

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



**CRITERIOS BÁSICOS PARA EL DISEÑO GEOTÉCNICO DE PILAS DE
LIXIVIACIÓN DE MINERAL**

INFORME DE SUFICIENCIA

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

SHURIK SAMUEL CABANILLAS MENESES

Lima- Perú

2015

	Pág.
RESUMEN.....	4
LISTA DE CUADROS	5
LISTA DE FIGURAS	7
LISTA DE SÍMBOLOS Y DE SIGLAS	8
INTRODUCCIÓN.....	10
CAPÍTULO I: ANTECEDENTES	12
CAPÍTULO II: FUNDAMENTO TEÓRICO.....	15
2.1 GENERALIDADES	15
2.2 DISEÑO GEOTÉCNICO.....	18
2.3 INVESTIGACIONES GEOTÉCNICAS DE CAMPO	18
2.4 ENSAYOS DE LABORATORIO.....	23
2.5 ESTABILIDAD DE TALUDES	28
2.5.1 Generalidades	28
2.5.2 Modos de Falla	33
2.5.3 Métodos de Cálculo de Estabilidad de Taludes	35
2.5.4 Factor de seguridad.....	41
2.5.5 Análisis probabilístico de estabilidad de taludes	42
2.6 TEORÍA DE ESFUERZO - DEFORMACIÓN	49
2.6.1 Generalidades	49
2.6.2 Introducción al Método de Elementos Finitos (MEF).....	50
2.6.3 El modelo Elasto-Plástico de Mohr Coulomb	52
2.6.4 Idealización del problema	53
2.7 SISMICIDAD.....	53
2.8 EXPERIENCIA PROFESIONAL	57
2.9 MODELAMIENTO GEOTÉCNICO.....	58
2.10 MONITOREO GEOTÉCNICO	66
CAPÍTULO III: CRITERIOS BÁSICOS DE DISEÑO GEOTÉCNICO PARA PILAS DE LIXIVIACIÓN DE MINERAL.....	67

CAPÍTULO IV: DISEÑO GEOTÉCNICO DE UNA PILA DE LIXIVIACIÓN

CIMENTADO EN GRAVAS	69
4.1 CASO DE ESTUDIO.....	69
4.2 DESCRIPCIÓN GENERAL	69
4.3 INVESTIGACIONES GEOTÉCNICAS DE CAMPO	70
4.4 ENSAYOS DE LABORATORIO	76
4.4.1 Ensayos de Laboratorio Mecánica de Suelos	76
4.4.2 Ensayos de Laboratorio de Geosintéticos.....	79
4.5 MODELAMIENTO GEOTÉCNICO.....	80
4.5.1 Análisis de Estabilidad de Taludes	83
4.5.2 Análisis de Esfuerzo-Deformación.....	90
4.6 MONITOREO GEOTÉCNICO.....	91
4.7 RESULTADOS OBTENIDOS	92
CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	94
5.1 CONCLUSIONES.....	94
5.2 RECOMENDACIONES.....	94
BIBLIOGRAFÍA	95
ANEXOS	98

RESUMEN

El presente trabajo es un informe técnico, el cual pretende servir de guía y mostrar los criterios básicos para el diseño geotécnico de una pila de lixiviación de mineral; siendo este tipo de estructuras la mas importante en el proceso de lixiviados de minerales preciosos tal como el oro y otros metales.

Existen siete puntos básicos que dominan el diseño geotécnico de una pila de lixiviación de mineral: Investigaciones de campo, ensayos de laboratorio, caracterización de los materiales, condiciones del lugar (hidráulica, sismicidad, etc.), estabilidad de taludes, esfuerzo-deformación del conjunto y cumplimiento de la normatividad actual.

Los criterios propuestos, obedecen a una búsqueda bibliográfica de diversas fuentes, tales como normas, guías, publicaciones, sitios webs, etc. los cuales confirman algunos criterios usados cotidianamente por diversas empresas consultoras y además adicionan y/o modifican otros criterios tales como los factores de seguridad, análisis probabilístico de taludes, modos de falla, etc.

Como caso de estudio se realizó idealmente el diseño geotécnico de una pila de lixiviación de mineral de oro en el departamento de Puno - Perú, donde se aplicaron los criterios propuestos con datos reales de otros proyectos similares. Como resultado se obtuvo un factor de seguridad mínimo de 1.84 para el caso estático, y para el caso pseudo-estático un factor de seguridad mínimo de 1.25, lo cual según los criterios propuestos se considera diseño un aceptable.

A demás se realizó el análisis de esfuerzo deformación donde se concluyó que el asentamiento no es una variable predominante en este tipo de estructuras.

Finalmente el informe contiene en los anexos los planos de diseño geotécnico y sustento técnico del caso de estudio.

LISTA DE CUADROS

Cuadro N° 1. - Utilización de distintos métodos de sondeo	20
Cuadro N° 2. - Técnicas de investigación geotécnica de campo	21
Cuadro N° 3. - Aplicación y Limitaciones de los Ensayos In situ	22
Cuadro N° 4. - Ensayos de Laboratorio de mecánica de suelos	24
Cuadro N° 5. - Ensayos de Laboratorio para Rocas	26
Cuadro N° 6. - Ensayos de Laboratorio para Geomembrana e Interface	26
Cuadro N° 7. - Factores que controla los modos de rotura potencial	34
Cuadro N° 8. - Hipótesis de fuerzas entre dovelas de distintos métodos de equilibrio límite.....	37
Cuadro N° 9. - Restricciones para diversos métodos de estabilidad de taludes.	38
Cuadro N° 10. - Comparación de métodos por dovelas	38
Cuadro N° 11. - Resumen de factores de seguridad utilizados	42
Cuadro N° 12. - Valores típicos de coeficiente de variación	45
Cuadro N° 13. - Valores de Período de Retorno T (Años).....	55
Cuadro N° 14. - Coeficientes sísmicos recomendados Análisis pseudo-estático	56
Cuadro N° 15. - Criterios Básicos para el Diseño Geotécnico de Pilas de Lixiviación de Mineral	67
Cuadro N° 16. - Datos del Problema - diseño geotécnico de una pila de lixiviación	69
Cuadro N° 17. - Calicatas Ejecutadas.....	72
Cuadro N° 18. - Resultados de Ensayos de Densidad de Campo y Humedad de Campo.....	74
Cuadro N° 19. - Resumen de Perforaciones	75
Cuadro N° 20. - Resultados de permeabilidad Lefranc – in situ	76
Cuadro N° 21. - Resultados de Laboratorio 1	77
Cuadro N° 22. - Resultados de Laboratorio 2	77
Cuadro N° 23. - Resumen de Ensayo Proctor Estándar.....	78
Cuadro N° 24. - Resumen del Ensayo de Permeabilidad	78
Cuadro N° 25. - Resumen de Ensayos Triaxiales (CU).....	78
Cuadro N° 26. - Ensayos de Laboratorio de Mecánica de Rocas.....	79
Cuadro N° 27. - Resumen de Ensayos de Corte Directo a Gran Escala	79
Cuadro N° 28. - Propiedades de Materiales Para el Análisis de Estabilidad de Taludes.....	82

Cuadro N° 29. - Envoltente Bi-Lineal de Interfase Geomembrana/Suelo Baja	
Permeabilidad.....	82
Cuadro N° 30. - Factor de seguridad - Práctica Estándar	83
Cuadro N° 31. - Coeficiente sísmico	84
Cuadro N° 32. - Resultados Obtenidos del Análisis de estabilidad.....	85
Cuadro N° 33. - Resultados Obtenidos del Análisis de estabilidad probabilístico	87
Cuadro N° 34. - Resultados de los Análisis de Estabilidad.....	88
Cuadro N° 35. - Resumen de Resultados Obtenidos análisis de esfuerzo- Deformación	91
Cuadro N° 36. - Frecuencias de Monitoreo Geotécnico	91

LISTA DE FIGURAS

Figura N° 1. - Esquema de una Pila de Lixiviación de mineral	15
Figura N° 2. - Esquema de ensayo de Corte directo a gran escala	27
Figura N° 3. - Esquema ensayo de Punzonamiento.....	27
Figura N° 4. - Falla Circular.....	33
Figura N° 5. – Tipos de Falla Circular	33
Figura N° 6. - Falla plana	34
Figura N° 7. - Modos de Falla típicos en Pilas de Lixiviación de Mineral	34
Figura N° 8. - Métodos de cálculo de estabilidad de taludes	35
Figura N° 9. - Método de dovelas.....	36
Figura N° 10. - Falla Circular Método de Dovelas (Rocscience, 2012).....	36
Figura N° 11. - Método de talud infinito (Kerguelen Argumedo, 2009)	39
Figura N° 12. - Dos taludes iguales con diferentes incertidumbres	43
Figura N° 13. - Esquema General de la Simulación de Monte Carlo (Rocscience, 2012)	49
Figura N° 14. - Concepto de deformación	50
Figura N° 15. - Envolvente de falla y círculo de Mohr.....	64
Figura N° 16. - Modulo Estadística – Slide 6.0.....	86
Figura N° 17. - Propiedades estadísticas de los materiales	86
Figura N° 18. – Factor de seguridad promedio vs Número de muestras de estabilidad	88
Figura N° 19. - Análisis de estabilidad - Estático - Falla Circular	88
Figura N° 20. - Análisis de estabilidad - Pseudo-estático - Falla circular	89
Figura N° 21. - Análisis de estabilidad - Estático - Falla No circular (Tipo Bloque)	89
Figura N° 22. - Análisis de estabilidad - Pseudo-Estático - Falla No circular (Tipo Bloque)	89
Figura N° 23. - Modelo por Elementos finitos (MEF)	90
Figura N° 24. Desplazamientos Verticales en la interfase Uy.....	90
Figura N° 25. - Esfuerzo Efectivo en la Interfase $\sigma'1$	90

LISTA DE SÍMBOLOS Y DE SIGLAS

μ	: Presión del agua intersticial o de poros
μ_a	: Presión del aire intersticial
σ	: Esfuerzo normal total
σ^*	: Presión efectiva
σ_1, σ_3	: Esfuerzo efectivo
τ	: Esfuerzo de resistencia al corte
φ	: Angulo de fricción Interna (°)
φ'	: Angulo de fricción interna del material (°)
φ^{**}	: Angulo de fricción del material no saturado. (°)
γ	: Peso específico (kN/m ³)
ASTM	: American Society for Testing and Materials
BMRR	: Bureau of Mining Regulation and Reclamation
C	: Cohesión (kPa)
C'	: Cohesión o cementación efectiva (kPa)
Cu	: Cohesión en condiciones no drenadas (kPa)
E	: Módulo de Young (GPa)
FS	: Factor de seguridad
GLE	: General Limit Equilibrium method
GSI	: Geological Strength Index
IUI	: Desplazamientos totales
K	: coeficiente de permeabilidad (cm/s)
Kh	: Coeficiente sísmico horizontal
Kv	: Coeficiente sísmico vertical
LLDPE	: Linear Low Density Polyethylene (Polietileno de Baja Densidad Lineal)
n	: Número de Años

°	: Grados
PF	: Probabilidad de Falla
PGA	: Peak Ground Acceleration (aceleración máxima del terreno)
R	: Riesgo
RAE	: Real Academia Española
ROM	: Run of mine
RS	: Refracción sísmica
SEV	: Sondaje Eléctrico Vertical
SPT	: Standard Penetration Test
SST	: Una cara simple y otra texturada
SUCS	: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos
T	: Periodo de retorno (años)
Ux, Uy	: Desplazamientos en el x e y respectivamente

INTRODUCCIÓN

El presente trabajo es un informe técnico, el cual pretende mostrar los criterios básicos para diseño geotécnico de una pila de lixiviación de mineral (estática), siendo la pila de lixiviación de minerales la parte más delicada del proceso de producción en la industria minera, su diseño tiene que tener especial cuidado ya que una falla en su estructura podría producir graves pérdidas humanas, económicas y ambientales.

El objetivo principal es proponer y aplicar criterios básicos para el diseño geotécnico de pilas de lixiviación de mineral, teniendo como objetivos específicos aplicar estos criterios para el caso de una pila de lixiviación cimentado en gravas.

El resultado de este informe servirá como guía y propondrá los criterios básicos a tener en cuenta para asegurar la estabilidad física de las pilas de lixiviación de minerales.

La motivación principal que llevó a escoger este tema es que siendo el Perú considerado un país minero, no existe normatividad explícita para el diseño geotécnico de Pilas de Lixiviación de Mineral; las norma más cercanas son la E.050 (1997), CE.020 (2012) y “Guía Ambiental para Proyectos de Lixiviación” (1996).

Los criterios para el desarrollo de una pila de lixiviación deben considerar el diseño civil que proporciona la geometría y la altura así como también predefine el tipo y espesor necesario de la geomembrana; el diseño hidráulico proporciona la altura del nivel de solución dentro de la pila de lixiviación y también el diseño para deprimir la napa freática si así lo requiere.

Luego de conocer la geometría, altura, nivel de solución en la pila y el tipo de geomembrana se procede a realizar el diseño geotécnico en base a la información de las investigaciones de campo y ensayos de laboratorio.

La incorrecta consideración de los criterios de diseño geotécnicos conlleva a errores que posteriormente son reflejados en la falla de la estructura; que pueden presentar la ruptura de la geomembrana por asentamientos diferenciales excesivos, aparición de grietas, deslizamientos y falla de taludes.

Es por ello que debemos verificar el correcto desempeño de todas las variables físicas que influyen en el desempeño de la pila de lixiviación siendo las más importantes: pila de mineral o apilamiento, nivel de cimentación, sistema de revestimiento, asentamientos diferenciales, nivel freático, estabilidad de taludes, sismicidad entre otros.

El adecuado uso y verificación de los criterios de diseño geotécnico deben de garantizar la estabilidad física de la pila de lixiviación en la etapa de operación y cierre definitivo. Cabe señalar que es necesario un adecuado programa de monitoreo geotécnico para verificar el correcto funcionamiento de la pila de lixiviación.

En el Capítulo I: Antecedentes, trataremos temas relacionado a la evolución de la tecnología de lixiviación y a la aparición de normas peruanas relacionadas a las pilas de lixiviación.

En el capítulo II: Marco teórico, se tratará el estado del arte actual, respecto a las variables que gobiernan el diseño geotécnico de las pilas de lixiviación, así como también conceptos generales para un mejor entendimiento del problema.

El capítulo III, usando el marco teórico, antecedentes y la experiencia profesional se propondrá los criterios básicos para el diseño geotécnico de una pila de lixiviación de mineral.

En el capítulo IV, se aplicará los criterios geotécnicos propuestos, para el caso de una pila de lixiviación de mineral cimentado en gravas.

En el capítulo V, se concluirá y se recomendará en base a los expuestos en el presente informe.

Para concluir se muestra la bibliografía utilizada y anexos del informe.

CAPÍTULO I: ANTECEDENTES

La pila de lixiviación de mineral es una estructura de material granular sobre una base impermeabilizada (PAD), en la cual se depositan materiales provenientes de la extracción minera (tajos a cielo abierto) en esta pila de lixiviación ocurre el proceso metalúrgico denominado "lixiviación" que es un proceso por el cual se extrae uno o varios solutos de un sólido, mediante la utilización de un disolvente líquido, para el caso de una pila de mineral se obtienen metales como el oro y otros metales como el cobre a través del riego de algún solvente como el cianuro, ácido sulfúrico, etc. sobre la pila de mineral. La lixiviación de pilas se practica actualmente a nivel mundial en el caso de minerales de baja ley.

En el año 1752 (Río Tinto, España) se registró que los mineros españoles percolaban soluciones ácidas en grandes pilas de mineral oxidado escala. (Taylor y Whelan, 1942).

A fines de la década de los 50, los productores de uranio han venido practicando la lixiviación en pilas mediante soluciones ácidas y alcalinas.

A fines de los años 60, se realizó la primera aplicación de lixiviación comercial parte de Carlin Gold Mining Company al norte de Nevada. (Hiskey, 1985).

En 1967, la lixiviación de minerales de metales preciosos empleando el proceso de cianuración fue inicialmente sugerida por la Dirección de Minas de EE.UU. (Thorstad, 1987).

A principios de los años 70, la empresa Cortez Gold Mines inició la primera operación a gran escala lixiviando dos millones de toneladas de oro de ley marginal (Thorstad, 1987).

A mediados de la década del 70' la tecnología actual de lixiviación de metales preciosos se ha desarrollado ampliamente.

En 1992, Estados Unidos produjo un total de 1,76 millones de toneladas métricas de cobre. Durante 1992 aproximadamente el 30% de la producción estadounidense provenía de electrodeposición (esto es, 522 755 TM). Se calcula

que para fines del presente siglo, aproximadamente el 40% de la producción primaria de cobre en EE.UU. provendrá de las operaciones de lixiviación.

Para 1993, la producción de oro de la lixiviación en pilas había aumentado a más del 35 por ciento del total de la producción de oro en EE.UU. desde un estimado de 6% en 1979.

En 1996. Aparece la Guía Ambiental para Proyectos de Lixiviación en Pilas, que tiene como objetivo servir de guía en el desarrollo, construcción y operación de proyectos de lixiviación en el Perú. Asimismo, se deberá utilizar en el desarrollo de instalaciones de lixiviación tanto de cobre como de metales preciosos. El alcance de este documento incluye información acerca de las opciones de esquema de proyectos de lixiviación, hidrología superficial y balance de agua, locación de instalaciones de lixiviación, almacenamiento de soluciones de lixiviación, diseño y operaciones, monitoreo operativo y finalmente el cierre de las instalaciones de lixiviación.

Estos lineamientos se centran en los avances técnicos y las actividades necesarias para proteger la salud humana y el medio ambiente, así como también lineamientos para el diseño geotécnico de pilas de lixiviación.

En 1997 aparece la "GUÍA AMBIENTAL PARA LA ESTABILIDAD DE TALUDES DE DEPÓSITOS DE DESECHOS SÓLIDOS DE MINA", elaborado por Rennat, E., & Miller, S. para el Ministerio de Energía y Minas.

En 1997, aparece la Norma Técnica de Edificación E.050 "SUELOS Y CIMENTACIONES", elaborado por el Ministerio de Vivienda y Construcción, SENCICO. Que da lineamientos generales para la mecánica de suelos, y cimentaciones para edificaciones.

En el 2012, aparece la Norma Técnica CE.020 - Estabilización de Suelos y Taludes elaborada por el Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. Que da lineamientos generales para la estabilidad de taludes.

En la actualidad, siendo el Perú, considerado como un país minero desde épocas inmemoriales, posee importantes yacimientos mineros que generan riqueza y desarrollo nacional. Dentro de los procesos minero – metalúrgicos el uso de pilas de lixiviación para la extracción de metales preciosos y cobre se ha convertido una práctica estándar dentro de la industria minera. Los proyectos más representativos en el país como son Cerro Verde, Southern Perú Copper Corporation, Yanacocha entre otros, incluyen este tipo de tecnologías para la extracción de metales diseminados o en bajas concentraciones en una pila de mineral.

La mayoría de minas de cobre en Perú emplean métodos de extracción tradicionales de molienda y de concentración para minerales de alta ley. Las técnicas de lixiviación en pilas brindan la oportunidad de extraer productos de los minerales de ley anteriormente marginales.

