de un periodo de tiempo lo suficientemente breve con relación a la permeabilidad del suelo como para que las presiones intersticiales originadas no se hayan disipado) se han de utilizar valores de la resistencia del material deducidos de ensayos en los cuales no se haya permitido el drenaje. Normalmente se denomina resistencia al corte sin drenaje. Según va pasando el tiempo las condiciones van variando, dado que las presiones intersticiales creadas por el cambio de las tensiones se van disipando y van tendiendo a alcanzar unas determinadas condiciones de equilibrio. Para el cálculo de estabilidad de estas condiciones a largo plazo se han de considerar valores de la resistencia deducidos, entre otras posibilidades, de ensayos que hayan permitido el drenaje de las muestras.

Dada la relación que tiene la disipación de presiones intersticiales, para una determinada variación tensional, con la permeabilidad, lógicamente esta distinción entre resistencias a corto plazo y a largo plazo donde tiene pleno sentido es en materiales arcillosos, antes bien que en materiales de tipo granular.

En arcillas saturadas, cuando se ven sometidas a una sollicitación rápida, la tensión aplicada es soportada parcialmente por el esqueleto del suelo y el resto por el agua de los poros. Si se aumenta la presión de confinamiento, el diámetro de los círculos de Mohr que la representa no se incrementaría, dado que la presión intersticial soportaría todo el incremento de carga. Por consiguiente, la resistencia al corte sin drenaje es independiente del aumento de la presión normal, y por lo tanto  $\phi$  es nulo.

### **Factores condicionantes para roca encajonante**

#### Discontinuidades

Terzaghi (1962), evaluando los factores que gobiernan la estabilidad de taludes en roca, resalta que la superficie de ruptura está casi siempre asociada con las discontinuidades estructurales y, ejemplifica, estimando groseramente la altura crítica ( $H_c$ ) para un talud vertical en roca no alterada y mecánicamente intacta.

$$H_c = \sigma_c / \gamma$$

Donde:

$\sigma_c$  = resistencia a la compresión uniaxial

$\gamma$  = peso específico del material

Considerando,  $\sigma_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$  y  $\gamma = 2.72 \text{ gf/cm}^3$  la altura crítica del talud sería de 1.286 m.

Sin embargo, la realidad muestra taludes inestables, en roca de considerable resistencia a la compresión uniaxial, con alturas inferiores a 60 m y ángulos menores que 30 grados, justificando que la estabilidad fue determinada principalmente por las discontinuidades y no por la resistencia de la roca en sí.

De esta forma, queda demostrado para los taludes en cuestión, la influencia de las discontinuidades estructurales en la estabilidad de taludes en roca, las cuales deben ser adecuadamente definidas según su naturaleza y principales características. Las principales características de las discontinuidades a ser consideradas en el análisis de estabilidad son: orientación, persistencia, espaciamiento y frecuencia, irregularidades, relleno, resistencia de las paredes, abertura y percolación de agua (FRANKLIN & DUSSEAUULT, 1989).

En relación al problema de estabilidad en roca, de todas las propiedades de un grupo de juntas (u otro tipo de discontinuidades), su orientación con relación a la face del talud es la más importante.

Orientación espacial de las discontinuidades, es definida por los valores de dirección y buzamiento de las mismas. La relación entre la dirección e inclinación de la forma estructural de importancia y la dirección e inclinación de la face del talud, irá a definir la libertad del movimiento de bloques potencialmente inestables. Las condiciones de mayor probabilidad de ruptura ocurren:

Cuando la inclinación de las discontinuidades es desfavorable y la dirección es paralela a la face del talud, de modo que, la face queda completamente libre para el deslizamiento, siempre que el buzamiento de la discontinuidad fuera menor que la inclinación de la face del talud y mayor que el ángulo de fricción de ese plano.

Cuando la intersección de dos discontinuidades aflora en la face del talud con ángulo de inclinación mayor que el ángulo de fricción. Cuando un grupo de discontinuidades poco espaciadas y casi verticales ocurren sub-paralelamente a la face del talud. En este caso no se observa un deslizamiento, pero si una ruptura por tumbamiento o volteo.