CAPÍTULO II: FUNDAMENTO TEÓRICO

2.1 GENERALIDADES

Se define a la pila o PAD de lixiviación como una estructura a manera de pirámide escalonada donde se acumula el mineral (Yanacocha, 2013). El mineral extraído puede obtenerse de varias fuentes, tales como mineral recientemente minado, mineral de baja ley anteriormente almacenado, roca estéril mineralizada y/o residuos/relaves de flotación, la mayoría de proyectos de lixiviación en operación acumulan mineral recientemente minado extraído de minas a tajo abierto, siendo ésta la técnica más económica para el desarrollo de depósitos de baja ley y gran volumen. (Guía Ambiental, 1996).

La pila de mineral posteriormente es regado con una solución ácida, la cual disuelve los minerales por percolación a través de las partículas apiladas.

La solución es captada mediante un sistema de tuberías colocadas en la base de la pila (sistema de colección de solución), la solución ácida reacciona con los componentes minerales y es llevada a través del sistema de colección de solución hacia las pozas de proceso.

La pila de lixiviación está impermeabilizada (sistema de revestimiento) en la base para evitar que los químicos lleguen en contacto con el suelo, generalmente se usa geomembrana – y suelos de baja permeabilidad.

Todo este sistema estará apoyado en el suelo de fundación.

A continuación se presenta un esquema de una pila de lixiviación de mineral.

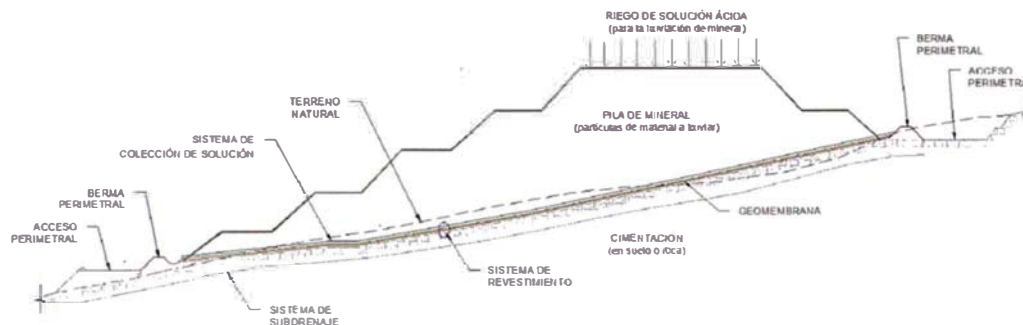


Figura N° 1. - Esquema de una Pila de Lixiviación de mineral

Pila de Mineral o Apilamiento

Es una estructura de forma piramidal, cuya geometría, dependerá de las siguientes consideraciones:

- Capacidad requerida, es el volumen que se necesita para procesar el mineral.
- Topografía, son las condiciones topográficas del lugar.
- Área mínima de lixiviación, para que la pila de mineral sea rentable.

La (Guía Ambiental, 1996) recomienda que la colocación del mineral en las pilas puede realizarse mediante diversos métodos, Los métodos varían desde descarga y nivelación con un bulldozer, hasta la colocación mediante cargadores frontales y el apilamiento con fajas transportadoras.

Cimentación de la Pila de Lixiviación

Es el terreno conformado por suelos y/o roca que es capaz de soportar las cargas impuesta por la pila de lixiviación.

Sistema de Sub Drenaje

El sistema de sub drenaje es una red de tuberías perforadas en forma de espina de pescado, que se encuentra ubicado debajo del sistema de impermeabilización o revestimiento, que cumplen dos funciones:

- Deprimir la napa freática si existiese.
- Como un Sistema de detección de fugas, es decir dependiendo de su configuración podría captar posibles infiltración dentro de la cimentación de la pila para luego ser detectado en una pozas de monitoreo de sub drenaje.

Sistema de Revestimiento

El sistema de revestimiento cumple la función de impermeabilizar la pila de lixiviación mediante una capa de revestimiento.

La (Guía Ambiental, 1996), resume lo siguiente respecto al sistema de revestimiento:

Los sistemas de revestimiento de capas impermeabilizadas generalmente están compuestos por combinaciones de: revestimientos de membrana sintética, revestimientos naturales o naturales modificados, así como revestimientos naturales y sintéticos compuestos. Las pilas y las capas impermeabilizadas necesitan estar diseñadas de forma que sean estructuras estables que contendrán tanto el sólido como el lixiviado.

Las bases de las pilas deberán ser capaces de soportar las cargas aplicadas por las mismas, no sólo en términos de estabilidad, sino también en términos de asentamientos diferenciales a través de las pilas. Los asentamientos diferenciales pueden afectar negativamente el drenaje de las pilas y dañar el revestimiento y la capa impermeabilizada.

Según refiere (Ale, Clariá, & Bonalumi), en el caso que no se cuente con material arcilloso en la zona de proyecto, se puede modificar la configuración del sistema de revestimiento reemplazando el suelo de baja permeabilidad por un *GCL* (geosynthetic Clay liner).

Cuando se tiene un sistema de revestimiento con baja resistencia al corte, se deben adoptar menores pendientes de la sub-rasante, caso contrario se debe analizar la posibilidad de construir bermas de contención o de estabilidad al pie del apilamiento. Los sistemas de revestimiento que tienen altas resistencias al corte, pueden utilizarse en pendientes y medias laderas.

Sistema de Colección de Solución

El sistema de colección de solución, consistirá en un conjunto de tuberías por encima del sistema de revestimiento y por debajo de la pila de mineral, capaz de coleccionar la solución lixiviada y ser dirigida hacia las pozas de proceso.

La (Guía Ambiental, 1996) indica que las soluciones de lixiviación cargadas se recolectan de las pilas a través del sistema de tuberías y/o una capa de recolección de lixiviado de alta permeabilidad. Con frecuencia se utilizan las tuberías de drenaje perforadas que se encuentran en la capa de drenaje, ubicadas en la parte superior de la capa impermeabilizada, para promover la recolección de

soluciones. Dichas tuberías ayudan a evitar el crecimiento de presión de agua libre en la capa impermeabilizada y, por lo tanto, ayudan a reducir el potencial de pérdidas por filtraciones y los impactos en la estabilidad de las pilas.

2.2 DISEÑO GEOTÉCNICO

Según la RAE, la palabra diseño se define como un proyecto o plan que configura algo y la palabra geotecnia vienen de las palabras geo y técnica.

Por lo que el diseño geotécnico se entenderá como un plan que aplicando la técnica, métodos científicos, conocimientos de los materiales, procesos y principios de ingeniería, solucionarán problemas de ingeniería que ocurran en la corteza terrestre. Se requiere el conocimiento de diferentes campos de la ciencia, entre ellos, la mecánica de suelos, la mecánica de rocas, la geología, la geofísica, la hidrología, la hidrogeología y las ciencias relacionadas.

2.3 INVESTIGACIONES GEOTÉCNICAS DE CAMPO

Las investigaciones geotécnicas de campo consisten principalmente en la realización de perforaciones, ensayos penetrométricos, calicatas y búsqueda de canteras. (Ale, Clariá, & Bonalumi).

Previamente es necesario un reconocimiento geológico-geotécnico del área en estudio con la finalidad de poder distribuir de manera óptima la ubicación de las perforaciones y las calicatas.

Mapeo geológico-geotécnico

Con el mapeo geológico-geotécnico se identifican las potenciales zonas de canteras o de fuentes de material de préstamo. Las canteras o fuentes de préstamo que deben ubicarse en este tipo de proyectos, son especialmente de material de relleno estructural, material arcilloso y grava de drenaje, estos últimos materiales deben tener aproximadamente valores de permeabilidad menores a $5 \times 10^{-6} \text{cm/s}$ y mayores a 10^{-1}cm/s , respectivamente. (Ale, Clariá, & Bonalumi).

Los modelos geológico-geotécnicos permiten al ingeniero comprender mejor las condiciones reinantes en un determinado lugar, además de identificar los

principales problemas geotécnicos y hacer más realista la estimación de propiedades del suelo. Los mapas geológico-geotécnicos en general deben considerar:

- Topografía y Toponimia.
- Distribución y descripción litológica de las unidades geológicas.
- Espesor de suelos, formaciones superficiales y rocas alteradas.
- Discontinuidades y datos estructurales.
- Investigaciones previas existentes.
- Riesgos Geológicos.
- Descripción y clasificación geotécnica de suelos y rocas.
- Propiedades físicas y mecánicas de los materiales.
- Condiciones hidrogeológicas y distribución del agua.
- Condiciones y procesos geomorfológicos.
- Procesos dinámicos, etc.

Perforaciones

Son sondeos geotécnicos que pueden ser manuales o mecánicos, que se usan para reconocimiento del terreno para sus características, Según (NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIONES E050, 1997), para las perforaciones manuales y mecánicas la profundidad recomendable es hasta 10 m en perforación manual y no hay limitación en perforación mecánica.

Las perforaciones son de pequeño diámetro, (entre 65 y 140 mm) de ellos se pueden obtener testigos del terreno perforado, así como muestras, y realizar determinados ensayos en su interior. Dejando aparte los sondeos manuales con barrena o cuchara, los sondeos mecánicos se plantean para los siguientes requerimientos:

- Alcanzar profundidades superiores a las que se consiguen con calicatas.
- Reconocer el terreno bajo el nivel freático.
- Atravesar capas rocosas o de suelo muy resistente.

- Realizar ensayos "in situ" específicos, como el ensayo de penetración estándar SPT, molinete, permeabilidad "in situ", etc.

Los sondeos pueden ser:

- Sonde mecánico (a presión, con punta abierta o hueca, y maciza o cerrada. Se realiza en suelos blandos).
- Sondeo a percusión o golpeo, en suelos cementados o duros.
- Sondeo a rotación con barrena helicoidal, maciza o hueca. en suelos relativamente blando y cohesivo, y no se encuentran capas cementadas, gravas, o roca en toda la profundidad de realización del sondeo.
- Sondeo a rotación con extracción de testigo continuo, con o sin agua, Sirven para todo tipo de suelos o rocas,
- Sondeo mediante métodos destructivos, como trépano, martillo o tricóno.

Cuadro Nº 1. - Utilización de distintos métodos de sondeo

Método empleado	Sistema de avance	Suelo apropiado	Suelo no apropiado
Sondeo manual	Barrena helicoidal, cuchara, etc.	Blando y cohesivo	Suelo duro y compacto, con presencia de bolos y gravas gruesas
Rotación	Barrena helicoidal con motor hidráulico	Compacidad media	Suelo duro y cementado, con presencia de bolos y gravas gruesas
Rotación	Tubo simple en seco	Arenas, limos y arcillas de compacidad media	Suelo duro y cementado, con presencia de bolos y gravas gruesas
Rotación	Tubo doble con inyección de agua	Suelos duros y cementados. Rocas	Suelo blando con presencia de bolos y gravas gruesas
Percusión	Puntaza hueca con borde cortante (interior o exterior)	Arenas y arenas arcillosas	Suelo con presencia de bolos y gravas gruesas

Fuente: (<http://ocw.camins.upc.edu/>, 2014)

Ensayos penetrométricos

Los ensayos penetrométricos se basan en estimar la resistencia a la penetración que ofrece el suelo a una puntaza normalizada, habitualmente cónica. A partir de esta resistencia y mediante el uso de correlaciones con base semiempírica, se obtienen parámetros de resistencia del terreno útiles en el cálculo geotécnico.

Ensayos geofísicos

Este grupo de ensayos indirectos se encuentran dentro del grupo de procedimientos basados en el uso de técnicas geofísicas mediante las cuales se obtienen parámetros de interés geotécnico a partir de cambios en las propiedades físicas de los materiales presentes en el terreno, los principales ensayos geofísicos son:

Ensayo eléctrico (SEVs): El ensayo eléctrico es un método de reconocimiento del terreno basado en la caracterización del suelo a través de la medida de su resistividad eléctrica.

Ensayos sísmicos (RS): Mediante los ensayos de refracción sísmica podemos caracterizar, mediante la velocidad de las ondas que los atraviesan, los diferentes tipos de terreno.

Pozos o calicatas y trincheras

Son técnicas de prospección empleadas para facilitar el reconocimiento geotécnico de un terreno. Son excavaciones de profundidad pequeña a media, realizadas normalmente manualmente o maquina (puede ser retroexcavadora).

Las calicatas permiten la inspección directa "in situ", del suelo que se desea estudiar y, por lo tanto, es el método de exploración que normalmente entrega la información más confiable y completa.

Las calicatas, se realizarán según la Norma técnica ASTM 420, donde es posible su ejecución.

En el Cuadro N° 2 se muestran las técnicas de investigación de campo según la (NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIONES E050, 1997)

Cuadro N° 2. - Técnicas de investigación geotécnica de campo

Técnica	Norma Aplicable
Pozos o Calicatas y Trincheras	ASTM D 420
Técnicas de Muestreo	ASTM D 420
Prueba de Carga	ASTM D 1194
Perforación Manual	ASTM D 1452
Ensayo de Penetración Estándar (SPT)	ASTM D 1586
Perforación Mecánica	ASTM D 2113
Descripción Visual de Suelos	ASTM D 2487

Fuente:(NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIONES E050, 1997)

Cuadro N° 2 (...Continúa)

Técnica	Norma Aplicable
Corte Mediante Veleta Normal	ASTM D 2573
Auscultación Semi-estática (CPT)	ASTM D 3441
Corle Mediante Veleta Miniatura	ASTM D 4648
Auscultación Dinámica con Cono Tipo Peck (ACP)	-
Auscultación Dinámica (DP) con Cono Alemán	DIN 4094

Fuente:(NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIONES E050, 1997)

NOTA: Los ensayos de densidad de campo, tales como cono de arena, balón de jebes o métodos nucleares, no podrán emplearse para medir la densidad natural de los suelos para luego determinar la densidad relativa y la presión admisible de un suelo.

En el Cuadro N° 3 se muestran las aplicaciones y limitaciones de los ensayos en campo según la norma (NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIONES E050, 1997).

Cuadro N° 3. - Aplicación y Limitaciones de los Ensayos In situ

Ensayos in Situ.	Normas Aplicable N°	Aplicación Recomendable			Aplicación restringida		Aplicación No Permitida	
		Técnica	Tipo Suelo (i)	Parámetros a ser obtenidos (2)	Técnica	Tipo Suelo (1)	Técnica	Tipos Suelos (i)
Ensayo de Penetración Estándar (SPT)	ASTM D 1586	Perforación	SW, SP, SM, SC-SM	N	Perforación	CL, ML, SC, MH, CH	Calicata	Lo restante
Auscultación Dinámica con el Cono Tipo Peck (Profundidad máxima 10m)	-	Auscultación	SW, SP, SM, SC, SM	C		CL, ML, SC, MH, CH	Calicata	Lo restante
Auscultación Semi-Estática con el Cono Holandés (CPT)	ASTM D3441	Auscultación	Todos excepto gravas	qc, fe			Calicata	Gravas
Auscultación Dinámica con Cono (DP) Tipo Alemán (Prof. máxima 8 m.)	DIN 4094	Auscultación	SW, SP, SM	Cp			Calicata	Lo restante
Resistencia al Corte por medio de la veleta (Normal 3)	ASTM D2573	Perforación	CL, ML, CH, MH	Cu, St			-	Lo restante

Fuente:(NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIONES E050, 1997)

Cuadro N° 3 (... Continúa)

Ensayos in Situ.	Normas Aplicable N°	Aplicación Recomendable			Aplicación restringida		Aplicación No Permitida	
		Técnica	Tipo Suelo (i)	Parámetros a ser obtenidos (2)	Técnica	Tipo Suelo (1)	Técnica	Tipos Suelos (i)
Resistencia al Corte por medio de la veleta Miniatura (Long. máx.de barra 3m) (3)	ASTM. D4648	Perforación	CL, ML CH, MH	Cu, St			-	Lo restante
Prueba de Carga	ASTM D 1194	Suelos granulares y rocas blandas	Asentamiento vs. presión			-	-

Fuente: (NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIONES E050, 1997)

(1) según clasificación SUCS los ensayos son aplicados a suelos

(2) Leyenda:

Cu = Cohesión en condiciones no drenadas

N = Número de golpes de 30 cm. de penetración en el ensayo estándar de penetración

Cn = Número de golpes de 30cm de penetración mediante auscultación con cono tipo Peck

Cp = Número de golpes de 10 cm de penetración mediante auscultación con cono DP, alemán.

qc= Resistencia de punta del cono en unidades de presión

fc = Fricción en el manguito

St = Sensitividad

(3) Sólo para suelos finos saturados sin arena ni gravas

2.4 ENSAYOS DE LABORATORIO

Los ensayos de laboratorio tienen el objetivo caracterizar de manera cualitativa las muestras obtenidas en campo, así como también los materiales que son involucrados en el proyecto. Los ensayos de laboratorio para el caso de pilas de lixiviación, se pueden dividir en ensayos para mecánica de suelos, mecánica de rocas, geosintéticos. (Ale, Clariá, & Bonalumi).

Ensayos de laboratorio de Mecánica de Suelos

Estos ensayos, se usan para caracterizar los suelos provenientes de las canteras, suelos de fundación, mineral, y demás suelos que intervienen en el diseño geotécnico de la pila de lixiviación.

Las muestras tomadas en campo, se considera que son representativas de la zona de proyecto.

En el Cuadro N° 4 se muestran los ensayos de laboratorio que se usan frecuentemente para caracterizar a los suelos.

Cuadro N° 4. - Ensayos de Laboratorio de mecánica de suelos

Ensayo	Norma Aplicable
Análisis Granulométrico	ASTM D 422
Peso Específico de los sólidos	ASTM D 854
Ensayo de Compactación Proctor Modificado	ASTM D 1557
Compresión no Confinada	ASTM D 2166
Contenido de Humedad	ASTM D 2216 ASTM D 4643
Consolidación Unidimensional	ASTM D 2435
Clasificación (SUCS)	ASTM D 2487
Descripción visual-manual	ASTM D 2488
Triaxial no Consolidado no Drenado	ASTM D 2850
Corte Directo	ASTM D 3080
Límite Líquido y Plástico	ASTM D 4318
Expansión o Asentamiento Potencial Unidimensional de Suelos Cohesivos	ASTM D 4546
Triaxial Consolidado no Drenado	ASTM D 4767
Colapsabilidad Potencial	ASTM D 5333

Fuente: (NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIONES E050, 1997)

Uno de los ensayos más importantes es determinar los parámetros de resistencia al cortante que se pueden obtener también en campo o también usando correlaciones empíricas a partir de ensayos indirectos u otras propiedades de los suelos. Los ensayos de laboratorio más comunes son los ensayos de Compresión triaxial y de Corte Directo.

Ensayo Triaxial

El ensayo Triaxial permite determinar la resistencia al cortante, la rigidez y características de deformación de las muestras. Adicionalmente, el ensayo puede realizarse para medir características de consolidación y permeabilidad.

Se ensayan muestras cilíndricas dentro de una membrana delgada de caucho, colocándolas dentro de una celda triaxial con dos tapas rígidas y pistones arriba y debajo de la muestra.

La celda se llena de un fluido especial, se aplica una presión determinada sobre el fluido (σ_3), la cual se transmite por éste a la muestra. Los esfuerzos de cortante se aplican mediante fuerzas de compresión verticales accionadas por los pistones. La presión de poros dentro de la muestra puede medirse a través de un pequeño

tubo o bureta en contacto con la muestra. Para cada presión de confinamiento se obtiene el esfuerzo desviador ($\Delta\sigma$) que se requiere para hacer fallar la muestra.

El drenaje de la muestra se realiza a través de las piedras porosas y el cambio de volumen de agua puede medirse. Alternativamente, si no se permite drenaje, se puede medir la presión de poros. Realizando varias pruebas se puede obtener la envolvente de Mohr para un suelo determinado.

El comportamiento Esfuerzo–deformación es determinado por la presión de confinamiento, la historia de esfuerzos y otros factores. El ensayo también puede realizarse incrementando los esfuerzos radiales mientras se mantiene constante la fuerza axial.

Generalmente existen tres formas de realizar el ensayo Triaxial así:

a. Ensayo Consolidado drenado (CD)

El ensayo se realiza lentamente para permitir el drenaje del agua dentro de la muestra e impedir que se puedan generar presiones de poros.

Los ensayos drenados son generalmente, preferidos para ensayos rutinarios (Geotechnical Engineering Office, 1979), debido a la facilidad de su ejecución y son los más utilizados para el análisis de laderas y taludes.

b. Ensayo Consolidado no drenado, con medición de presión de poros (CU)

Se permite el drenaje durante la aplicación del esfuerzo de confinamiento colocándolo lentamente, pero se impide durante la aplicación del esfuerzo desviador.

Los ensayos no drenados deben realizarse a una tasa que no exceda una deformación unitaria del 2% por hora, con el objeto de lograr una ecualización completa de la presión de poros a través de la muestra.

Se le emplea para simular el caso de desembalse rápido de una represa o la colocación rápida de un terraplén sobre un talud.

Ensayos de Mecánica de Rocas

Las muestras obtenidas de campo tanto de las auscultaciones así como también de los testigos diamantinos, son sometidos a ensayos de laboratorio con el objetivo de caracterizar sus propiedades físicas y mecánicas.

En el Cuadro N° 5 se muestran los ensayos de laboratorio que se usan frecuentemente para caracterizar a las rocas.

Cuadro N° 5. - Ensayos de Laboratorio para Rocas

Ensayo	Norma Aplicable
Ensayo de carga puntual	ASTM D - 5731
Ensayo de compresión simple	ASTM D - 2938
Propiedades física	ASTM C-97-02
Ensayo de compresión Triaxial	ASTM 2664-95

Fuente: (Ale, Clariá, & Bonalumi)

Ensayos de Geosintéticos

El sistema de revestimiento es uno de los componentes más importantes de una pila de lixiviación (Ale, Clariá, & Bonalumi), por esta razón es necesario realizar ensayos en la geomembrana según el Cuadro N° 6

Cuadro N° 6. - Ensayos de Laboratorio para Geomembrana e Interface

Ensayo	Norma Aplicable
Corte directo a gran escala	ASTM D 5321-B
Ensayo de Punzonamiento	ASTM D-4833

Fuente: (Ale, Clariá, & Bonalumi)

Corte directo a gran escala

Los Parámetros de Resistencia Cortante comúnmente suelo - geosintético (liner interface) pueden ser estimados por el ensayo de corte directo a gran escala.

Los materiales son colocados en un marco rígido, dos cajas para el corte que fuerzan que la falla ocurra a través de un plano definido.

Una fuerza normal es aplicada verticalmente, y una fuerza de corte es aplicada paralela al plano de corte. Diferente al ensayo triaxial donde los esfuerzos principales son medidos y los esfuerzos de corte y normales en la falla deben ser inferidos, la configuración del ensayo de corte directo miden de manera directa los esfuerzos cortantes y normales en el plano de falla.

- Los resultados del ensayo pueden ser de un comportamiento lineal, obteniendo un ángulo de fricción aproximado o no lineal.
- Es preferible analizar la estabilidad de un pad de lixiviación con un comportamiento no lineal para modelar los altos y bajos esfuerzos que se producen en este tipo de estructuras geotécnicas. (Ale, Clariá, & Bonalumi).

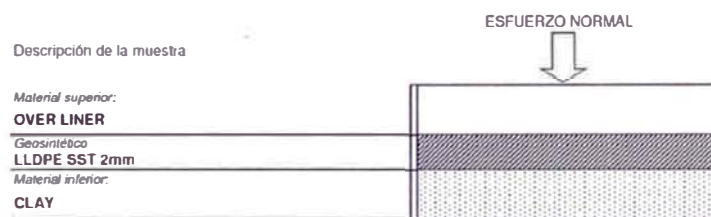


Ensayo de Punzonamiento (ASTM-D-4833)

En este tipo de proyectos el ensayo de punzonamiento requerido se realiza para poder conocer de manera cualitativa (prueba de vacío) si la geomembrana elegida puede soportar la carga de confinamiento sin agujerarse en contacto con el material de sobre-revestimiento. (Ale, Clariá, & Bonalumi).

Permite evaluar la integridad de la geomembrana, se ensaya:

- Suelo inferior (soil liner)
- Geomembrana
- Suelos Superior (capa de protección o capa de drenaje).
- Tendencia a trabajar con grandes cargas equivalente a la altura de pilas: 150m, 200m.
- Después del ensayo se verifica si la geomembrana ha sufrido daño.
- No se toma en cuenta cargas de impacto por efecto de tránsito vehicular.



2.5 ESTABILIDAD DE TALUDES

2.5.1 Generalidades

(NORMA TÉCNICA CE020, 2012), el análisis de estabilidad de taludes es el proceso en el que se evalúan cuantitativamente la interacción entre las fuerzas estabilizantes o resistentes y las fuerzas desestabilizantes o movilizantes que actúan sobre un talud.

Para el desarrollo de este ítem, tomaremos como referencias las siguientes recomendaciones:

(NORMA TÉCNICA CE020, 2012), **Estabilidad de taludes**

La evaluación de la condición de estabilidad de un talud, el profesional responsable incluirá el desarrollo de los siguientes criterios de evaluación:

- Mecánica de suelos
- El flujo de agua
- La geometría del talud
- La topografía del entorno
- El factor de seguridad deberá ser 1.5 para solicitaciones estáticas y 1.25 para solicitaciones sísmicas
- El coeficiente sísmico para el análisis pseudo estático corresponderá a un sismo de 475 años de periodo de retorno
- Si los factores de seguridad *no son cumplidos*, el profesional responsable deberá seleccionar un método de estabilización o la combinación de varios métodos de estabilización y probar la solución propuesta alcance la aprobación de ambos factores de seguridad.
- Las propiedades físicas y mecánicas de los materiales geotécnicos se determinarán mediante ensayos de campo y laboratorio, de acuerdo al tipo de material e importancia de la obra, cuya decisión es responsabilidad del profesional responsable.
- Para el análisis de estabilidad de taludes en rocas y suelos será necesario realizar los estudios geotécnicos, que permitan caracterizar los materiales

y evaluar los parámetros de diseño que el profesional responsable considere necesario, a fin de obtener la estabilidad del talud.

(Guía Ambiental, 1996), **Estabilidad de taludes**

El objetivo de determinar la estabilidad de las pilas consiste en desarrollar un diseño para la instalación de lixiviación en pila de forma que se mantenga la estabilidad contra los deslizamientos bajo condiciones estáticas y pseudo-estáticas de carga.

La estabilidad de una pila es una consideración muy importante puesto que la inestabilidad podría provocar la rasgadura del sistema de revestimiento y por tanto la pérdida de contención.

Para el caso de pilas de lixiviación de mineral, Los análisis de estabilidad de taludes se realizan considerando fallas de *tipo circular y no circulares* tanto en condiciones estáticas como en pseudoestáticas (considerando las condiciones sísmicas de la zona).

La estabilidad de una pila está determinada por la resistencia al corte de la interface más débil o a veces por los materiales débiles de cimentación. Con frecuencia, la interface más débil es aquella entre una geomembrana y algún otro geosintético.

Deberán realizarse pruebas específicas del lugar a fin de evaluar la resistencia al corte de las interfases críticas.

La evaluación de la estabilidad de la pendiente consiste en seleccionar una sección bidimensional a través de la pila, definiendo una probable superficie de falla, calculando luego el factor de seguridad a lo largo de esa superficie de falla. Una minuciosa evaluación de la estabilidad de la pendiente requiere una cuidadosa selección de la superficie de falla más probable, así como un método técnicamente correcto y consistente para calcular el factor de seguridad.

Los principales ítems que afectan el análisis de la estabilidad son:

- La geometría de la sección que es analizada.
- Los esfuerzos cortantes y/o resistencias friccionales de los materiales.
- Las condiciones de presión de agua de los poros en la pila y cimientos.

La geometría y las condiciones de presión de poros pueden modificarse durante el diseño a fin de lograr una estabilidad aceptable. Los esfuerzos cortantes y las resistencias friccionales (en el caso de materiales sintéticos) son una función de los materiales que se utilizarán, y pueden modificarse sólo empleando distintos materiales.

Las cargas de sismos pueden simularse realizando análisis pseudo-estáticos con el fin de calcular el comportamiento de la pila bajo una aceleración sísmica específica. Generalmente, sólo se especifican las aceleraciones horizontales y se toman como un porcentaje de la aceleración terrestre máxima calculada en el lugar. Existe una incertidumbre considerable sobre cuál es el porcentaje aceptable de aceleración máxima que se deberá utilizar. Se recomienda que la estabilidad de la pila sea evaluada para el **60-80%** de la aceleración máxima.

Los análisis de desplazamiento pueden realizarse empleando el enfoque publicado por Newmark (1965). En este análisis los desplazamientos se calculan en base a un registro de sismo. Aunque dichos análisis son más sofisticados que un análisis de equilibrio límite, podría ser útil evaluar los desplazamientos específicos del lugar y por lo tanto, tomar una decisión sobre los riesgos relacionados con el diseño específico.

Generalmente, no se realizan análisis de licuefacción para mineral grueso, sin embargo, deberá considerarse un modo de falla potencial en minerales finos.

Los análisis de equilibrio límite se utilizan durante toda la práctica. Los esfuerzos cortantes deberán basarse en evaluaciones de material específico del lugar y no en valores publicados.

Tomando como base los análisis de equilibrio límite, el siguiente factor limitante de seguridad generalmente se utiliza en las instalaciones de lixiviación en pila:

- Análisis estático de las estructuras de tierra (no componentes sintéticos). El factor de seguridad recomendado es **1.5**.
- Análisis de estabilidad estática de las estructuras donde **se efectuaron pruebas específicas** del lugar en interfases débiles compuestas por materiales hechos a mano y **construcción bien controlada** (por ejemplo: revestimiento de arcilla). El factor de seguridad recomendado es **1.3**.
- Análisis de estabilidad pseudo-estática de estructuras donde las pruebas específicas del lugar se efectuaron en interfases débiles compuestas por

materiales hechos a mano y **construcción bien controlada** (por ejemplo: revestimiento de arcilla). El factor de seguridad recomendado es **1.0**.

- Si el factor pseudo-estático de seguridad es **menor que 1.0**, podrá realizarse un análisis de desplazamiento con el fin de evaluar los riesgos relativos específicos del lugar.

(Bureau of Mining Regulation and Reclamation, 1994) **Requisitos de Estabilidad para Pilas de Lixiviación**

Las siguientes recomendaciones fueron extraídas, de la página web de NEVADA DIVISION OF ENVIRONMENTAL PROTECTION (NDEP) (Nevada-USA) la cual es el mínimo requerido para que la Oficina del Bureau of Mining Regulation and Reclamation (BMRR) revise adecuadamente la estabilidad de pilas de lixiviación. Todos los de análisis de estabilidad deberán incluir lo siguiente:

- 1) Identificar el modelo informático de análisis de estabilidad o ecuaciones utilizadas.
- 2) Presentar todos los datos y supuestos utilizados en el cálculo de los resultados de estabilidad. Proporcione una breve justificación para cada uno de estos valores.
- 3) Identificar los valores de la región y de la aceleración sísmica utilizados en el modelo y proporcionar una breve justificación.
- 4) Proporcionar el diseño de la pila de lixiviación incluyendo la altura total, altura entre bancos, tamaño de bermas o referencias etc. esta información estará contenida en el informe.
- 5) Evaluar la estabilidad de la pila de considerar estos modos de falla:
 - ✓ Infinite Slope Failure (Talud infinito)
 - ✓ Circular Failure (Falla circular)
 - ✓ Block Failure (Falla en Bloque)
 - ✓ Wedge Failure (Falla en cuña)
- 6) Los resultados se presentan en términos de factores de seguridad para cada evaluación. Recomendado Factor de seguridad son **1,3** (estática)

y **1,05** (pseudo-estática) o mayor. Sin embargo, los factores más bajos de seguridad pueden ser aceptables si el ingeniero de diseño puede demostrar que el desplazamiento desde el sismo de diseño no pondrá en peligro la integridad del sistema colección de solución y/o subdrenaje, o causar una liberación de contaminantes a las aguas.

(Ale, Clariá, & Bonalumi)

Los análisis de estabilidad de taludes se realizan considerando fallas de tipo circular y no circulares tanto en condiciones estáticas como en pseudo-estáticas (considerando las condiciones sísmicas de la zona). Los factores de seguridad mínimos según la literatura existente FS Estática **1.4**, Pseudo-estática **1.0** considerando el método de equilibrio límite. En el caso que el factor de seguridad en condición pseudo-estática resulte menor a la unidad, deberá ejecutarse un análisis dinámico de desplazamientos.

Las fallas de tipo circular son aquellas que se consideran que pueden ocurrir a través del material apilado o del terreno natural de la pila de lixiviación.

La interface que existe entre la geomembrana y los materiales con la que está en contacto, es una superficie de debilidad que debe ser analizada considerando una superficie de falla no circular.

Dependiendo de qué tipo de sistema de revestimiento se tiene, se requerirá modificar la topografía de la pila de lixiviación, ya que a menores valores de resistencia al corte, se necesitará de menores pendientes en la sub-rasante.

Si se llega a valores de factores de seguridad holgados, no es necesario realizar análisis dinámicos. Caso contrario, se realiza un análisis dinámico considerando las mismas secciones de análisis utilizadas por el método de equilibrio límite. Es necesario conocer el registro sísmico de la zona de estudio.

(Rocscience, 2012) **Estabilidad de taludes**

El análisis de estabilidad depende de las siguientes consideraciones:

- 1) Geometría del talud
- 2) Modelo geológico-geotécnico

- 3) Cargas en el talud. Cuando se aumenta el peso de la masa en riesgo de deslizamiento: Esto ocurre cuando hay acumulación de agua, nieve, granizo, construcción de estructuras, etc.
- 4) Criterio de rotura del suelo/roca, Existen tres clases principales de modos de rotura (Skempton y Hutchinson, 1969): Desprendimientos (*falls*), Deslizamientos (*slides*), Flujos (*flows*)

2.5.2 Modos de Falla

Falla circular: Cuando el material que compone a un talud es muy frágil, la falla estará determinada por una sola superficie de discontinuidad que tiende a recorrer una trayectoria circular.

En la Figura N° 4 muestra que la superficie de falla circular es libre de seguir una línea de mínima resistencia a través del talud.

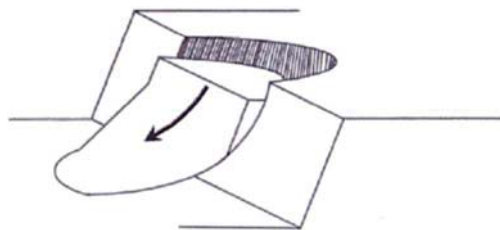


Figura N° 4. - Falla Circular

La superficie de falla circular se puede presentar de tres maneras:

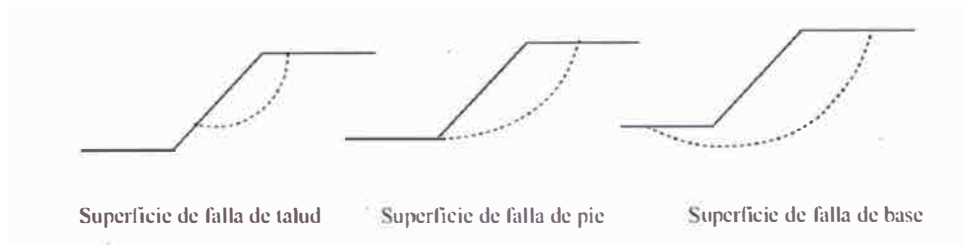


Figura N° 5. – Tipos de Falla Circular

Falla plana: El deslizamiento ocurre cuando la inclinación del plano de falla ψ_p es mayor que el ángulo de fricción ϕ .

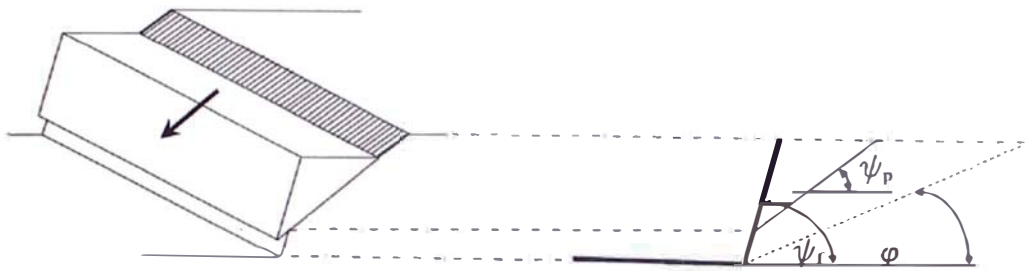


Figura N° 6. - Falla plana

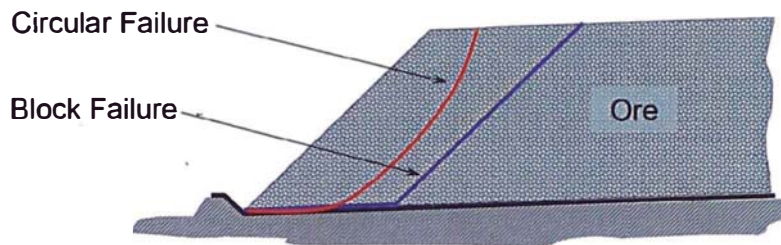


Figura N° 7. - Modos de Falla típicos en Pilas de Lixiviación de Mineral

Cuadro N° 7. - Factores que controla los modos de rotura potencial

Condiciones geológicas	Superficie de rotura potencial
<ul style="list-style-type: none"> Suelos no cohesivos Suelos residuales o coluviales sobre roca somera Arcillas duras y fisuradas y pizarras marinas dentro de un horizonte superior, en condiciones altamente meteorizadas 	Traslacional con una razón profundidad/longitud pequeña
<ul style="list-style-type: none"> Bloque que desliza Roca y suelo intercalado con buzamiento Material fallado o serruchado ("slikensided") Suelo intacto cohesivo rígido a duro 	Superficie plana simple
<ul style="list-style-type: none"> Rocas sedimentarias meteorizadas e intercaladas Pizarras arcillosas y arcillas rígidas y fisuradas Suelos estratificados 	Varias superficies planas
<ul style="list-style-type: none"> Capas espesas de suelo coluvial y residual Arcillas marinas y pizarras blandas Suelo firme y cohesivo Rocas altamente alteradas y meteorizadas 	Rotacional (circular en taludes con material homogéneo; no-circular en taludes con material heterogéneo)

Fuente: (Rocscience, 2012)

2.5.3 Métodos de Cálculo de Estabilidad de Taludes

Existen diversos métodos para calcular el factor de seguridad de un talud, en la Figura N° 8, se muestran los métodos para el cálculo de la estabilidad de taludes.