Persistencia (o continuidad), es una de las propiedades más difíciles de ser determinadas, principalmente debido a la incerteza de la geometría de la parte interna de la junta en el macizo rocoso. Ella afecta a la resistencia al cizallamiento, en la medida que implica mayor o menor quiebra en la continuidad del macizo o de la propia superficie a través de la cual se da la ruptura.

Un plano idealizado de una junta presenta tres componentes: segmento de juntas, área sin ninguna cohesión; puente de roca, área tan fuerte como la roca intacta; y segmento frágil, área con reducida cohesión (no completamente intacta, no completamente separada).

PITEAU (1970) utiliza para la misma definición de Franklin & Dusseault (1989) la denominación de coeficiente de continuidad ( $K$ ), y establece  $K=1$  para las juntas mayores tales como fallas, planos de estratificación y formas planares altamente intemperizadas (diques), y  $K < 1$  para formas estructurales menores: juntas tectónicas y juntas de enfriamiento.

Espaciamiento, es definido como la distancia media entre juntas adyacentes de un mismo grupo, medida normal al plano de junta, y condiciona el tamaño de los bloques (FRANKLIN & DUSSEAULT, 1989). En casos excepcionales el espaciamiento muy estrecho puede interferir en la resistencia global del macizo rocoso variando su modo de ruptura de translacional para rotacional. Además, el espaciamiento tiene una fuerte influencia en la permeabilidad del macizo y características de la percolación (ISRM, 1978).

Irregularidades. Las paredes de una discontinuidad pueden presentar irregularidades, lisas o pulidas. Las Irregularidades son diferenciadas en función de sus dimensiones en dos escalas: Primer y segundo orden. Las irregularidades de primer orden denominadas “ondulaciones”, son de mayor dimensión y afectan la dirección inicial del movimiento de cizallamiento. Las de segundo orden, llamadas “rugosidades”, afectan el ángulo de fricción de la discontinuidad.

La influencia de las irregularidades en la resistencia al cizallamiento es discutida de manera más detallada por PATTON & DEERE (1970), BARTON & CHOUBEY (1977) HOEK & BRAY (1981), CELESTINO & GOODMAN (1979), y se puede ilustrar con una figura que representa el comportamiento de una probeta que posee irregularidades en su superficie de movimiento (HOEK & BRAY 1981). Se observa que con el aumento de la tensión normal ocurre la ruptura de las irregularidades, eliminando la influencia del ángulo medio de inclinación ( $i$ ) e introduciendo una parcela de cohesión ficticia en el valor de la resistencia.

Relleno, es definido como cualquier material que ocurre entre los planos de las discontinuidades y que posee propiedades distintas del material de la roca. Las características del relleno condicionantes de la resistencia de la junta, según ISRM (1978), son: espesura, mineralogía, resistencia, tamaño de partícula, humedad y grado de alteración (para las juntas intemperizadas).

La presencia del material de relleno está relacionada al proceso de alteración “in situ” intempérica o hidrotermal, fallamiento, o deposición del material acarreado de otros horizontes del perfil de alteración (Barton, 1974 In: FERREIRA, 1992).

Para el caso de discontinuidades no irregulares, preferiblemente planas, rellenas con material tanto arcilloso como arenoso, la resistencia en la interface junta-material de relleno puede ser menor que la resistencia del material de relleno. Esta fue la conclusión obtenida por Kanji (1974 In: FERREIRA, 1992).

Barla (1987 In: FERREIRA, 1992) realizando ensayos en juntas de diferentes tipos de roca, con varios perfiles de rugosidad y diferentes tipos y espesuras de relleno, llegó a la conclusión de que cualquier junta rellena es caracterizada por un valor crítico de JRC (coeficiente de rugosidad de junta), debajo del cual la resistencia al cizallamiento se aproxima a las resistencias debido a la fricción del contacto suelo/roca. Encima del JRC crítico, la resistencia al cizallamiento es definida por la resistencia del material.

La resistencia de la pared de una junta, cuando ésta no se encuentra alterada, es similar a la resistencia de la roca intacta, pudiendo así ser obtenida directamente a través del ensayo de compresión uniaxial o estimada más rápidamente por ensayo de compresión puntiforme de muestras de testigos o en afloramientos.

En el caso de paredes de rocas blandas la resistencia puede ser medida en el laboratorio o en el campo usando el esclerómetro Schmidt y la ecuación de BARTON & CHOUBEY (1977):

$$\text{Log } 10(\text{JCS}) = 0.00088 \gamma R + 1.01,$$

Donde:

JCS = Resistencia a la compresión de las paredes de junta.

$\gamma$  = Peso específico de la roca seca.

R= Número de Schmidt.

Cuando la capa alterada es muy fina y la medida se torna difícil, Barton considera como aproximación realística tomar JCS como un cuarto (1/4) del valor para roca no alterada (FRANKLIN & DUSSEAULT, 1989). Definidas las principales características de las discontinuidades y la influencia de algunas de ellas en la resistencia al cizallamiento, vale resaltar la importancia de estructuras mayores tales como fallas geológicas, que, por definición, constituyen superficies previamente cizalladas y que por sí solas, ya sugieren bajas resistencias al cizallamiento. Otros factores que contribuyen desfavorablemente y hacen de estas discontinuidades formas críticas por excelencia son: su gran persistencia, influenciando en grandes masas; geometría de las superficies de falla prácticamente libre de irregularidades; zona totalmente alterada, donde es común la presencia de arcillo-minerales y otros filosilicatos; y condiciones de permeabilidad complejas, comprendiendo zonas de alta y baja permeabilidad.

## **Agua Subterránea**

TERZAGHI (1962) Y SERAFIM (1968), discuten los efectos del agua subterránea en la estabilidad de taludes sumarizados como sigue: Aumento de la presión en los poros de los materiales de relleno de las juntas y/o alteración química de esos materiales, ocasionando reducción de los parámetros de resistencia al cizallamiento. Efectos de la presión hidrostática en las paredes de las discontinuidades, reduciendo la tensión normal efectiva.

Efectos físicos y químicos de la presión del agua en los poros de la roca intacta, causando la reducción de la resistencia compresiva, particularmente en el caso donde la tensión confinante haya sido reducida. Según PATTON & DEERE (1970) la presión del agua en las juntas ha sido responsable por la mayoría de rupturas en taludes en roca más que todas las otras causas juntas.

HOEK & BRAY (1981) también consideran como el más importante efecto de la presencia del agua subterránea en el macizo rocoso, la reducción de la estabilidad resultante de la presión del agua dentro de las discontinuidades. Estos autores describen métodos para estimar o medir la presión del agua a través de ensayos de permeabilidad y del uso de piezómetros, respectivamente; y resaltan, a pesar que ambos métodos presentan muchas dificultades prácticas, la gran importancia de la influencia de la presión del agua, de modo que es esencial que se obtenga la mejor estimación posible antes de un análisis de estabilidad detallada.

La pluviosidad acentuada, también ha sido apuntada como causa indirecta de varios procesos de inestabilización de taludes rocosos (GUIDICINI & NIEBLE, 1976), en estos casos dependiendo de la situación geomorfológica y de las características de las discontinuidades geológicas, una rápida elevación de las presiones hidrostáticas en el macizo puede inducir a ocurrencia de rupturas.

BROWN (1981) discute la necesidad y el beneficio económico de controlar la presión del agua en grandes excavaciones mineras para mejorar la estabilidad de los taludes, y presenta cuatro métodos de control. Bombeo del tajo, drenes horizontales, pozos de bombeo y galerías de drenaje.

## **Litología**

La descripción del tipo de roca puede prever una deducción significativa del comportamiento del macizo rocoso. Criterios de clasificaciones litológicas basadas en especímenes de mano son generalmente, suficientes para el propósito de clasificación de macizos rocosos, sin embargo, en ciertos casos puede ser necesario análisis mineralógicos detallados usando secciones delgadas, difracción de rayos X, etc. para la identificación de minerales potencialmente problemáticos, tales como arcillas expansivas.

PITEAU (1970) hace consideraciones sobre la influencia de la litología en el comportamiento del macizo, y destaca la importancia de sus propiedades mecánicas en la resistencia al cizallamiento de juntas no rellenadas.

### **Grado de Alteración**

El conocimiento de las características de alteración de la roca también es fundamental para evaluar la calidad del macizo rocoso.