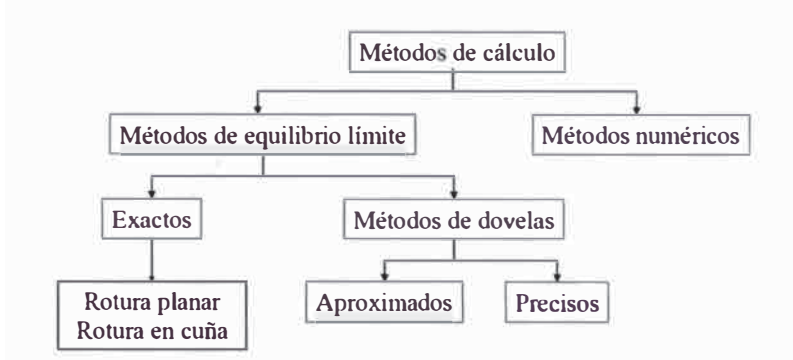


Figura N° 8. - Métodos de cálculo de estabilidad de taludes

Método de Equilibrio Límite

El método de equilibrio límite requiere información sobre la resistencia del suelo, pero no se requiere sobre la relación esfuerzo-deformación.

El sistema de equilibrio límite supone que en el caso de una falla, las fuerzas actuantes y resistentes son iguales a lo largo de la superficie de falla equivalentes a un factor de seguridad de 1.0. (Equilibrio límite) – balance perfecto entre las fuerzas a que tienen a producir la rotura y aquellas que tienden a resistirla. Todos los puntos a lo largo de la superficie de rotura se encuentran en el límite de equilibrio (a punto de moverse) $Fuerzas\ desequilibrantes\ (D) = Fuerzas\ resistentes\ (R)$, se tiene las siguientes ventajas:

- Método más común de análisis de estabilidad
- Formulación relativamente simple
- Útil para evaluar la sensibilidad de los parámetros de entrada a las posibles condiciones de rotura

Método de las dovelas

Este método asume superficies de falla circulares, divide el área de falla en tajadas verticales, obtiene las fuerzas actuantes y resultantes para cada tajada y con la sumatoria de estas fuerzas obtiene el Factor de Seguridad.

Las fuerzas que actúan sobre una dovela se muestran en las siguientes figuras

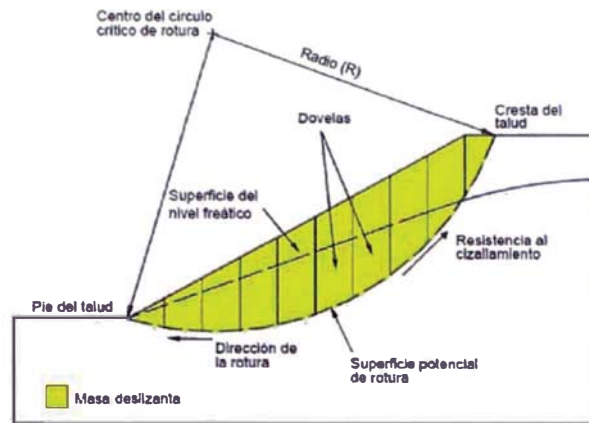


Figura N° 9. - Método de dovelas

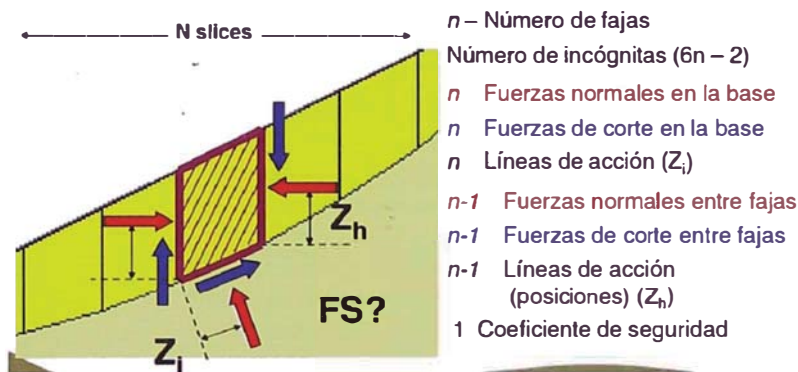


Figura N° 10. - Falla Circular Método de Dovelas (Rocscience, 2012)

Análisis pseudo-estático de Taludes

En el análisis pseudo-estático, se coloca sobre todos los elementos analizados en el talud, una fuerza horizontal correspondiente a un coeficiente K_h multiplicado por el peso del elemento. La localización de la fuerza es un punto importante a tener en cuenta en este análisis. Terzaghi (1950) sugirió que la fuerza debía aplicarse sobre el centro de gravedad de cada tajada. Este es un criterio razonable y conservador. (Duncan and Wright, 2005)

El método utiliza el mismo procedimiento general de cualquiera de los métodos de equilibrio límite, con la diferencia de que se incluyen fuerzas pseudo-estáticas horizontales y verticales debidas al evento sísmico. Estas fuerzas sísmicas se asumen proporcionales al peso de la masa de deslizamiento potencial y a los coeficientes sísmicos. (Barraza, 2011)

En el Cuadro N° 8, se muestran las hipótesis de los distintos métodos de equilibrio límite usando dovelas.

Cuadro N° 8. - Hipótesis de fuerzas entre dovelas de distintos métodos de equilibrio límite

Métodos de equilibrio límite	Hipótesis	Aplicación
Fellenius (Ordinario) (1927)	Supone que las fuerzas entre dovelas se anulan entre si.	Falla circular
Bishop Modificado (1955)	La fuerza resultante entre dovelas es horizontal (significa que no hay fuerza tangencial entre dovelas).	Falla circular
Janbu Generalizado (1968)	La posición de la fuerza normal entre dovelas se define con la línea de empuje y se puede variar, es decir cambiar la posición de las fuerzas resultantes entre dovelas.	Cualquier superficie falla
Spencer (1967)	Las fuerzas resultantes entre dovelas son paralelas.	Cualquier superficie falla
Morgenstern-Price (1965)	La dirección de las fuerzas resultantes entre dovelas se define mediante la función predeterminada y se puede variar la orientación, el porcentaje de la función utilizada se resuelva mediante equilibrio de fuerzas y momentos.	Cualquier superficie falla
GLE	La dirección de las fuerzas resultantes entre dovelas se define mediante la función predeterminada, el porcentaje de la función requerido para satisfacer el equilibrio de momentos y fuerzas se define buscando el punto de intersección en el diagrama factor de seguridad vs porcentaje de la función.	Cualquier superficie falla
Corps of Engineers (1970)	Las direcciones de las fuerzas resultantes entre dovelas se suponen paralelas al ángulo medio de la superficie del talud o a la línea definida por los puntos de entrada y salida de la línea de deslizamiento en el terreno.	Cualquier superficie falla
Lowe-Karafiath (1960)	Las direcciones de las fuerzas resultantes entre dovelas se suponen iguales al promedio de la superficie del terreno y superficie de deslizamiento en la base de cada rebanada.	Cualquier superficie falla
Sarma (1973)	Los valores de las fuerza resultantes entre dovelas siguen ciertas pautas predeterminadas.	Cualquier superficie falla

Fuente: (Rocscience, 2012) et al. Y (extraído de Alonso, 1989).

En el Cuadro N° 9 se muestran las restricciones para diversos métodos de estabilidad de taludes por la teoría de equilibrio límite.

Cuadro N° 9. - Restricciones para diversos métodos de estabilidad de taludes

Autor	Parámetro,	Inclinación de talud	Método analítico utilizado	Observaciones
Taylor (1948)	Cu C, ϕ	0-90° 0-90°	d. = 0 Círculo de fricción	Análisis no drenado. Taludes secos solamente.
Bishop y Morgenstern (1960)	C, ϕ , ru	11-26.5°	Bishop	Primero en incluir efectos del agua.
Gibsson y Morgenstern (1960)	Cu	0-90°	$\phi = 0$	Análisis no drenado con cero resistencia en la superficie y Cu aumenta linealmente con la profundidad-
Spencer (1967)	C, ϕ , ru	0-34°	Spencer	Círculos de pie solamente.
Jaubú (1968)	Cu C, ϕ , ru	0-90°	$\phi = 0$ Janbú GPS	Una serie de tablas para diferentes efectos de movimientos de tensión.
Hunter y Schuster (1968)	Cu	0-90°	$\phi = 0$	Análisis no drenado con una resistencia inicial en la superficie y cu aumenta linealmente con la profundidad.
Cheu y Giger (1971)	C, ϕ	20-90"	Análisis limite	
O'Connor y Mitchell (1977)	C, ϕ , ru	11-26°	Bishop	Bishop y Morg atendido para incluir Nc = 0.1
HoekyBray (1977)	C, ϕ C, ϕ	0-90° 0-90°	Círculo de fricción Cima	Incluye agua: las de tensión. Análisis de bloque en tres dimensiones.
Constas (1978)	C, ϕ	0-45°	Círculo de fricción	Extensión del método de Taylor (1948).
Charles y Soares (1984)	ϕ	26-63°	Bishop	Envolvente de falla no lineal de Mohr-Coulomb.
Barues (1991)	C, ϕ , ru	11-63°	Bishop	Extensión de Bishop y Morgenstern (1960) para un rango mayor de ángulos del

Fuente: (ABRAMSON, LEE, SHARMA, & BOYCE, 2001)

En el Cuadro N° 10, se muestran la comparación entre los diversos métodos por dovelas.

Cuadro N° 10. - Comparación de métodos por dovelas

Métodos de Equilibrio Limite	Equilibrio Vertical de Fuerzas	Equilibrio Horizontal de Fuerzas	Equilibrio de Fuerzas	Equilibrio de Momentos	Superficie de Falla
Fellenius (Ordinario) (1927)	Si	No	No	Si	Circular
Bishop Modificado (1955)	Si	No	No	Si	Circular

Fuente: (Rocscience, 2012) et al.

Cuadro N° 10 (... Continúa)

Métodos de Equilibrio Límite	Equilibrio Vertical de Fuerzas	Equilibrio Horizontal de Fuerzas	Equilibrio de Fuerzas	Equilibrio de Momentos	Superficie de Falla
Janbu Generalizado (1968)	Si	Si	Si	Si (*)	Cualquiera
Spencer (1967)	Si	Si	Si	Si	Cualquiera
Morgenster-Price (1965)	Si	Si	Si	Si	Cualquiera
GLE	Si	Si	Si	Si	Cualquiera
Corps of Engineers (1970)	Si	Si	Si	No	Cualquiera
Lowe-Karafiath (1960)	Si	Si	Si	No	Cualquiera
Sarma (1973)	Si	Si	Si	Si	Cualquiera

Fuente: (Rocscience, 2012) et al.

(*) Se cumple el equilibrio de momentos a nivel de dovelas

Método de Talud infinito

Taylor (1984), propone un método en donde supone que el talud se extiende infinitamente en todas las direcciones. La superficie de falla se presenta a un plano paralelo a la cara del talud

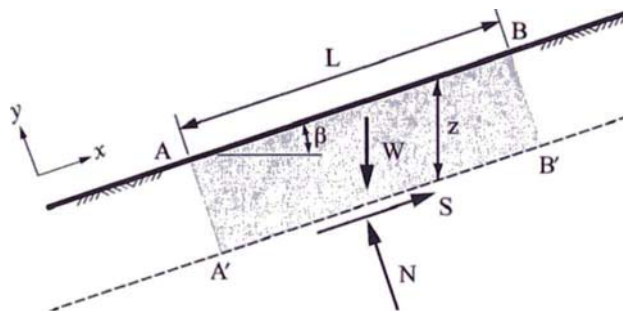


Figura N° 11. - Método de talud infinito (Kerguelen Argumedo, 2009)

$$FS = \frac{C + \gamma Z \cos^2 \beta \tan \varphi}{\gamma Z \cos \beta \sin \beta}$$

FS : Factor de seguridad

γ : Peso unitario del suelo

L : Distancia entre los límites del bloque sombreado

γ : Profundidad vertical del plano de corte

β : Ángulo de inclinación del talud

φ : Ángulo de fricción interna

Procedimiento de análisis pseudo-estático de un talud infinito

Aunque ningún talud cumple con las suposiciones del talud infinito, la mayoría de los movimientos sub-superficiales tienden a ser de traslación. La idealización del talud infinito no es confiable como herramienta de diseño, pero puede ayudar a identificar las amenazas a un nivel preliminar de reconocimiento. (Barraza, 2011).

En una falla plana, las fuerzas pseudo-estáticas actuantes son:

$$F_h = \frac{a_h W}{g} = K_h W \qquad F_v = \frac{a_v W}{g} = K_v W$$

F_h, F_v : Fuerzas pseudo-estáticas actuantes

a_h, a_v : Aceleraciones máximas horizontal y vertical.

K_h, K_v : Coeficientes pseudo-estáticos horizontal y vertical.

El factor de seguridad para este tipo de falla es:

$$FS = \frac{CL[(W - F_v)\cos\alpha - F_h\sin\alpha]\tan\varphi}{(W - F_v)\sin\alpha + F_h\cos\alpha}$$

Donde:

C : Cohesión

L : Longitud

α : Ángulo de inclinación del plano de falla

φ : Ángulo de fricción

W : Peso de la masa deslizando

2.5.4 Factor de seguridad

(Rocscience, 2012) Define al factor de seguridad como una Medida cuantitativa del grado de estabilidad, que tiene en cuenta la incertidumbre, protege contra la ignorancia de la confiabilidad de los parámetros de entrada, investigación de sitio de baja calidad (el coeficiente de seguridad pretendido será alto), investigación de sitio de alta calidad (el coeficiente de seguridad pretendido bajo).

También el factor de seguridad, se estima como una herramienta empírica que permite establecer límites económicos en relación a la confiabilidad del diseño

Incertidumbres tenidas en cuenta por el factor de seguridad:

- Incertidumbre en la resistencia al corte debido a la variabilidad del suelo, relación entre la resistencia observada en el laboratorio y la resistencia a esperar en el campo.
- Incertidumbre en las cargas (cargas de superficie, peso unitario, presión de poros, etc.)
- Incertidumbres en la modelación, incluyendo la posibilidad de un mecanismo de rotura crítico UN TANTO DIFERENTE a aquel identificado o asumido, particularmente cuando el mismo no es conservativo

Importante: *El factor de seguridad no está concebido para “cubrir” errores tales como la elección inadecuada o incorrecta de un mecanismo de rotura, Por ejemplo, ignorar en el modelo la presencia de una superficie de corte (discontinuidad) existente en el terreno, por detrás o por del debajo talud.*

Condición de Estabilidad

La condición de estabilidad de un talud, estará sujeta al tipo de análisis que se realice, que generalmente son en condiciones estáticas y pseudo-estática. En el Cuadro N° 11 se resumen los factores de seguridad usados por diversas fuentes.

Cuadro N° 11. - Resumen de factores de seguridad utilizados

CASO	FACTOR DE SEGURIDAD								
	NT CE020 , 2012	Vector Engineering, Golden, Colorado USA, 2005		Guía Ambiental, 1996		Bureau of Mining Regulation and Reclamation, 1994	(Ale, Clariá, & Bonalu mi)	Práctica Estándar	
		Baja Peligro sidad	Alta Peligrosidad	Controlada	No controlada			Corto Plazo	Largo Plazo
Estático	1.5	1.3	1.5	1.3	1.5	1.3	1.4	1.3	1.4
Pseudo- estático	1.25	1.1	1.2	1.0	1.0	1.05	1.0	1.0	1.0

Fuente: Elaboración propia

En el Cuadro N° 11 podemos apreciar los diferentes valores propuestos por diferentes fuentes para los factores de seguridad tanto estático como pseudo-estático, para el caso estático el menor valor es del FS es 1.3 y mayor valor es 1.5, para el caso pseudo-estático el menor valor del FS es 1.0 y el mayor valor es 1.25.

Si el factor pseudo-estático de seguridad es menor que 1,0, podrá realizarse un análisis de desplazamiento propuesto por (NEWMARK, 1965) con el fin de evaluar los riesgos relativos específicos del lugar.

2.5.5 Análisis probabilístico de estabilidad de taludes

De acuerdo a (Kerguelen Argumedo, 2009), la incertidumbre en el estudio de los taludes y la ingeniería de los suelos en general, *no se tiene la certeza absoluta de los parámetros involucrados*. Las propiedades de los suelos y rocas pueden variar drásticamente entre un sitio y otro, de manera que establecer valores característicos de una zona determinada se traduce en problemas.

Cuando los niveles de incertidumbre aumentan, seleccionar un único valor resulta complicado, de manera que se recurre a un análisis de parámetros donde se varía dentro de rangos permitidos. La variabilidad de los parámetros de geotecnia, se evalúa mediante ciertos métodos de análisis estadísticos y probabilísticos, los cuales asignan las distribuciones de densidad de probabilidad para :

- Cohesión
- Angulo de Fricción

- Peso Específico del Suelo

Los anteriores corresponden a parámetros relacionados con la resistencia involucrada en estabilidad de taludes. Cuando se tienen superficies de falla superficiales, pequeñas variaciones del valor de cohesión establecido, producen cambios notables en el factor de seguridad FS. Para superficies de falla profundas, el parámetro crítico es el ángulo de fricción (ϕ). En cuanto a la variabilidad de los pesos específicos unitarios, se pueden asignar valores que no influyan de manera directa en la estabilidad, su importancia radica en el peso último, el cual depende de la altura del talud.

La selección apropiada de los valores asignados a los parámetros del suelo, se constituye en una actividad muy importante al momento de realizar un análisis geotécnico, ya que la incertidumbre proporcionada por la variabilidad de los valores así lo demuestra. (Kerguelen Argumedo, 2009).

Según refiere (Rocscience, 2012), Principales áreas de incertidumbre en el análisis de estabilidad de taludes: Propiedades y comportamiento del suelo. Condiciones del agua subterránea, Mecanismos de rotura, además el análisis de estabilidad de taludes probabilístico *NO* tiene en cuenta la elección errónea del tipo de mecanismo de rotura.