El proceso de alteración por intemperismo lleva a un debilitamiento gradual de las litologías constituyentes del macizo rocoso, que se traduce en una disminución de los parámetros de resistencia, cohesión y ángulo de fricción interna.

PITEAU (1970) cita algunos de los posibles efectos de procesos físicos y químicos que llevan al debilitamiento de la masa rocosa. La mayoría de estos procesos comprende la variación de la humedad o flujo de agua subterránea. Rocas como la caliza y dolomita, compuestas por minerales solubles, son particularmente susceptibles a la disolución y alteración física, así como juntas rellenadas por este tipo de material.

La variación de la humedad puede originar peligrosas presiones de expansión (hinchamiento) en algunos tipos de minerales. El problema de presión de expansión de minerales del grupo de la montmorillonita ocurriendo en materiales de relleno de juntas es documentado por BREKKE & SELMER-OLSEN (1965). Estos minerales presentan baja resistencia al cizallamiento y desarrollan grandes presiones de hinchamiento con la variación de la humedad pudiendo llevar a un talud rocoso a la ruptura.

### **Tensiones Regionales**

La tensión regional, aunque en menor escala, también puede afectar la estabilidad de superficies de excavación en roca, como fue comprobado por varios autores.

El estado de tensiones en equilibrio en el macizo rocoso, cuando es perturbado por la excavación u otro proceso de desconfinamiento natural (Ej. Erosión fluvial) tiende a un nuevo reacomodo de tensiones, provocando desplazamientos horizontales a lo largo de planos de flaqueza pre-existentes, pudiendo manifestarse a través de juntas de alivio, verticales y paralelas a la face de la excavación. La acción de presiones hidrostáticas actuando en estas juntas puede llevar a la ocurrencia de fenómenos de inestabilidad significativos (GUIDICINI & NIEBLE, 1983).

Abordando la cuestión específica de taludes, Hoek & Londe (1974 In: CHAPADEIRO, 1991) abogan, que las tensiones regionales solo serán relevantes donde puede ocurrir alta concentración de tensiones, como por ejemplo en el pie de taludes o escarpas elevadas.

### **Factores geométricos**

La definición de la altura, y ángulo de inclinación de taludes, buscando la mejor relación del factor de seguridad y economía, es el principal objetivo del proyecto de taludes. Según HOEK & BRAY (1981) y NIEBLE (1986) rupturas localizadas en minas a cielo abierto, son condicionadas por la altura y el ángulo de inclinación, y frecuentemente están asociadas a formas estructurales.

En rupturas comprendidas en el talud final, la geometría de los taludes individuales es de menor importancia que el volumen total del material que se apoya en la superficie potencial de ruptura. En este caso, HOEK & BRAY (1981) atribuye los disturbios en la distribución de tensiones, al perfil irregular ocasionado por los varios bancos, con diferentes alturas y ángulos de inclinación. El autor considera que tales disturbios son restringidos a una faja inmediatamente adyacente a la face del corte y recomienda para fines de análisis de estabilidad, adoptar un ángulo de talud medio, a través de las irregularidades del perfil de modo que pueda balancear salientes e irregularidades.

## **Factores operacionales y dinámicos**

Se entiende como factores operacionales y dinámicos los métodos de excavación y las vibraciones resultantes de voladuras y terremotos.

ROMÁN (1988) analiza los problemas de estabilidad relacionados al método de excavación, técnicas de fragmentación y voladura, que generalmente alteran las condiciones del terreno e introducen nuevos mecanismos de ruptura no esperados. Según el autor, la voladura por explosivos afecta más la estabilidad de un talud que la excavación mecánica, evidenciando que las presiones generadas sobre la roca por la detonación son infinitamente mayores que las producidas por métodos mecánicos.

La eficiencia de la voladura por explosivos es dependiente de diversas variables, entre ellas: La distribución espacial de la carga detonante con relación a las estructuras geológicas, tipo y cantidad de explosivo y características del macizo rocoso.

Trazos de perforación mal ejecutados, sin tomar en consideración estas variables, pueden resultar en un fracturamiento excesivo de la roca, formación de paredes irregulares, con bloques sueltos y salientes, y la aparición de extensas fendas de tracción.

Todo esto implica fracturamiento del macizo, caída de su resistencia al cizallamiento y por tanto, favorecimiento de los procesos de inestabilidad del talud. Según SUNU & SING. (1989) estos problemas pueden ser minimizados o eliminados por el control de algunas variables, principalmente, de la orientación del diseño de perforación y carga con relación a las discontinuidades.

### **Mecanismos de rupturas**

HOEK & BRAY (1981) abordan detalladamente los cuatro tipos principales de rupturas (planar, en cuña, circular y por volteo), y hacen comentarios sobre mecanismos más complejos de ruptura observados en experiencia de campo.

Los tipos principales de rupturas son caracterizados por la relación geométrica entre discontinuidades y el plano del talud, con excepciones de la ruptura circular, que es condicionada por el elevado grado de fracturamiento.

En el caso de ruptura planar, el deslizamiento ocurre, cuando la discontinuidad geológica tiene dirección aproximadamente paralela a la face del talud y buza para fuera del talud con ángulo mayor que el ángulo de fricción.

La ruptura en cuña ocurre cuando la intersección de dos discontinuidades aflora en la face del talud con inclinación mayor que el ángulo de fricción. En este caso el deslizamiento puede darse por un plano único o a lo largo de la línea de intersección de los dos planos.

La ruptura circular ocurre en material muy débil, suelo o roca muy fracturada y descompuesta, tendiendo a seguir una superficie circular. En caso de heterogeneidades o anisotropías intrínsecas al material o resultantes de fracturamiento intenso en direcciones preferenciales, la superficie crítica puede desviarse sustancialmente de la forma circular. CELESTINO & DUNCAN (1981) propusieron un método general para la búsqueda de la superficie crítica de ruptura que toma en cuenta todas aquellas condiciones.

Para el caso del volteo, GOODMAN & BRAY (1977) describen varios tipos de rupturas observadas en el campo: volteo flexural, en bloque, bloque-flexural y volteo secundario. El mecanismo básico de este tipo de ruptura es caracterizado por un bloque apoyado en plano inclinado, cuya estabilidad está relacionada con la razón longitud de la base del bloque ( $b$ ), altura del bloque ( $H$ ) y ángulo de inclinación y ángulo de fricción del plano inclinado. De modo general, los mecanismos de ruptura son variados y complejos, dependiendo no solo de la distribución geométrica de las discontinuidades con relación a la face del talud; si no también, de la interrelación de todos los factores geológico-geotécnicos relevantes, que afectan las propiedades del material intacto y de las discontinuidades.

Según HOEK & BRAY (1981), pequeñas rupturas caracterizadas por caída de bloques o por desagregaciones superficiales pueden tener un efecto significativo en las operaciones y en la seguridad de la mina.

### **Parámetros de resistencia al cizallamiento**

HOEK & BRAY (1981) consideran como parte crítica del proyecto de taludes la determinación confiable de la resistencia al cizallamiento del macizo rocoso, resaltando que las pequeñas imprecisiones pueden resultar en variaciones significativas en la altura o en el ángulo de seguridad de un talud.

Por tanto, el principal objetivo en proyectos de taludes es la determinación de la resistencia al cizallamiento, en la superficie potencial de ruptura. Esta superficie puede desarrollarse a través de una discontinuidad única o a través de un camino más complejo envolviendo varias discontinuidades y la propia roca intacta.

En la práctica, son utilizados, principalmente tres criterios de ruptura para el análisis de estabilidad de taludes rocosos:

El criterio de Mohr- Coulomb (in GOODMAN, 1989) se basa en los parámetros de cohesión (C) y ángulo de fricción ( $\phi$ ) y es representado por la ecuación:

$$\tau = C + \sigma \operatorname{Tg}\phi$$

donde:

$\tau$  = tensión cizallante

$\sigma$  = tensión normal al plano de cizallamiento.

Estos parámetros pueden ser determinados, cuantitativamente, a través de ensayos de cizallamiento directo en laboratorio, para superficies roca-roca, roca-relleno y materiales de relleno; o “in situ” en discontinuidades seleccionadas. En mazas rocosas los valores más bajos de cohesión son encontrados a lo largo de las discontinuidades preexistentes. En casos extremos, los valores de la cohesión podrán llegar a cero y la resistencia al cizallamiento a lo largo de las discontinuidades dependerá exclusivamente de las características de fricción (GUIDICINI & NIEBLE, 1983).