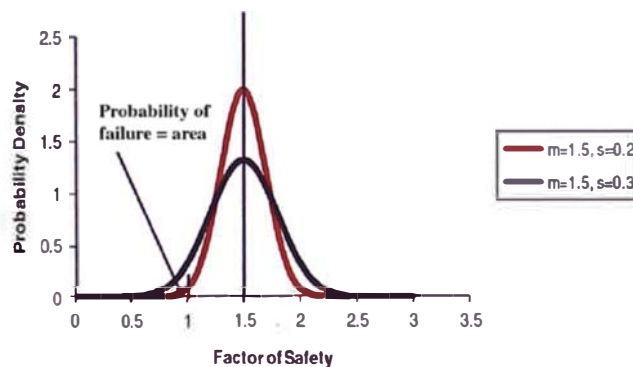


Figura N° 12. - Dos taludes iguales con diferentes incertidumbres

En aplicaciones geotécnicas, la incertidumbre epistémica se puede dividir en tres subcategorías: incertidumbre en la caracterización del sitio, incertidumbre en los modelos e incertidumbre en los parámetros.

La incertidumbre en la caracterización del sitio depende de la adecuada interpretación que se hace de la geología sub-superficial. Esto resulta de la incertidumbre de los datos y de la exploración, incluyendo errores de medición, inconsistencia y heterogeneidad de los datos, manipulación de los datos y errores de transcripción, e inadecuada representatividad del muestreo debido a limitaciones de tiempo y espacio. Otro factor que se debe considerar son las limitaciones económicas a la hora de hacer la exploración y el muestreo.

La incertidumbre de los modelos depende del nivel de precisión con que el modelo matemático escogido representa la realidad. Esta incertidumbre refleja la inhabilidad de un modelo o técnica de diseño para representar, precisamente, el verdadero comportamiento físico del sistema, o la inhabilidad del diseñador para identificar el mejor modelo.

La incertidumbre en los parámetros depende de la precisión con que los parámetros del modelo pueden ser estimados. Resulta de la inexactitud en la determinación de los valores de los parámetros a partir de ensayos o calibración de datos y es exacerbado por el número limitado de observaciones, que producen imprecisión estadística.

En cuanto a la obtención de parámetros del suelo se pueden destacar las siguientes fuentes de incertidumbre:

- *Error estadístico* debido a la cantidad insuficiente de ensayos.
- *Datos tendenciosos (sesgos)*, que son aspectos del comportamiento real persistentemente alterados por los ensayos, resultados de instrumentación etc.
- *Errores de ensayo (ruidos)* son aquellos asociados a la precisión de calibración y mediciones, la exactitud de las lecturas, etc.
- *Variabilidad espacial (natural o inherente) de los parámetros*, que es la diferencia real de características del comportamiento debidas a diferencias de composición, meteorización e historia de tensiones entre un punto y otro.

Los dos primeros aspectos analizados contribuyen a lo que se denomina “error sistemático”, que actúa independiente de la posición o del tamaño del volumen de análisis o superficie de falla, y afecta principalmente la media. Aquí, el aumento del número de ensayos (para disminuir el error estadístico) se debe evaluar por la experiencia del ingeniero (para compensar los sesgos). Los dos últimos aspectos contribuyen principalmente a la dispersión de los datos.

Cuando no se dispone de un número suficiente de ensayos, se puede, con carácter preliminar, utilizar coeficientes de variación estimados (desviación estándar sobre la media), a partir de valores típicos que han mostrado tener poca sensibilidad temporal y espacial. En el Cuadro Nº 12 se presentan rangos típicos de coeficientes de variación de los parámetros geotécnicos de interés para análisis de estabilidad de taludes.

Cuadro Nº 12. - Valores típicos de coeficiente de variación

Parámetro	Coeficiente de variación (%)	Fuente
Peso específico	3-7	(Ribeiro, 2008)
	4-8	(USACE, 1999)
Peso unitario sumergido	0-10	(Duncan)
Cohesión	40 (20 a 80)	
Ángulo de fricción efectivo	2-13	(Ribeiro, 2008)
	3.7-9.3 arenas y 7.5-10.1 arcillas	(USACE, 1999)
Resistencia no drenada de arcillas	13-40 11-45	(Ribeiro, 2008) (Duncan)
Coeficiente de permeabilidad (k)	20-90	(USACE, 1999)
Coeficiente de consolidación (Cv)	33-68	(Duncan)
Presión de pre-consolidación (pp)	10-35	(Duncan)
Índice de compresión (Ce)	10-37	(Duncan)
Número de golpes SPT (N)	15-45	(Ribeiro, 2008)
Resistencia a la compresión uniaxial de metalimolitas	29-55	(Hidalgo C. A., 2003), (Hidalgo C.)
Resistencia a la compresión uniaxial de metacalcáreos	18-40	(Hidalgo C. A., 2003), (Hidalgo C.)

Fuente: (Hidalgo Montoya, 2011)

Confiabilidad y Probabilidad de Falla

Respecto a la confiabilidad y la probabilidad de falla (Hidalgo Montoya, 2011), se refiere a que la confiabilidad se puede entender como la posibilidad que tiene un

sistema para desempeñar las funciones para las que fue concebido. Por otro, una falla es todo comportamiento que se pueda considerar anómalo.

Los análisis de confiabilidad tratan de la relación entre las cargas que un sistema puede sufrir y la capacidad que éste tiene para soportarlas. En geotecnia tanto las cargas como la resistencia son inciertas, por lo tanto, el resultado de esta interacción también es incierto. En estadística se puede definir la confiabilidad como $\alpha = 1 - P(r)$, Donde α es la confiabilidad y $P(r)$ es la probabilidad de que se produzca la falla.

Actualmente, es común expresar la confiabilidad en la forma de un índice de confiabilidad, que se relaciona con una probabilidad de falla. Se puede entender en este contexto que la falla incluye no solamente fallas catastróficas sino cualquier diferencia inaceptable entre el comportamiento esperado y el observado.

El índice de confiabilidad, β , del coeficiente o factor de seguridad (FS), es definido por la siguiente:

$$\beta = \frac{(E[FS]-1)}{\sigma[FS]}$$

Donde $E[FS]$ es el valor esperado del factor de seguridad, es decir, el factor de seguridad calculado con los parámetros medios de las variables independientes y $\sigma[FS]$ es la desviación estándar del factor de seguridad.

El método relaciona el índice β con la probabilidad de ruptura, lo que permite una evaluación más consistente de la estabilidad. En principio, la ecuación es usada en forma general para cualquier distribución de probabilidad del factor de seguridad, sin embargo, es muy usual privilegiar el uso de la distribución normal. Esto implica que las distribuciones de la resistencia del suelo o de la roca y de las cargas aplicadas también sean normales.

Los métodos probabilísticos constituyen herramientas robustas para la evaluación y análisis de problemas geotécnicos bajo ambientes de incertidumbre, pero requieren como datos de entrada valores de parámetros estadísticos que no son fáciles de obtener debido a las grandes incertidumbres asociadas con los procesos geotécnicos.

En los casos en que la información es escasa, los análisis de sensibilidad y de confiabilidad permiten evaluar los posibles escenarios que se pueden presentar

para una determinada obra y determinar necesidades de estudios más profundos. (Hidalgo Montoya, 2011).

Sobre la incertidumbre en geotecnia (Hidalgo Montoya, 2011), refiere que los procesos y análisis en geotecnia están altamente cargados de incertidumbre y existen muchas fuentes que la generan. En general y como una primera aproximación, las fuentes de incertidumbre en geotecnia se han clasificado en incertidumbre de los datos y de los modelos. Otros autores clasifican la incertidumbre en la ingeniería geotecnia en tres grandes categorías: variabilidad natural, incertidumbre epistémica e incertidumbre en los modelos de decisión.

La variabilidad natural está asociada con la aleatoriedad inherente a los procesos naturales, manifestándose como variabilidad en el tiempo para fenómenos que toman lugar en un único lugar (variación temporal), o variabilidad en el espacio para eventos que se producen en diferentes lugares al mismo tiempo (variación espacial), o variaciones tanto en el espacio como en el tiempo.

La incertidumbre epistémica es atribuida a la carencia de datos, ausencia de información acerca de eventos y procesos, o a la falta de entendimiento de las leyes físicas que limitan la habilidad para modelar el mundo real.

Conceptos básicos de estadística aplicada en geotecnia

- Media (m), $m = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i$
- Varianza (Var), $Var = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - m)^2$
- Desviación estándar (S), $S = \sqrt{Var}$
- Coeficiente de variación (V), $V = S/m$

Coeficiente de correlación

En estadística, el coeficiente de correlación de Pearson es una medida de la relación lineal entre dos variables aleatorias cuantitativas, podemos definir el coeficiente de correlación de Pearson como un índice que puede utilizarse para medir el grado de relación de dos variables siempre y cuando ambas sean cuantitativas. Como reglas prácticas para el análisis tenemos:

- Considerar que no hay correlación $0 < r < 0.3$
- Considerar correlación perfecta $r > 0.9$

Funciones de densidad de probabilidad usadas en ingeniería geotécnica (Rocscience, 2012):

Distribución Normal: Es la más utilizada; simétrica, Modelado de errores, Ejemplo: resistencia cohesiva de un material.

Distribución Logarítmica normal: La variable aleatoria no puede tener valores negativos debido al carácter físico del problema, La distribución es sesgada hacia el lado positivo, con un gran pico cercano al cero Ejemplo: módulo elástico de los suelos.

Distribución Uniforme: La variable aleatoria es siempre positiva y continua, Distribución sesgada al lado positivo, con un gran pico cercano al cero, Parecida a la lognormal, Ejemplos: cohesión o resistencia al corte.

Distribución Triangular: Utilizada como modelo aproximado en ausencia de datos, Utilizada cuando los límites son conocidos pero no hay mayor información de la distribución de los datos, excepto el valor mínimo, el valor promedio y el máximo.

Distribución Beta: Flexible, usada como modelo aproximado cuando faltan datos, Usada cuando la forma es más o menos conocida: uniforme, sesgada a la derecha o a la izquierda, con forma de U, con forma de J (En estos casos es mejor que la distribución normal, ya que la distribución normal no tiene límites en dos direcciones), Usada cuando la variable aleatoria varía entre dos límites definidos, Ejemplo: límites superior e inferior de los ángulos de fricción.

Distribución Gamma Exponencial: Continua y análoga a una distribución geométrica, Usada para modelar el riesgo de ocurrencia de algún fenómeno (por ejemplo, un terremoto) durante la vida de la estructura, Usada para modelar los problemas tipo "tiempo hasta el fallo", Ejemplo: espaciado entre juntas de roca en los afloramientos

Simulación de Monte Carlo

- Se usa en estabilidad de taludes para evaluar la probabilidad de rotura.

- Se puede usar con un pequeño conocimiento de estadística y probabilidad.
- Relativamente simple, Robusta, Muy general (comparado con los métodos analíticos).



Figura N° 13. - Esquema General de la Simulación de Monte Carlo (Rocscience, 2012)

2.6 TEORÍA DE ESFUERZO - DEFORMACIÓN

2.6.1 Generalidades

Para una pila de lixiviación de mineral, se espera que se generen presiones de confinamiento considerables en el terreno natural, es de esperarse que tanto la fundación de la estructura como el cuerpo de la pila sufran deformaciones apreciables. Deberá verificarse que la geomembrana del sistema deformaciones y solicitaciones mecánicas mayores a las tolerables. (Ale, Clariá, & Bonalumi)

El empleo del método de análisis de esfuerzo-deformación para modelar taludes ha recobrado en estas últimas décadas grandes avances precisamente por el desarrollo de las técnicas numéricas y de las computadoras. Entre los diferentes métodos existentes, el más utilizado es el del análisis a través del método de elementos finitos (MEF). (ROCA ROJAS, 2000)

El MEF resuelve muchas deficiencias de los métodos de equilibrio límite, existen programas de análisis de estabilidad aplicando los métodos esfuerzo-deformación tales como FLAC, PLAXIS, PHASE, etc. En estos programas los materiales son representados por zonas para formar la malla de acuerdo con la geometría y se

puede seleccionar una variedad de relaciones esfuerzo-deformación según el problema analizado.

Los métodos de esfuerzo-deformación evitan muchas de las deficiencias que son inherentes a los métodos convencionales de equilibrio límite. Este método fue utilizado en forma pionera en la ingeniería geotécnica por Clough & Woodward en 1967, en el análisis de estructuras de tierra complejas. Actualmente los métodos de esfuerzo-deformación han sido extensamente utilizados para analizar obras geotécnicas, tales como pilas de lixiviación, presas, cimentaciones, túneles, excavaciones, problemas de flujo, consolidación. etc. (ROCA ROJAS, 2000).

Deformación

Las partículas que constituyen cualquier sólido real, bajo la acción de cargas que actúan sobre él, varían su posición en el espacio. Por consiguiente, el sólido adopta una configuración deformada distinta de la inicial.

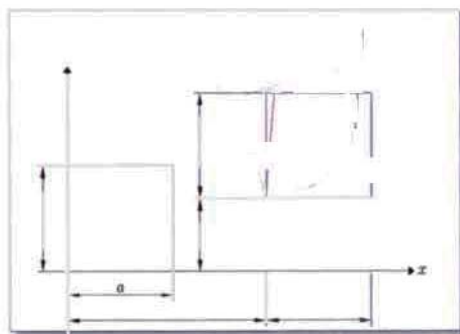


Figura N° 14. - Concepto de deformación

2.6.2 Introducción al Método de Elementos Finitos (MEF)

El MEF puede ser definido como un proceso de aproximación de problemas del medio continuo donde (Zienkiewicz, 1989):

- El medio continuo es dividido en un número infinito de partes (elementos), cuyo comportamiento es especificado a través de un número finito de parámetros y
- La solución del sistema total, considerado como un ensamblaje de sus elementos, sigue las mismas reglas correspondientes a problemas discretos

El MEF representa el procedimiento de cálculo más general disponible en la actualidad para el análisis de esfuerzos y desplazamientos originados en un cuerpo sometido a sollicitaciones. La correcta simulación numérica de las diversas etapas de carga (ejemplo: un túnel, un terraplén, una excavación, etc.) desempeña un papel fundamental en la precisión de los resultados obtenidos en este tipo de análisis. (ROCA ROJAS, 2000).

Procedimiento básico del método de elementos finitos

- 1) Dividir el continuo en elementos finitos
- 2) Formular las propiedades de cada elemento
- 3) Ensamblaje de los elementos para obtener el modelo discretizado (en elementos finitos) continuo
- 4) Aplicar las cargas conocidas, desplazamientos, valores de cargas, etc.
- 5) Especificar como el modelo está sustentado
- 6) Resolver el sistema de ecuaciones algebraicas resultante para calcular todos los grados de libertad desconocidos.
- 7) Calcular las cantidades secundarias (esfuerzos, deformaciones, etc.).

Relación esfuerzo-deformación

La relación entre el incremento de esfuerzos e incremento de deformaciones del material puede ser expresado bajo la forma:

$$\{\Delta\sigma\} = [D]\{\Delta\epsilon\}$$

Donde D, es la matriz esfuerzo-deformación del material cuyas componentes son de magnitud constante para problemas lineales y elásticos. En problemas no-lineales estas constantes son dependientes del estado de esfuerzos o de deformación (no-linealidad física). D es usualmente simétrico, sin embargo, en el caso de formulaciones elasto-plásticas definidas por una ley de flujo no-asociada, esta matriz se toma no-simétrica.

La necesidad de una correcta caracterización del comportamiento esfuerzo-deformación del suelo en el análisis de los desplazamientos causados por una obra geotécnica en general y particularmente por un análisis de estabilidad, motivo la utilización de modelos elasto-plástico de Mohr-Coulomb. Este modelo constitutivo, caracterizado por una ley de flujo no asociado (ROCA ROJAS, 2000).

2.6.3 El modelo Elasto-Plástico de Mohr Coulomb

Modelo constitutivo

Un modelo constitutivo representa un modelo matemático que describe o trata de describir el comportamiento real de un material. Llamado también ley constitutiva, esta simula un comportamiento físico y su capacidad de simulación depende de la extensión en que el fenómeno haya sido comprendido. El fenómeno físico considerado es el comportamiento esfuerzo-deformación del material en estudio. Cuando se pretende reproducir el comportamiento esfuerzo-deformación de materiales geológicos, generalmente se escoge entre leyes constitutivas elásticas o todavía mejor elasto-plásticas.

La sofisticación de las técnicas de solución ha requerido mayor conocimiento del comportamiento de los materiales, bajo la forma de leyes constitutivas. Sin embargo independientemente de la sofisticación de la técnica de solución, análisis numéricos que utilizan leyes constitutivas poco apropiadas pueden producir resultados de validez limitada o hasta dudosa. (ROCA ROJAS, 2000).

Ventajas con respecto a los métodos convencionales de equilibrio límite

- Toma en cuenta el comportamiento esfuerzo-deformación y por consiguiente puede modelar el endurecimiento o ablandamiento de una material, así como la falla progresiva evaluando el campo de desplazamientos en el análisis (Gavilanes, 1988)
- Facilidad para modelar el esfuerzo y deformaciones desarrolladas en un talud bajo determinadas condiciones. Inspección de campo puede ser orientada entonces a buscar las áreas de fallas locales o fisuras por tracción predeterminados por el análisis, para posibles consideraciones de esfuerzo si así se decide.

- Habilidad para modelar la construcción por etapas de terraplenes, excavaciones, etc.
- Posibilidad de modelar materiales anisotrópicos.
- Posibilidad de modelar esfuerzos in situ.
- Los esfuerzos norma y cortante y la resistencia al corte a los largo de la superficie potencial de falla pueden, ser determinados con precisión, por un análisis de MEF. Este método no es necesario ninguna suposición arbitraria que limite el equilibrio o alguna aprioris de la superficie crítica de deslizamiento involucrada.

2.6.4 Idealización del problema

La malla de elementos finitos a ser utilizada, dependerá de las características del problema. La simulación consistirá en el análisis de una medio semi-infinito y por tanto los límites escogidos deberá ser tales que la influencia de la zona crítica (cara, pie y cresta del talud) sea despreciable más allá de esta región.

En problemas con consecuencias constructivas, esta debe ser simulada cuidadosamente. Los resultados obtenidos a través de un análisis efectuado en forma secuencial puede diferir substancialmente de aquellos conseguidos considerando una única etapa de construcción. Esto no ocurre solamente en el caso en que el material es considerado línea y elástico. Como los suelos no se comportan de esta manera, el proceso constructivo deberá tomar en consideración las diversas etapas en que una obra es realizada, Cada una de las etapas a ser analizadas representara un análisis numérico (ROCA ROJAS, 2000).

2.7 SISMICIDAD

Se denomina sismicidad al análisis del número de sismos que se suceden en una región geográfica determinada. Tal estudio registra en un mapa a los diversos epicentros existentes, además de tomar en cuenta la frecuencia con que se suceden estos fenómenos. Para ello se vale de una serie de leyes que ayudan a entender y explicar estos sucesos, como la Ley de Omori, la ley de Bath, la ley de Gutenberg-Richter, etc. (<http://www.definicionabc.com>,2014).

En el Perú esta sismicidad es producto principalmente de la subducción de la Placa de Nazca debajo de la placa Continental a lo largo de la costa peruana, con un índice de convergencia de aproximadamente 10 cm por año.

La normatividad en el Perú respecto a la sismicidad es la Norma de Diseño Sismorresistente E.030 (1997), el cual dentro de sus alcances establece que para estructuras especiales y todas aquellas que difiera del de las edificaciones (para el caso del presente informe, son las Pilas de lixiviación de mineral) se requieren consideraciones adicionales que complementen las exigencias aplicables de la norma. Para el caso de pilas de lixiviación de mineral, la sismicidad juega un papel importante en el cálculo de los factores de seguridad pseudo-estático, lo cual se requiere conocer los siguientes conceptos:

Aceleración de Diseño

El valor de la aceleración de diseño, se tomará del estudio de Peligro Sísmico de la zona del proyecto, teniendo en cuenta las siguientes consideraciones mínimas:

- Se tomará como base la información geomorfológica y neotectónica del área de influencia, así como la información de la sismicidad histórica e instrumental actualizada;
- La sismicidad histórica y las isosistas de los sismos más importantes producto de la actividad sísmica de la zona de subducción y de la zona subandina.
- Análisis determinístico indicando una aceleración máxima esperada a nivel de la roca base para el sismo extremo y el sismo de operación, respectivamente, ambos correspondientes a un sismo de subducción superficial;
- Análisis probabilístico de peligro sísmico considerando las fuentes sismogénicas, entre otras consideraciones.

Periodo de retorno para el sismo de diseño

Es el tiempo promedio, en años, en que el valor del evento pico de un evento determinado es igualado o superado una vez cada "T" años, se le denomina

Período de Retorno "T". Si se supone que los eventos anuales son independientes, es posible calcular la probabilidad de falla para una vida útil de n años.

Para adoptar el período de retorno a utilizar en el diseño de una obra, es necesario considerar la relación existente entre la probabilidad de excedencia de un evento, la vida útil de la estructura y el riesgo de falla admisible, dependiendo este último, de factores económicos, sociales, técnicos y otros. El criterio de riesgo es la fijación, a priori, del riesgo que se desea asumir por el caso de que la obra llegase a fallar dentro de su tiempo de vida útil. El riesgo de falla admisible en función del período de retorno y vida útil de la obra está dado por:

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n$$

Si la obra tiene una vida útil de n años, la fórmula anterior permite calcular el período de retorno T, fijando el riesgo de falla admisible R.

Cuadro N° 13. - Valores de Período de Retorno T (Años)

Riesgo Admisible	Vida útil de las obras (n años)									
	1	2	3	5	10	20	25	50	100	200
1%	100	199	299	498	995	1990	2488	4975	9950	19900
2%	50	99	149	248	495	990	1238	2475	4950	9900
5%	20	39	59	98	195	390	488	975	1950	3900
10%	10	19	29	48	95	190	238	475	950	1899
20%	5	10	14	23	45	90	113	225	449	897
25%	4	7	11	18	35	70	87	174	348	695
50%	2	3	5	8	15	29	37	73	154	289
75%	1,3	2	2,7	4,1	7,7	15	18	37	73	144
99%	1	1,11	1,27	1,66	2,7	5	5,9	11	22	44

Fuente: (MONSALVE, 1999)

El Cuadro N° 13 muestra los valores del período de retorno para diferentes riesgos admisibles y vida útil de las obras, Por ejemplo, si se asume una probabilidad de falla de 5% es un nivel aceptable de riesgo y además la obra tendrá un tiempo de vida operativa de 20 años, entonces el período de retorno del evento pico de diseño será de 390 años.

Para el caso de pilas de lixiviación de mineral tanto la (NORMA TÉCNICA CE020, 2012) y (Guía Ambiental, 1996) recomiendan utilizar el valor de aceleración

máxima para un evento de *475 años* de periodo de retorno, que corresponde a una exposición sísmica de 50 años con una probabilidad de excedencia de 10%.

En otras palabras, indican que el 10% de riesgo de colapsar la estructura es aceptable para un tiempo de vida operativa de 50 años, por lo cual el evento sísmico de diseño tendrá un periodo de retorno de 475 años.

Coefficiente Sísmico para el Análisis Pseudo-estático

El coeficiente sísmico es un valor numérico menor que la unidad, que reduce la aceleración pico (PGA), siendo PGA el valor absoluto de la aceleración horizontal obtenida de un acelerograma tomando la suma de dos componentes ortogonales.

Las aceleraciones verticales han recibido una atención menor que las horizontales, debido a que se supone que su efecto sobre las estructuras y taludes es menor. Generalmente, se asume que la aceleración pico vertical es los dos tercios de la aceleración pico horizontal.

La razón para utilizar un valor de inferior a la aceleración pico (PGA), se debe a que las fuerzas sísmicas son de corta duración y cambian de dirección muchas veces en un segundo. Aunque el factor de seguridad puede estar por debajo de la unidad en un período corto de tiempo, mientras la fuerza cambia de sentido, estos milisegundos no son suficientes para producir la falla (Federal Highway Administration, 1997).

En la Cuadro N° 14 se muestran los coeficientes sísmicos más utilizados en la práctica.

Cuadro N° 14. - Coeficientes sísmicos recomendados Análisis pseudo-estático

Coeficiente Sísmico Kh	Observaciones y/o Recomendaciones
0,1	Sismo importante, FS > 1,0
0,15	Sismo de gran magnitud FS > 1,0
0,15 a 0,25	Japón FS > 1,0
0,05 a 0,15	Estado de California
0,10 para $\mu = 6,5$, 0,15 para $\mu = 8,5$	(Seed 1979). FS > 1,15
1/3 a 1/2 de la aceleración pico superficial	(Marcuson y Franklin, 1983), FS > 1,0

Fuente: Adaptado de (Abramson et al., 2002)

Cuadro N° 14 (... Continúa)

Coefficiente Sísmico Kh	Observaciones y/o Recomendaciones
1/2 de la aceleración pico superficial	(U.S. Army Corps of Engineers Hynes, Griffin y Franklin, 1984), FS > 1,0 y un 20% de reducción de resistencia.
3/5 a 4/5 de la aceleración pico	(Guía Ambiental, 1996), FS > 1,0
1/2 a 2/3 de la aceleración pico superficial	(Rennat & Miller, 1997), FS > 1,0

Fuente: Adaptado de (Abramson et al., 2002)

En la norma (NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIONES E030, 2003), establece que el caso se quiera considerar la influencia de la componente vertical, ésta debe ser estimada como los 2/3 del valor de la aceleración horizontal máxima.

2.8 EXPERIENCIA PROFESIONAL

El siguiente resumen, fue extraído del Libro “Diseño de Cimentaciones” (Alva Hurtado, 2007)

En su artículo “Mecánica de Suelos en Acción”, K. Terzaghi (1959) indica que: “que sus contenidos deberán utilizarse solamente *como guías para un juicio ingenieril*. Ellos no pueden utilizarse satisfactoriamente a menos y hasta que el lector haya adquirido capacidad de juicio, y esta capacidad tan solo puede obtenerse en años de contacto con las condiciones de campo”.

Terzaghi presentó las calificaciones necesarias para la aplicación de la mecánica de suelos de forma satisfactoria: Adecuado conocimiento de fundamentos, Conocimiento adquirido por experiencia, Sentido común, apropiada observación, iniciativa, imaginación.

El Prof. Casagrande (1959) complementó las recomendaciones propuestas por Terzaghi:

Debe tener

1. Buen conocimiento de la teoría
2. Buen juicio (sentido común + experiencia).
3. Conocimiento profundo de propiedades y métodos de exploración, muestreo y ensayos de suelos.

Debe hacer

4. Insistir en exploración, muestreo y ensayos confiables.
5. Introducir todas las cantidades en el análisis en términos de rangos posibles y obtener los resultados en los mismos términos.
6. Insistir en una evaluación continua de toda la información que esté disponible durante la construcción.

Sobre la experiencia del profesional (Alva Hurtado, 2007), refiere que un ingeniero de suelos debe hacer:

- Insistir en la ejecución de programas de exploración y ensayos confiables.
- El ingeniero de suelos debe tratar de evaluar cada cantidad en términos de rango posible, analizar el caso utilizando esos rangos para producir resultados en los mismos términos y no en números únicos.

El último requisito enfatiza en la necesidad de mantener una vigilancia constante durante la construcción para obtener nueva información de las condiciones del subsuelo, que permitan una eventual revalidación y modificación del diseño.

Una manera muy reveladora acerca del juicio ingenieril de un ingeniero de suelos es la manera como usa las matemáticas en la mecánica de suelos aplicada. Si utiliza cálculos refinados que van más allá de lo garantizado cuando se considera las variaciones en las condiciones de los suelos del proyecto y si utiliza constantes únicas con tres decimales en vez de rangos realistas, el ingeniero de suelos demuestra que todavía no ha desarrollado el juicio ingenieril que es pre-requisito para un manejo satisfactorio de problemas difíciles en obras de tierra y cimentaciones.

2.9 MODELAMIENTO GEOTÉCNICO

Para realizar el moldeamiento geotécnico, se tendrá en cuenta, los criterios propuestos por (NORMA TÉCNICA CE020, 2012), (Guía Ambiental, 1996), (Rocscience, 2012) y otros:

- 1) Modelo geológico-geotécnico
- 2) Geometría de la sección a analizar
- 3) Los esfuerzos cortantes y/o resistencias friccionales de los materiales.

- 4) Las condiciones de presión de agua de los poros en la pila y cimientos.
- 5) Cargas en el talud.
- 6) Criterio de rotura del suelo/roca
- 7) Variabilidad

Modelo geológico-geotécnico

Este modelo, estará de acuerdo a las investigaciones de campo y caracterización geotécnica de la zona a analizar, teniendo en cuenta la geometría final de la Pila de lixiviación, así como también el nivel de cimentación y nivel de nivelación

Geometría de la sección a analizar

La geometría, para un mayor entendimiento del problema, se analizará condición más crítica representada por la sección de mayor altura del pad de lixiviación y el nivel de desplante de mayor pendiente, máxima capacidad de carga y almacenamiento.

Nivel de Cimentación

El nivel de cimentación será la superficie de nivel, que una los materiales de buena resistencia según lo determine las investigaciones de campo y laboratorio.

Según las recomendaciones, de la guía ambiental, ensayos de campo y laboratorio, el nivel de cimentación se encontrara en un material de capacidad portante competente.

La (Guía Ambiental, 1996) respecto al nivel de cimentación recomienda lo siguiente:

- Quizás tengan que ser excavados los materiales inadecuados, es decir los materiales que tienen baja resistencia en términos de consolidación y resistencia al corte, tales como productos orgánicos y arcillas suaves. y ser reemplazados por mejores materiales.
- Con frecuencia es necesario rellenar algunas áreas con relleno estructural. Por tanto deberá tenerse cuidado de proporcionar una adecuada compactación de dicho relleno, de forma que no ocurra un asentamiento diferencial que pueda dañar el sistema de revestimiento.
- La preparación del lugar incluye el retiro por capas y el apilamiento de la capa superior del suelo/medio de crecimiento.

- Deberá observarse que si el lugar tiene grandes áreas de afloramiento de lecho rocoso, el retiro por capas de pequeña vegetación tales como hierbas y pequeña maleza quizás no sea práctico y la colocación de relleno estructural a fin de preparar una base para la instalación de revestimiento puede efectuarse directamente en la parte superficial de la vegetación.

Las condiciones de presión de agua de los poros en la pila y cimientos.

De la CE-020, se define el nivel freático como el nivel de agua subterránea cuya presión es igual a la presión atmosférica, será determinado a través de las investigaciones geotécnicas de campo.

Nivel freático de la Pila de Lixiviación

Este nivel, será el nivel de solución ácida dentro de la pila de lixiviación, normalmente el sistema de colección de solución está diseñada para mantenga una carga máxima de 1m, por lo que se puede asumir conservadoramente una carga de 2m por encima de la geomembrana.

Los esfuerzos cortantes y/o resistencias friccionales de los materiales.

Los materiales que tienen mayor influencia en los análisis geotécnicos (Ale, Clariá, & Bonalumi) son:

- El material apilado o pila,
- El terreno natural sobre el que se cimentará la pila.
- El sistema de revestimiento.

Modelamiento matemático de Materiales

La modelación o representación matemática del fenómeno de falla al cortante en un deslizamiento se realiza utilizando las teorías de la resistencia de materiales.

Como hipótesis del análisis se considera que las propiedades de los materiales que conforman las diferentes estructuras analizadas, 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.

Modelo para el Material apilado, terreno natural

Las rocas y los suelos al fallar al corte se comportan de acuerdo a las teorías tradicionales de fricción y cohesión, según la ecuación generalizada de Mohr-Coulomb:

$$\tau = c' + (\sigma - \mu) \tan \phi' \text{ (Para suelos saturados)}$$

$$\tau = c' + (\sigma - \mu) \tan \phi' + (\mu - \mu_a) \tan \phi' \text{ (para suelos parcialmente saturados)}$$

Donde:

τ = Esfuerzo de resistencia al corte

c' = Cohesión o cementación efectiva

σ = Esfuerzo normal total

μ = Presión del agua intersticial o de poros

μ_a = Presión del aire intersticial

ϕ' = Angulo de fricción interna del material

ϕ'' = Angulo de fricción del material no saturado.

El análisis de la ecuación de Coulomb requiere predefinir los parámetros, ángulo de fricción y cohesión, los cuales se consideran como propiedades intrínsecas del suelo.

La presencia del agua reduce el valor de la resistencia del suelo dependiendo de las presiones internas o de poros de acuerdo a la ecuación de Coulomb, en la cual el factor u está restando al valor de la presión normal. La presión resultante se le conoce con el nombre de presión efectiva σ'

$$\sigma' \text{ (Presión efectiva)} = \sigma - \mu$$

ϕ' = Angulo de fricción para presiones efectivas.

c' = Cohesión para presiones efectivas.

Angulo de Fricción

El ángulo de fricción es la representación matemática del coeficiente de rozamiento, el cual es un concepto básico de la física:

Coeficiente de rozamiento = $\tan \varphi$

El ángulo de fricción depende de varios factores (Bilz, 1995) entre ellos algunos de los más importantes son:

- a. Tamaño de los granos
- b. Forma de los granos
- c. Distribución de los tamaños de granos
- d. Densidad

Cohesión

La cohesión es una medida de la cementación o adherencia entre las partículas de suelo.

La cohesión en mecánica de suelos es utilizada para representar la resistencia al cortante producida por la cementación, mientras que en la física este término se utiliza para representar la tensión.

En suelos eminentemente granulares en los cuales no existe ningún tipo de cementante o material que pueda producir adherencia, la cohesión se supone igual a 0 y a estos suelos se les denomina Suelos no Cohesivos.

Cohesión aparente

En los suelos no saturados el agua en los poros produce un fenómeno de adherencia por presión negativa o fuerzas capilares. Esta cohesión aparente desaparece con la saturación.

Concepto de esfuerzo efectivo

Una masa de suelo saturada consiste de dos fases distintas: el esqueleto de partículas y los poros entre partículas llenos de agua. Cualquier esfuerzo impuesto sobre el suelo es soportado por el esqueleto de partículas y la presión en el agua. Típicamente, el esqueleto puede transmitir esfuerzos normales y de corte por los puntos de contacto entre partículas y el agua a su vez puede ejercer una presión

hidrostática, la cual es igual en todas las direcciones. Los esfuerzos ejercidos por el esqueleto solamente, se conocen como esfuerzos efectivos y los esfuerzos hidrostáticos del agua se le denominan presión de poros.

Los esfuerzos efectivos son los que controlan el comportamiento del suelo y no los esfuerzos totales. *En problemas prácticos el análisis con esfuerzos totales podría utilizarse en problemas de estabilidad a corto plazo y las presiones efectivas para analizar la estabilidad a largo plazo.*

Desde el punto de vista de la relación esfuerzo – deformación, en estabilidad de taludes se deben tener en cuenta dos tipos de resistencia:

1. Resistencia máxima o resistencia pico

Es la resistencia al corte máxima que posee el material que no ha sido fallado previamente, la cual corresponde al punto más alto en la curva esfuerzo - deformación.

La utilización de la resistencia pico en el análisis de estabilidad asume que la resistencia pico se obtiene simultáneamente a lo largo de toda la superficie de falla. Sin embargo, algunos puntos en la superficie de falla han alcanzado deformaciones mayores que otros, en un fenómeno de falla progresiva y asumir que la resistencia pico actúa simultáneamente en toda la superficie de falla puede producir errores en el análisis.

2. Resistencia residual

Es la resistencia al corte que posee el material después de haber ocurrido la falla.

En arenas, gravas y limos no plásticos que se denominan como suelos granulares, la cohesión es muy baja y puede en muchos casos considerarse de valor cero y el ángulo de fricción depende de la angulosidad y tamaño de las partículas, su constitución, mineralogía y densidad.

Circulo de Mohr

En un análisis en dos dimensiones, los esfuerzos en un punto pueden ser representados por un elemento infinitamente pequeño sometido a los esfuerzos σ_x , σ_y , y τ_{xy} . Si estos esfuerzos se dibujan en unas coordenadas $\tau - \sigma$, se puede trazar el círculo de Esfuerzos de Mohr. En este círculo se definen los valores de σ máximo (σ_1) y σ mínimo (σ_3), conocidos como Esfuerzos principales. Para

interpretar correctamente el fenómeno de falla al cortante en un talud debe tenerse en cuenta cuál es la dirección de los esfuerzos principales en cada sitio de la superficie de falla. El esfuerzo σ_1 es vertical en la parte superior de la falla y horizontal en la parte inferior.

Envolvente de Falla

El círculo de Mohr se utiliza para representar o describir la resistencia al cortante de los suelos, utilizando la envolvente de falla Mohr – Coulomb, lo cual equivale a que una combinación crítica de esfuerzos se ha alcanzado. Los esfuerzos por encima de la envolvente de falla no pueden existir.

La envolvente de falla Mohr - Coulomb es generalmente una línea curva que puede representarse en la forma:

$$s = A(\sigma')^b$$

Donde:

s = Resistencia al cortante

σ' = Esfuerzo normal efectivo

A y b = Constantes

En la práctica normal de Ingeniería, generalmente, esta curva se define como una recta aproximada dentro de un rango seleccionado de esfuerzos (Figura 3.3), en el cual

$$s = c' + \sigma' \tan \phi'$$

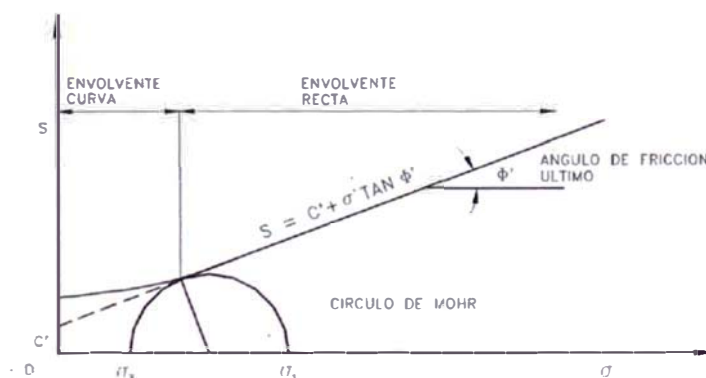


Figura N° 15. - Envolvente de falla y círculo de Mohr.