PATTON (1966) mostró que la influencia de la rugosidad de las juntas en la resistencia al cizallamiento de una superficie rocosa, puede ser considerada en la ecuación de Mohr-Coulomb a través de la adición al ángulo de fricción de un valor ( $i$ ), que es el ángulo medio entre las ondulaciones de la superficie de la junta y la dirección del deslizamiento. Por tanto, en condiciones de tensiones normales bajas la resistencia al cizallamiento será representada por la siguiente ecuación:

$$\tau = C + \sigma \operatorname{Tg} (\phi + i)$$

En la medida que las tensiones normales se elevan, ocurre la ruptura de las irregularidades y la influencia del ángulo (i) deja de existir.

El criterio de BARTON & CHOUBEY (1977) se aplica para la evaluación de la resistencia al cizallamiento pico, en juntas no rellenadas. Es definido por la siguiente ecuación:

$$\tau = \sigma_n \operatorname{Tg} [\operatorname{JRC} \log_{10}(\operatorname{JCS}/\sigma_n)] + \phi_b$$

donde:

$\tau$  = Resistencia al cizallamiento pico.

$\sigma_n$  = Tensión normal efectiva.

JRC = Coeficiente de rugosidad de la junta.

JCS = Resistencia a la compresión de las paredes de la junta.

$\phi_b$  = Ángulo de fricción básico del material de las paredes.

El JRC puede ser obtenido por comparación con perfiles típicos de juntas rugosas presentadas por los autores o a través de ensayos expeditos de campo (“Til Test”).

El criterio de HOEK Y BROWN (1980) fue desarrollado para macizo rocoso intensamente fracturado y deducido de forma empírica, por el ajuste de envolventes no lineares de un conjunto de resultados de ensayos triaxiales. Es expresada por la ecuación que relaciona la tensión axial de ruptura ( $\sigma_1$ ) y tensión confinante ( $\sigma_3$ ):

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m\sigma_c\sigma_3} + S\sigma_c$$

donde:

$\sigma_c$  = Resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta.

(m) y (s) = Constantes dependientes de las características del macizo rocoso, como grado y forma del ensamble de los pedazos de roca dentro del macizo.

Las constantes (m) y (s) indirectamente reflejan el comportamiento del material, demostrando cierta analogía con los parámetros C y  $\phi$  del criterio de Mohr-Coulomb, o sea, cuanto mayor es el valor de (m), mayor es la inclinación de la envolvente y, por lo tanto, mayor el ángulo de fricción del material a bajas tensiones normales; valores de (s) muy bajos constituyen envolventes que tienden a interceptar el eje de las tensiones cizallantes en puntos cada vez más bajos, de forma que, cuando (s) = 0 (cero), la resistencia cohesiva de la roca en condiciones de tensión normal nula es también igual a cero (HOEK & BRAY, 1981).

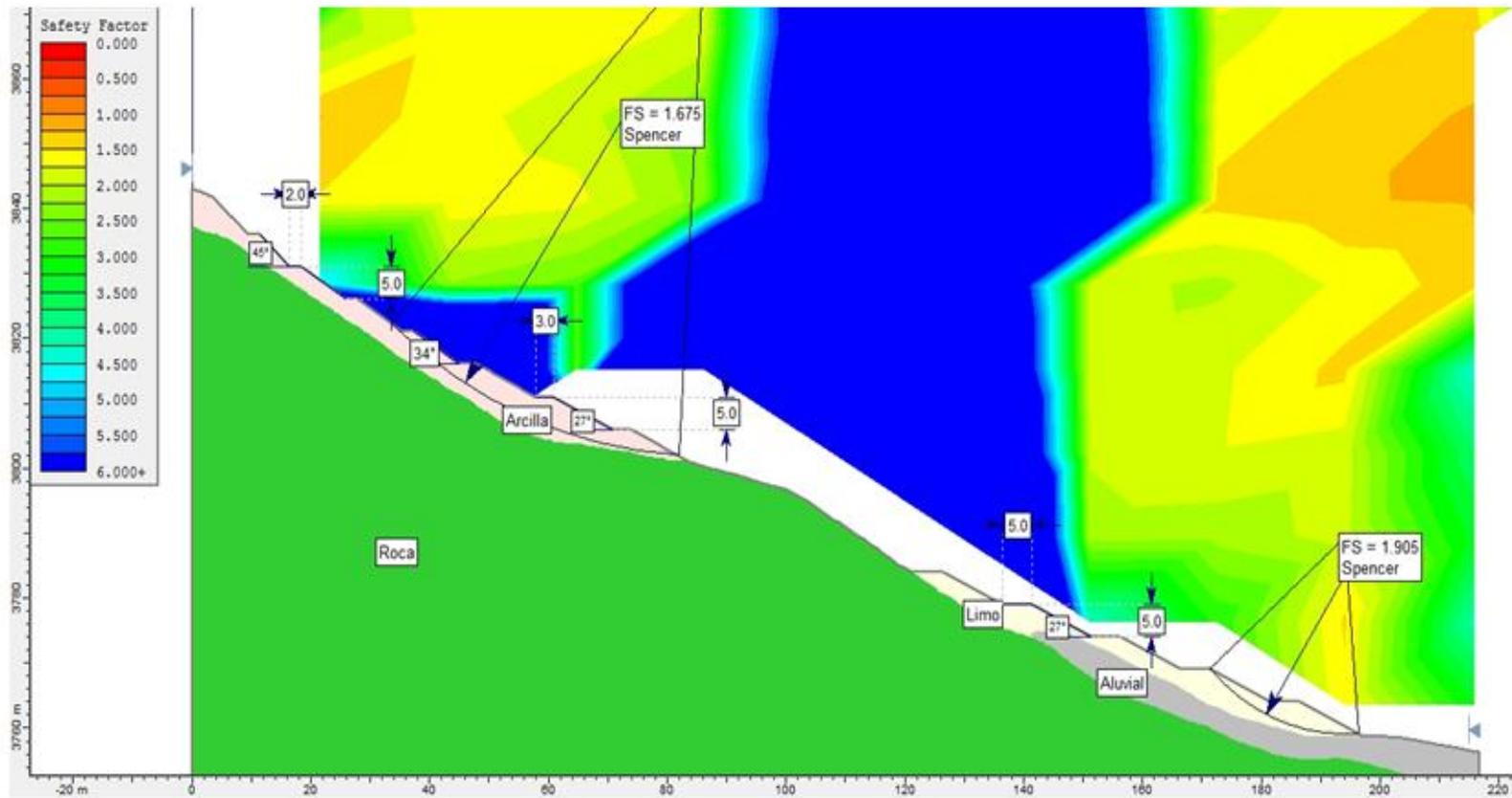
Los valores  $m$  y  $s$  pueden ser obtenidos a partir de los índices de calidad del macizo rocoso,  $Q$  y  $RMR$  de Barton y Bieniswki, respectivamente. Varios investigadores analizan la forma correcta de obtención y elección de estos parámetros para uso en análisis de estabilidad, resaltando además de las limitaciones de los ensayos de cizallamiento en laboratorios, que muestras pequeñas no siempre son representativas de las propiedades a la escala natural (DINIZ da GAMA 1981), como también la necesidad de un número de ensayos estadísticamente representativos realizados siempre en la dirección y sentido del probable movimiento de la masa rocosa (BRAWNER, 1970).

Con la intención de reducir la incertidumbre en cuanto al uso de los parámetros de resistencia de laboratorio y evitar la realización de ensayos “in situ”, considerados excesivamente costosos, varios autores recomiendan el uso de retroanálisis de rupturas. Con este procedimiento es posible obtenerse parámetros de resistencia que posibiliten análisis de estabilidad más realistas para condiciones geológico-geotécnicas similares a las rupturas estudiadas. También es posible estimar los parámetros de resistencia de un macizo rocoso, a través de la comparación de la clasificación geomecánica  $RMR$ , con las tablas presentadas por HOEK & BRAY (1981) o aún por medio de la deducción del criterio de ruptura de HOEK & BROWN (1980) visto anteriormente. Los conceptos analizados en el presente capítulo tienen su fundamentación teórica rigurosa, que han sido tomados en consideración para realizar la caracterización del macizo rocoso de los afloramientos del Proyecto Ayacucho y su correspondiente clasificación geomecánica.