Donde:

c' = Intercepto del eje de resistencia (cohesión) y

φ' = Pendiente de la envolvente (ángulo de fricción).

Modelo para Rocas (Rocscience, Strength Type, 2014)

Se usará el criterio de rotura de macizos rocosos de Hoek-Brown que es ampliamente aceptado y ha sido aplicado en un gran número de proyectos a nivel mundial. Mientras que en general el criterio se considera satisfactorio, existen algunas incertidumbres e inexactitudes que ha creado inconvenientes en su implementación a modelos numéricos y a programas de computación de equilibrio límite. En particular, la dificultad de encontrar un ángulo de fricción y resistencia cohesiva equivalentes para un macizo rocoso dado, ha sido un inconveniente desde la publicación original del criterio en 1980.

Criterio de Hoek-Brown Generalizado

$$\sigma_1^i = \sigma_3^i + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3^i}{\sigma_{ci}} + s \right)^\alpha$$

Donde m_b es un valor reducido de la constante del material m_i y está dado por:

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

s y a son constantes del macizo rocoso dadas por las siguientes relaciones:

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

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

D es un factor que depende sobre todo del grado de alteración al que ha sido sometido el macizo rocoso por los efectos de las voladuras o por la relajación de esfuerzos. GSI (Geological Strength Index)

Modos de falla

Se ha considerado la existencia de superficies de falla circular en la evaluación de la estabilidad a través del mineral del apilamiento. Asimismo, debido a la presencia

del revestimiento de geomembrana, se ha analizado superficies de falla no circulares ó falla tipo bloque.

Software especializado para el análisis de estabilidad de taludes

Slide 6.0

Es un programa de cómputo para el análisis de estabilidad de taludes. Se pueden analizar todos los tipos de suelos y rocas taludes, terraplenes, diques de tierra y muros de contención. Estado de las capacidades de CAD de arte le permite crear y editar modelos complejos. Cuenta con amplias posibilidades de análisis probabilístico - puede asignar distribuciones estadísticas a casi cualquier parámetro de entrada, incluyendo las propiedades del material, propiedades de soporte, cargas y nivel freático ubicación. La probabilidad de índice de fracaso / fiabilidad se calcula, y proporciona una medida objetiva del riesgo de falla asociada con un diseño pendiente. El análisis de sensibilidad le permite determinar el efecto de las variables individuales en el factor de seguridad del talud.

Slide ofrece no menos de 17 diferentes modelos de resistencia del material de roca y posee algoritmos de búsqueda avanzados simplifican la tarea de encontrar la superficie de deslizamiento crítico con el factor de seguridad más bajo.

2.10 MONITOREO GEOTÉCNICO

Según refiere (Ale, Clariá, & Bonalumi), Durante la investigación geotécnica de campo deberá realizarse una instrumentación geotécnica preliminar, generalmente consistente en piezómetros hidráulicos y en inclinómetros, estos últimos generalmente se instalan cuando hay indicios de una geodinámica externa activa en la zona de estudio.

Una vez que se ha construido la pila de lixiviación, deberá de instrumentarse geotécnicamente toda la estructura a modo de monitorearla constantemente.

Esta instrumentación deberá estar conformada por prismas topográficos, inclinómetros, piezómetros y acelerógrafos. Finalmente, deberá realizarse un registro constante de la instrumentación, en especial el nivel de solución a través de piezómetros, ya que un aumento de este, implica una modificación en los parámetros geotécnicos de la pila.

CAPÍTULO III: CRITERIOS BÁSICOS DE DISEÑO GEOTÉCNICO PARA PILAS DE LIXIVIACIÓN DE MINERAL

En base a los capítulos anteriores, en el Cuadro N° 15 se resumen los criterios básicos a tener en cuenta para el diseño geotécnico de pilas de lixiviación de mineral.

Cuadro N° 15. - Criterios Básicos para el Diseño Geotécnico de Pilas de Lixiviación de Mineral

Descripción	Medida	Criterio Recomendado	Fuente Obs.
Investigación geotécnica de Campo			
Investigación geotécnica de Campo	Entre los mas importantes tenemos: Mapeo geológico-geotécnico, Perforaciones, Ensayos penetrométricos, Ensayos geofísicos, calicatas		
Ensayos de Laboratorio			
Ensayos de mecánica de suelos	Entre los mas importantes tenemos: Clasificación, Ensayos estandar, Triaxial (CD, CU, UU), proctor estandar, ensayo de permeabilidad, etc.		
Ensayos de mecánica de Rocas	Ensayo de carga puntual, Ensayo de compresión simple Propiedades física, Ensayo de compresión Triaxial		
Ensayos de Geosintéticos	Corte directo a gran escala, Ensayo de Punzonamiento		
Estabilidad de taludes			
Método a emplear	-	Spencer	(Ale, Clariá, & Bonalumi)
Modo de Falla	Tipo	Talud infinito) Falla circular) Falla en Bloque) Falla en cuña)	(Bureau of Mining Regulation and Reclamation, 1994)
FS estática corto plazo, mínimo	FS	1.3	(Bureau of Mining Regulation and Reclamation, 1994)
FS estática largo plazo, mínimo	FS	1.4	(Ale, Clariá, & Bonalumi)
FS pseudo-estática, mínimo	FS	1.05	(Bureau of Mining Regulation and Reclamation, 1994)
FS estática (normatividad)	FS	1.5	(NORMA TÉCNICA CE020, 2012)
FS pseudo-estática (normatividad)	FS	1.25	(NORMA TÉCNICA CE020, 2012)
Análisis Probabilístico	S/N	SI	(Kerguelen Argumedo, 2009), (Rocscience, 2012)

Fuente: Elaboración propia

Cuadro N° 15 (... Continuación)

Descripción	Medida	Criterio Recomendado	Fuente Obs.
Sismicidad			
Período de retorno sismo de diseño	años	475	(NORMA TÉCNICA CE020, 2012)
Coefficiente sísmico Horizontal	Kh	Kh = 1/2 (PGA) FS > 1,0 y un 20% de reducción de resistencia	(U.S. Army Corps of Engineers Hynes, Griffin y Franklin, 1984).
Coefficiente sísmico Horizontal	Kh	3/5 (PGA) < Kh < 4/5(PGA)	(Guía Ambiental, 1996)
Coefficiente sísmico Vertical	Kv	Kv=2/3(Kh)	(NORMA TÉCNICA CE020, 2012)
Análisis Esfuerzo Deformación			
Análisis Esfuerzo-Deformación	S/N	Si	(Ale, Clariá, & Bonalumi), (ROCA ROJAS, 2000)
Monitoreo Geotécnico			
Instrumentación	Tipo	Inclinómetro Piezómetros Acelerógrafo	(Ale, Clariá, & Bonalumi)
Punto de Control	Tipo	Hito topográfico	Experiencia profesional

Fuente: Elaboración propia

CAPÍTULO IV: DISEÑO GEOTÉCNICO DE UNA PILA DE LIXIVIACIÓN CIMENTADO EN GRAVAS

4.1 CASO DE ESTUDIO

Una empresa minera desea explotar mineral ROM con ley de Oro económicamente rentable, por lo que solicita el diseño geotécnico que sirvan de sustento para la construcción de una Pila de lixiviación de Mineral, El proyecto se encuentra ubicado en el departamento de Puno con un PGA de 0.25 y como datos se tiene lo expuesto en el Cuadro N° 16.

Cuadro N° 16. - Datos del Problema - diseño geotécnico de una pila de lixiviación

Descripción	Unidad	Dato
Pila de Lixiviación		
Tiempo de operación	Años	7
Mineral que será procesado	TM	35,000,000
Características del Mineral de Mina (ROM)		
Humedad promedio	%	
Densidad ROM in-situ	T/m ³	
Producto	Mineral ROM	
Parámetros del Pad		
Área total requerida	Ha	61
Densidad promedio mineral	T/m ³	1.57
Sistema revestimiento	simple/doble	Simple
Revestimiento pad de lixiviación	tipo textura	LLDPE Texturada
Espesor de geomembrana	mm	2.0
Detección de fugas	S/N	SI
Sistema de subdrenaje	S/N	Si
Sistema de colección de la solución	S/N	Si
Parámetros de Lixiviación		
Tasa de aplicación máximo	lt/hr/m ²	12

Fuente: Elaboración propia

4.2 DESCRIPCIÓN GENERAL

Para resolver el problema usaremos los criterios de en base de los criterios puestos del Cuadro N° 15.

Ubicación del Proyecto

El proyecto minero, se encuentra ubicado en el sur del Perú, en el departamento de Puno.

Objetivo

El objetivo del estudio es proporcionar los diseños geotécnicos necesarios que sustente la construcción de la pila de lixiviación de mineral, por lo que requiere realizar estudios de campo, laboratorio y gabinete a fin de sustentar la estabilidad física del proyecto.

4.3 INVESTIGACIONES GEOTÉCNICAS DE CAMPO

Mapeo Geológico-Geotécnico

Se realizó el mapeo geológico-geotécnico detallado del área de estudio y de las áreas circundantes, con el fin de identificar los rasgos geológicos y unidades geotécnicas presentes, los cuales se muestran en los Anexos del Informe (**ver plano GT-01**).

Caracterización Geotécnica

Las investigaciones geotécnicas de campo sirvieron para identificar y definir las características geotécnicas del área de estudio, así como de las canteras del proyecto. A continuación se describen las unidades geotécnicas.

Unidades Geotécnicas

Las unidades geotécnicas definidas en el área del pad de lixiviación corresponden a seis unidades: Bofedal y Turba (Unidad Geotécnica I), Depósito Coluvial (Unidad Geotécnica II), Depósito Aluvial (Unidad Geotécnica III), Depósito Morrénico (Unidad Geotécnica IV), Depósito Residual (Unidad Geotécnica V) y Basamento Rocosó (Unidad Geotécnica VI).

Bofedal y Turba (Unidad Geotécnica I)

Conformado por suelos orgánicos saturados y turba. Esta unidad, dada sus características de matriz arcillo limosa, orgánica, fina y saturada es inadecuada para propósitos de cimentación, por lo que durante la construcción del pad de lixiviación, ser removida en su totalidad.

Depósito Coluvial (Unidad Geotécnica II)

Conformado por suelos cuya formación es producida por acción de la gravedad, compuesta por grava arcillosa y arena limo arcillosa con grava, de plasticidad baja a media, con compacidad medianamente densa a densa, en condición húmeda a muy húmeda y con presencia de bolonería y bloques. Estos depósitos dada sus características gruesas y finas son adecuados para propósitos de cimentación.

Depósitos Aluviales (Unidad Geotécnica III)

Conformado por suelos cuya formación es producida por flujos de agua, acumulados en los flancos de los valles y quebradas tributarias compuesta por clastos subangulosos, los que ocupan las partes bajas de las laderas y colinas, son de transporte corto y están constituidos por gravas y arenas, con algunos niveles de limo arcillas, de compacidad medianamente densa, clasificando en el sistema SUCS como GM, SC, SM y CL-ML respectivamente. Esta unidad geotécnica es adecuada para propósitos de cimentación, por presentar material granular muy competente.

Depósito Morrénico (Unidad Geotécnica IV)

Esta unidad está compuesta íntegramente de suelos naturaleza morrénica, con una matriz compuesta por grava limosa y grava arcillosa con arena a arcilla limosa, clasificando como GM, GC, SC, SM y CL-ML en el sistema SUCS. La plasticidad varía de baja a media, variando su compacidad ó consistencia de medianamente densa a densa y firme a dura. Estos depósitos son competentes para propósitos de fundación, debido a su grado de compacidad/consistencia y a la presencia de un porcentaje considerable de grava en su estructura.

Depósito Residual (Unidad Geotécnica V)

Esta unidad está compuesta íntegramente de suelos residuales y se localiza debajo de las Unidades Geotécnicas I, II, III y IV, consiste principalmente de suelos de matriz fina a gruesa en la zona del pad de lixiviación y pozas de procesos conformados por arcilla y arcilla limosa a gravas arcillosas y arenas arcillosas, clasificando como CL, GC, SM y SC en el sistema SUCS, respectivamente. Esta

unidad geotécnica es adecuada para nivel de desplante de cimentación dependiendo del grado de consistencia ó compacidad en el que se encuentre siendo necesario un tratamiento de su cobertura (eliminación).

Basamento Rocoso (Unidad Geotécnica VI)

Durante la investigación se determinó la presencia del basamento rocoso a través del mapeo de los afloramientos rocosos presentes, como también los encontrados durante los registros de las calicatas y perforaciones. Se registraron varios tipos de basamentos rocosos predominantes en el área del pad de lixiviación, encontrándose rocas de naturaleza volcánica como son: los volcánicos clásticos, tufos líticos y dacíticos, la mayoría de grano fino a grueso, fracturadas, de color gris blanquecino y de dureza que va de débil a resistente en algunos casos; cuya calidad en función del índice RMR van de muy mala, regular y buena. En general esta unidad geotécnica es adecuada para cimentación.

Calicatas

Esta actividad consistió en realizar investigaciones geotécnicas superficiales, las cuales fueron representadas en una campaña de campo de (06) calicatas, realizándose en los mismos ensayos de densidad de campo con el equipo de cono de arena y de Clasificación SUCS en el laboratorio. La ubicación de las investigaciones se muestra en los anexos del informe (ver plano GT-02).

En Cuadro N° 17 presenta un resumen de las calicatas ejecutadas en el área de estudio:

Cuadro N° 17. - Calicatas Ejecutadas

Calicata	Profundidad (m)	Nivel Freático (Prof. m)	Coordenadas UTM	
			Norte	Este
C-1	5.0	N.P.	8 416 666.3	743,198.2
C-2	5.0	N.P.	8 414 664.4	743,611.2
C-3	5.0	N.P.	8 415 053.0	742,790.0
C-4	4.8	N.P.	8 414 355.7	743,583.3
C-5	5.3	N.P.	8 414 957.8	743,332.8
C-6	5.2	N.P.	8 414 479.0	742,634.8
A-1	5.0	N.P.	8 414 262.4	742,803.0
A-2	5.0	N.P.	8 414,081.3	743 815.5
A-3	5.0	N.P.	8 415,159.9	743 783.0

Fuente: Elaboración propia
 N.P: No se presento

A continuación describimos resumidamente las calicatas realizadas en las áreas de estudio:

Calicata C-01

La calicata fue excavada aproximadamente hasta la cota -5.00 m, respecto al nivel de terreno. La estructura laminar de los estratos está dado por el origen aluvial, con dos estratos bien definidos. Presencia de Clastos en toda la calicata en su gran mayoría entre 4 a 6".

Estrato 1: El espesor del estrato es de 50 cm, está conformado por arcilla orgánica, de humedad alta, color marrón oscuro. El suelo fino presente tiene una nula plasticidad y dilatancia rápida in situ.

Estrato 2: El espesor del estrato es de 450 cm, está compuesto gravas de forma sub angular con presencia de arcillas, de humedad alta, color marrón claro, estado semicompacto, granulometría estimada: 35% de gravas, 33.8% de arenas y 31.1% de finos, partículas sub-angulares. El suelo presentaba una plasticidad baja y dilatancia rápida in situ.

Calicata C-02

La calicata fue excavada aproximadamente hasta la cota -5.00 m, respecto al nivel de terreno. La estructura laminar de los estratos está dado por el origen aluvial, son dos estratos bien definidos. Esta calicata se excavó a 400 metros al norte de la calicata 1(C-01), observándose gran similitud entre los estratos debido a que los suelos presentes tienen el mismo origen.

Estrato 1: El espesor del estrato es de 60 cm, está conformado por arcilla orgánica, de humedad alta, color marrón oscuro. El suelo fino presente tiene una nula plasticidad y dilatancia rápida in situ.

Estrato 2: El espesor del estrato es de 440 cm, está compuesto gravas de forma sub angular con presencia de arcillas, de humedad alta, color marrón claro, estado semicompacto, granulometría estimada: 32.7% de gravas, 33.8% de arenas y 33.6% de finos, partículas sub-angulares.

Calicata C-3 a C-6

Como resumen se tiene que estas calicatas muestran perfiles similares a las C-01 y C-02, fueron excavadas de 0 a -5.4m respecto al nivel de terreno. La estructura laminar de los estratos está dado por el origen aluvial, son dos estratos bien definidos.

Estrato 1: El espesor del estrato es de 60 cm, está conformado por arcilla orgánica, de humedad alta, color marrón oscuro. El suelo fino presente tiene una nula plasticidad y dilatancia rápida in situ.

Estrato 2: El espesor del estrato es de 440 cm, está compuesto gravas de forma sub angular con presencia de arcillas, de humedad alta, color marrón claro, estado semicompacto, granulometría estimada: 32.7% de gravas, 33.8% de arenas y 33.6% de finos, partículas sub-angulares.

Ensayos de Campo

Se realizaron ensayos de cono de arena a fin de medir la densidad in situ,

Cono de Arena (ASTM D 1556), de Humedad de Campo haciendo uso del Humedómetro Speedy, (ASTM D 2216). A continuación presentamos la tabla resúmenes con los resultados obtenidos en los ensayos de campo mencionados:

Cuadro N° 18. - Resultados de Ensayos de Densidad de Campo y Humedad de Campo

Calicata	Muestra	Prof. (m)	Densidad de Campo (gr/cm ³)	Humedad (Humedómetro Speedy) (%)
C-1	M-1	5.00	1.798	12.2
C-2	M-1	5.00	1.852	12.2
C-3	M-1	5.00	1.721	13.7
C-4	M-1	5.00	1.713	12.6
C-5	M-1	5.00	1.832	11.9
C-6	M-1	5.00	1.623	12.8
A-1	M-1	0.80	1.720	12.7
A-2	M-1	0.70	1.68	13.2

Fuente: Elaboración propia

Cabe resaltar que no se realizaron ensayos de densidad de campo en los estratos 1 debido a que se encontró arcilla inorgánica, siendo un material que en la etapa de construcción será retirado por ser de baja resistencia.

Perforaciones

Se ejecutaron un total de 6 sondajes convenientemente ubicados y distribuidos dentro del área del proyecto. En los sondajes 6 se han tomado muestras de roca que fueron ensayadas en el laboratorio de Mecánica de Rocas.

El Cuadro N° 19 muestra un resumen de las características de las perforaciones realizadas.

Cuadro N° 19. - Resumen de Perforaciones

Sondaje	Coordenadas UTM			Lectura piezométrica (m)	Nivel roca (m)	Prof. Total (m)
	Norte	Este	Elevación			
P-01	8,414,812.4	742,910.7	4,632.6	75.20	22.00	150.30
P-02	8,414,529.6	743,394.2	4,682.5	45.30	13.00	103.70
P-03	8,414,329.6	742,967.7	4,712.4	5.25	2.20	30
P-04	8,414,352.4	743,737.5	4,677.4	17.30	2.70	30
P-05	8,414,962.6	743,737.5	4,645.4	38.70	18	100
P-06	8,415,066.1	742,886.3	4,609.3	45.70	21	115

Fuente: Elaboración propia

El sondaje P-01 fue ejecutado en el borde extremo de la pila de lixiviación y presenta una cobertura de arcilla con grava y limo de consistencia blanda a rígida y compacidad densa. El basamento rocoso se encuentra a 22.20 m y está representado por rocas volcánicas andesitas con ligera alteración, con calidad geomecánica de roca regular a buena (roca con dureza R3-R4), regular, según el cálculo del índice RMR básico que se muestra en el Anexo A.2.