## **Anexo 02**

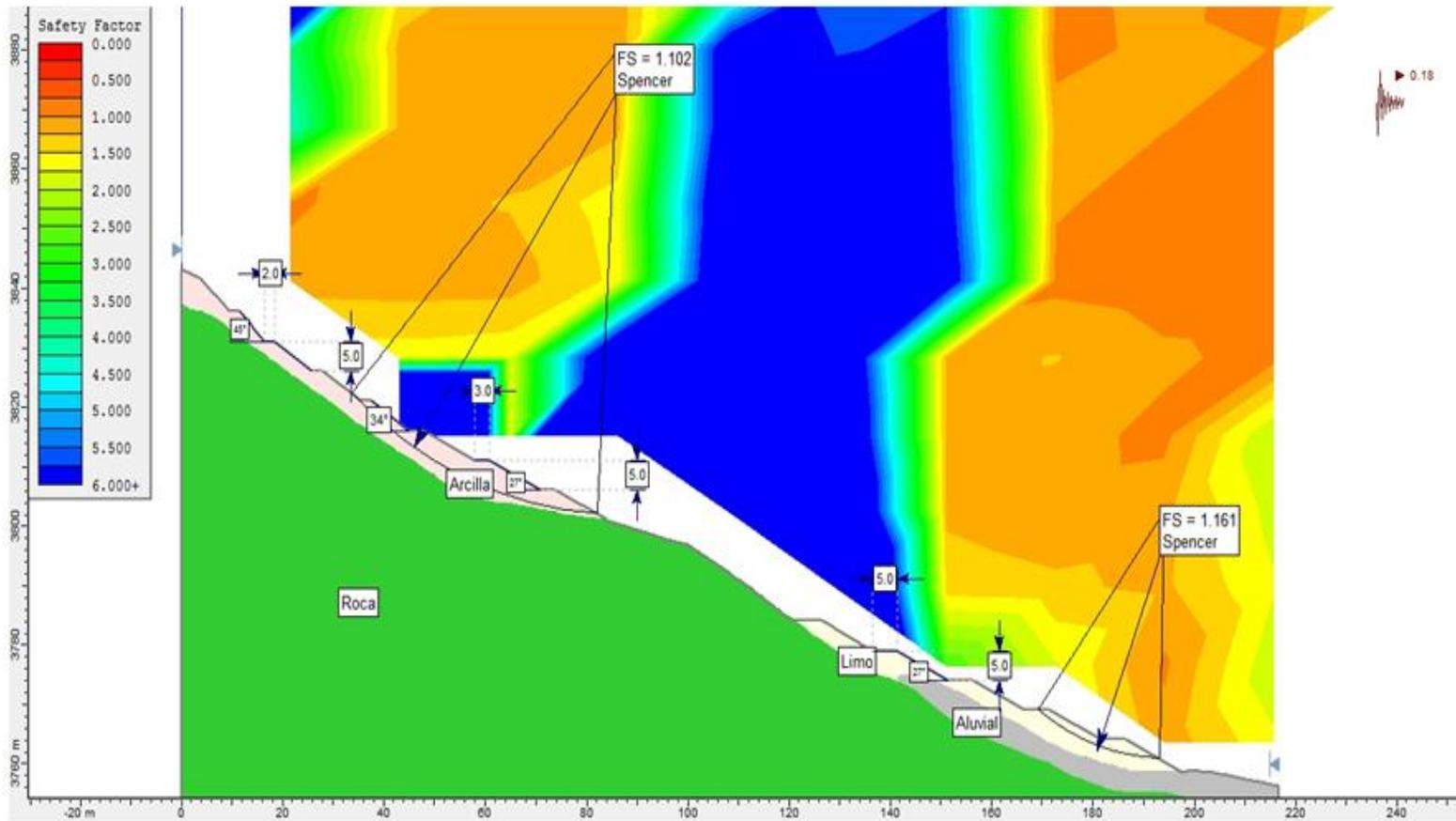
### **Gráficos del programa SLIDE**

### Escenario Final - Estático



Fuente: SLIDE.

### Escenario Final - Seudoestático



Fuente: SLIDE.