El sondaje P-02 fue ejecutado en a 80 metros del sondaje P-02 y presenta una cobertura de arcilla con grava y limo de consistencia blanda a rígida y compacidad densa. El basamento rocoso se encuentra a 13.00 m y está representado por rocas volcánicas andesitas con ligera a ninguna parte alterada, con calidad geomecánica de roca regular a buena (roca de dureza R3-R4), regular, según el cálculo del índice RMR básico que se muestra en el Anexo A.2.

El sondaje P-03 fue ejecutado en a 130 metros del sondaje P-01 y presenta una cobertura de arcilla con grava y limo, de consistencia blanda a rígida y compacidad densa. El basamento rocoso se encuentra a 2.20 m y está representado por rocas volcánicas andesitas con ligera a ninguna parte alterada, con calidad geomecánica de roca regular a buena (roca de dureza R3-R4), regular, según el cálculo del índice RMR básico que se muestra en el Anexo A.2.

Los sondajes P-04 al P-06 presentan características similares a los sondajes de P-01 al P-03.

Ensayos de Permeabilidad Lefranc en los sondajes

Con la finalidad de evaluar las propiedades hidráulicas del basamento rocoso se realizaron ensayos de permeabilidad in situ. En el Cuadro N° 20 muestra los resultados obtenidos en los diferentes sondajes y profundidades en los cuales fueron ejecutados.

Cuadro N° 20. - Resultados de permeabilidad Lefranc – in situ

Sondaje	Ensayo	Tramo	Litología	K (cm/s)
P-01	1	145.00 – 145.50	Andesita	2.586E-03
P-02	1	85.00 – 85.50	Andesita	1.552E-03
P-03	1	9.50 – 10.00	Andesita	2.989E-03

Fuente: Elaboración propia

4.4 ENSAYOS DE LABORATORIO

4.4.1 Ensayos de Laboratorio Mecánica de Suelos

Con la finalidad de conocer las propiedades físicas realizaron ensayos estándar de las muestras representativas obtenidas en las calicatas ejecutadas. Los ensayos de laboratorio efectuados se listan a continuación:

- Análisis Granulométrico por Tamizado, ASTM D422
- Límites de Atterberg, ASTM D4318
- Contenido de Humedad, ASTM D2216

Ensayos Estándar

Se denomina ensayos estándar a aquellos con los cuales se obtienen las propiedades físicas de los materiales. Fueron realizados análisis de granulometría por tamizado, límites de Atterberg y contenido de humedad. Con los resultados de los ensayos se ha clasificado el suelo de acuerdo al SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos). El resumen de los resultados de los ensayos de laboratorio estándar efectuados para cada estructura se exponen en las tablas siguientes:

Cuadro N° 21. - Resultados de Laboratorio 1

Punto de Investigación	Muestra	Prof. (m)	Análisis Granulométrico			Límites Atterberg			Clasificación SUCS
			Gravas (%)	Arenas (%)	Finos (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	
C-1	M-1	5.00	35.0	33.8	31.1	29	18	11	GC
C-2	M-1	5.00	18.6	32.7	33.6	26	22	5	SC
C-3	M-1	5.00	54.3	29.9	15.9	28	24	4	GM
C-4	M-1	5.00	0.0	46.4	53.6	36	23	13	CL
C-5	M-1	5.00	10.8	44.4	44.8	48	24	24	SC
C-6	M-1	5.00	0.8	46.5	52.7	43	25	18	CL
A-1	M-1	0.80	0	18.50	22.4	26	19	9	CL
A-2	M-1	0.60	0	22	21	22	17	9	GM-GP
A-3	M-1	0.70	0	24	22	24	18	8	GM

Fuente: Elaboración propia

Cuadro N° 22. - Resultados de Laboratorio 2

Calicata	Muestra	Prof. (m)	Permeabilidad K (cm/s)	C'	ϕ'
A-1	M-1	0.80	6.08×10^{-7}	-	-
A-2	M-1	0.60	5.08×10^{-3}		
A-3	M-1	0.70			

Fuente: Elaboración propia

Ensayo de Compactación

Se realizan en las canteras, la variación de la densidad seca con el contenido de humedad fue determinada para el suelo de baja permeabilidad y en el material que será usado como relleno estructural. Se siguió los procedimientos de la norma ASTM D-698, Proctor estándar y los resultados de estos ensayos se presentan en la siguiente tabla.

Cuadro N° 23. - Resumen de Ensayo Proctor Estándar

CANTERA	Prof. (m)	Clasif. Sucs	Ensayo Proctor	
			MDS (gr/cm ³)	OCH (%)
Clay	0.20 – 0.80	GC	1.827	15.3
Relleno estructural	0.30 – 0.60	GM	1.651	20.8

Fuente: Elaboración propia

Ensayo de Conductividad Hidráulica

Se llevaron a cabo ensayos de conductividad hidráulica en el suelo de baja permeabilidad, mineral, material para cama de apoyo y grava de drenaje. Las propiedades obtenidas de los suelos ensayados se resumen en el Cuadro N° 24.

Cuadro N° 24. - Resumen del Ensayo de Permeabilidad

Cantera	Material	Muestra	Prof. (m)	Clasif. SUCS	Permeab. (cm/s)	Comentario
Clay	Suelo de baja permeabilidad	M-1	0.50 - 5.00	GC	7.518E-06	Pared flexible
Grava para drenaje	Suelo de baja permeabilidad	M-1	0.60 - 5.00	GP-GM	6.488E-06	Pared flexible

Fuente: Resultados de Laboratorio

Ensayo de Resistencia Cortante Triaxial

Se realizó un ensayo de corte triaxial consolidado no drenado (CU), con medición de poros y en condición saturada en muestras representativas de mineral, en materiales que pertenecen a la fundación del pad de lixiviación. Los ensayos triaxiales fueron desarrollados según los procedimientos indicados en la norma ASTM D-4767. Un resumen de los resultados de estos ensayos se presenta en la Cuadro N° 25.

Cuadro N° 25. - Resumen de Ensayos Triaxiales (CU)

Cal.	Clasif. Sucs	Den. seca (gr/cm ³)	Humedad (%)	E. Efectivos		E. Totales	
				C' (kpa)	φ' (°)	C (kpa)	φ (°)
C-01	GC	1.891	14.27	4.0	34.9	5.0	17.3

Fuente: Resultados de Laboratorio

Cuadro N° 26. - Ensayos de Laboratorio de Mecánica de Rocas

Muestra	σ_1 (CI) Mpa	σ_3 (CM) Mpa	m	s	C (Mpa)	ϕ (°)
M-1	63.67	63.67	11.98	1	12.9	49.50

Fuente: Resultados de Laboratorio

4.4.2 Ensayos de Laboratorio de Geosintéticos

Ensayo de Corte Directo a Gran Escala (ASTM D-5321-B)

Se llevó a cabo un ensayo de corte directo a gran escala para evaluar las características de resistencia cortante de la interfase del suelo de baja permeabilidad/geomembrana de LLDPE que conformará el revestimiento para el pad de lixiviación. El ensayo se llevó a cabo en el suelo de baja permeabilidad (Cantera Clay y Grava de Drenaje) en contacto con una geomembrana de LLDPE de 2.0 mm simple texturada, con la cara texturada en contacto con el suelo.

Los valores de los parámetros de pico y post-pico de resistencia cortante de la interfase son resumidos en la Cuadro N° 27. Los reportes de laboratorio son presentados en el Anexo 2.3.

Cuadro N° 27. - Resumen de Ensayos de Corte Directo a Gran Escala

Cantera	Calicata	Profun. (m)	Envolvente de esfuerzos					
			2.5 cm de desplazamiento			7.5 cm de desplazamiento		
			Adhesión (kpa)	Ángulo de fricción (°)	Coefficiente de fricción	Adhesión (kpa)	Ángulo de fricción (°)	Coefficiente de fricción
CLAY	A-1	0.50 – 4.50	3	17	0.30	11	12	0.21

Fuente: Ensayos de Laboratorio (ver Anexos)

Cabe indicar que el desplazamiento máximo alcanzado en el ensayo de corte directo a gran escala fue de 75 mm mientras que el área efectiva del aparato de corte directo es de 300x300 mm.

Ensayo de Punzonamiento Suelo/Geomembrana

Se efectuó los ensayos de punzonamiento Suelo/Geomembrana para evaluar la integridad al punzonamiento de geomembranas bajo cargas verticales de la pila

de lixiviación. Para el ensayo se utilizó una geomembrana LLDPE simple, texturada, de 2.0 mm de espesor la que estuvo confinada por dos materiales: en su parte inferior con el material de baja permeabilidad y en su parte superior material para sobre-revestimiento.

El análisis es del tipo cualitativo, lo que nos permite apreciar y evaluar la geomembrana al concluir el ensayo; si esta presenta pequeñas zonas con ligeras deformaciones producto de la fluencia de la geomembrana. Luego del cual la geomembrana es ensayada con aplicación de vacío negativo de 6 psi para verificar que la geomembrana no presenta fisura alguna. El reporte de laboratorio es presentado en el Anexo 2.3.

Como resumen del ensayo se puede afirmar que la geomembrana ensayada en los tres casos con diferentes materiales de cantera, solo presento pequeñas zonas de fluencia y no se detectó perforaciones en forma visual, ni con aplicación de vacío (6 psi, negativo).

A partir de los resultados de los ensayos realizados se puede concluir que es factible utilizar la geomembrana de 2.0 mm de espesor como revestimiento impermeable para el pad de lixiviación.

4.5 MODELAMIENTO GEOTÉCNICO

Caracterización Geotécnica de los Materiales

Las propiedades de los materiales fueron obtenidas a partir de ensayos de laboratorio de cada uno de los materiales involucrados en los análisis.

Los materiales que controlan las condiciones de estabilidad en las pilas de lixiviación corresponden al mineral que será apilado y a la interface más débil suelo/geomembrana, que generalmente corresponde al contacto entre la geomembrana y el suelo de baja permeabilidad. Para la determinación de los parámetros geotécnicos de estos materiales se realizaron ensayos de resistencia cortante a gran escala y ensayos de compresión triaxial.

Mineral

El mineral que será depositado en el pad provendrá directamente de las operaciones de minado en el tajo (mineral ROM). El mineral ROM corresponde a un material gravoso y arenoso de apropiadas características geotécnicas, clasificados como GW se estima un ángulo de fricción de 37° y cohesión nula, como valores conservadores.

Interface Suelo-Geomembrana

Para el análisis de estabilidad se consideró utilizar una envolvente bi-lineal para la interface geomembrana/suelo de baja permeabilidad, debido a que de esta manera se pueden modelar las variaciones que experimentan los esfuerzos (esfuerzos altos y bajos), ante las sollicitaciones que se dan en los análisis de estabilidad en pilas de lixiviación. De manera conservadora se utilizó la menor envolvente de las obtenidas, la cual se muestra en la Cuadro N° 29.

Relleno Estructural

Los materiales identificados como relleno estructural presentan granulometría gruesa y apropiadas características geotécnicas. Su granulometría corresponde a una clasificación SUCS de GC y GM. Asimismo, se realizó un ensayo de compactación para obtener las propiedades de humedad óptima y densidad seca. Los triaxiales de acuerdo a estos resultados se estima un ángulo de fricción conservador de 35° y cohesión nula.

Depósito Aluvial

Estos depósitos se caracterizan por poseer suelos con una matriz variable que clasifican como GM, según el sistema SUCS. De acuerdo al ensayo de corte triaxial consolidado no drenado (CU) efectuado, estos materiales poseen parámetros geotécnicos tales como: cohesión 10 kPa y ángulo de fricción de 32° .

Basamento Rocoso

En el pad de lixiviación el macizo rocoso se registra a poca profundidad en los depósitos superficiales próximos a la zona y se encuentra a mayor profundidad en la zona de humedales y bofedales, identificados como volcans clásticos, andesíticos, cubiertos por material residual.

A partir de la clasificación geomecánica de estos materiales obtenidos de los datos de perforaciones y ensayos triaxiales, se consideró dos tipos de basamentos rocoso con parámetros geotécnicos de que varían de 80 a 100 kPa y de 21° a 26° para la cohesión y ángulo de fricción respectivamente, para macizos rocosos cuya calidad va de mala a regular (rocas de dureza mayor a R2.0).

El análisis de estabilidad según las secciones geotécnicas analizadas es resumido en el Cuadro N° 28.

Cuadro N° 28. - Propiedades de Materiales Para el Análisis de Estabilidad de Taludes

Material	γ_{total} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	C (kpa)	Φ (°)
Mineral	17.0	18.0	0	37
Over Liner	17.0	18.0	0	37
Interfase geomembrana lisa LLDPE/suelo baja permeabilidad	15.7	16.7	*	*
Relleno estructural	17.6	18.6	5	34.9
Grava	18.1	19.1	10	32
Basamento rocoso	20.0	22.0	12900	49.50
Suelo Residual	17.6	18.6	1	29

Fuente: Resultados de Laboratorio
* Ver Cuadro N° 29

Cuadro N° 29. - Envoltente Bi-Lineal de Interfase Geomembrana/Suelo Baja Permeabilidad

Esfuerzo Normal (kpa)	Esfuerzo Cortante (kpa)
0.00	0.00
100	35.0
200	63.0
400	125.0
800	247.0

Fuente: Ensayo de Laboratorio

4.5.1 Análisis de Estabilidad de Taludes

Metodología de Análisis

Para el análisis de estabilidad de taludes, se utilizó el programa de cómputo SLIDE, versión 6.0. Este es un programa que permite desarrollar la geometría del talud y la definición de los tipos y propiedades de los materiales de manera bidimensional.

Cálculo del factor de seguridad

Se usará la teoría de equilibrio límite por el método de dovelas para los modos de falla circular y no circular tipo Bloque teniendo en cuenta las restricciones del Cuadro N° 8 y Cuadro N° 9.

Los resultados del análisis de estabilidad se muestran en el Cuadro N° 32.

Propiedades de los materiales

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

Criterios de Diseño

Para el caso de estudio usamos los factores de seguridad estático y pseudo-estático serán los considerados comúnmente en la práctica estándar para este tipo de estructuras, los valores se muestran en el Cuadro N° 30.

Para el caso del coeficiente sísmico, usamos los valores propuestos por la (Guía ambiental, 1996), por ser considerada como la más rigurosa, los valores se muestran en el Cuadro N° 31.

Cuadro N° 30. - Factor de seguridad - Práctica Estándar

Caso	Factor de seguridad (mínimo)
Estático	1.4
Pseudo-estático	1.0

Fuente: Elaboración propia

Cuadro Nº 31. - Coeficiente sísmico

Caso	Valor
PGA (dato)	0.25
Coeficiente sísmico Horizontal	$K_h = 0.6 \times (\text{PGA}) = 0.15$
Coeficiente sísmico Vertical	$K_v = 2/3 \times K_h = 0.10$

Fuente:(Guía Ambiental, 1996)

Condiciones Analizadas

- Se ha considerado las condiciones más críticas de mayor altura y el nivel de desplante de mayor pendiente, considerando la máxima capacidad de carga y almacenamiento. El talud crítico presenta una altura máxima, medida desde el pie del componente hasta el último nivel proyectado.
- Se consideran que las propiedades de los materiales que conforman el perfil del talud son homogéneos e isotrópicos y que la ruptura del talud se produciría como resultado de fallas simultáneas y progresivas a lo largo de la superficie de falla;
- Para el análisis estático y pseudo-estático han sido modelados considerando la existencia de superficies de falla circular y/o no circular según corresponda;
- Para el análisis de estabilidad del PAD de lixiviación, se ha asumido que el nivel de la solución estará como máximo a 2 m por encima del fondo del revestimiento de geomembrana, lo cual es una hipótesis conservadora para instalaciones revestidas que coleccionarán solución mas no la almacenarán. Este nivel de solución actuará como un nivel freático afectando principalmente las propiedades del mineral localizado en el fondo del PAD y eventualmente de la interface, lo que también es una asunción conservadora ya que la interface estará aislada del contacto con la solución a través de la geomembrana;
- Para el análisis de estabilidad del PAD, se ha asumido que el nivel freático estará como máximo a 2.0 m debajo de la superficie de nivelación proyectada. Este nivel de agua actuará como un nivel piezométrico afectando principalmente al suelo residual y el basamento rocoso, lo cual es una hipótesis conservadora.

Resultados

- En el Cuadro N° 32, se muestran los resultados obtenidos usando el software Slide 6.0, usando los criterios del Cuadro N° 15, estos valores son obtenidos de manera determinística.

Cuadro N° 32. - Resultados Obtenidos del Análisis de estabilidad

Método	FS	Momento Resistente (kN-m)	Momento Actuante (kN-m)	Fuerza Horizontal Resistente(kN)	Fuerza Horizontal Actuante (kN)
CASO FALLA CIRCULAR (ESTÁTICO)					
Ordinary/fellenius	1.69	2.54E+07	1.50E+07	-	-
Bishop simplified	1.90	3.28E+07	1.72E+07	-	-
Janbu simplified	1.72	-	-	116784	68047.1
Janbu corrected	1.84	-	-	182003	98750.5
Spencer	1.86	3.59E+07	1.93E+07	113833	61173.3
Corp of eng#1	1.90	-	-	17924	9439.79
Corp of eng#2	1.90	-	-	37698.4	19856.6
Lowe-karafiath	1.89	-	-	173341	91629.8
Gle/morgenstem-price	1.88	3.63E+07	1.93E+07	113940	60549.4
Promedio:	1.84				
CASO FALLA CIRCULAR (PSEUDO-ESTÁTICO)					
Ordinary/fellenius	1.14	2.39E+07	2.10E+07	-	-
Bishop simplified	1.28	9.37E+07	7.33E+07	-	-
Janbu simplified	1.15	-	-	-	96745.2
Janbu corrected	1.24	-	-	119674	96745.2
Spencer	1.25	5.14E+07	4.12E+07	164615	131975
Corp of eng#1	1.25	-	-	164786	131643
Corp of eng#2	1.28	-	-	150564	117733
Lowe-karafiath	1.24	-	-	164811	132707
Gle/morgenstem-price	1.28	3.41E+07	2.67E+07	108513	85013
Promedio:	1.23				
CASO FALLA NO CIRCULAR TIPO BLOQUE (ESTÁTICO)					
Janbu simplified	1.68	-	-	26416.9	15684.4
Janbu corrected	1.80	-	-	28287	15684.4
Spencer	1.84	6.36E+06	3.46E+06	28032.1	15260.9
Corp of eng#1	1.96	-	-	27148.3	13842.9
Corp of eng#2	1.80	-	-	32639.1	18117.4
Lowe-karafiath	1.92	-	-	33412.5	17400.7
Gle/morgenstem-price	1.85	6.03E+06	3.26E+06	26793.3	14506.2
Promedio:	1.84				
CASO FALLA NO CIRCULAR TIPO-BLOQUE (PSEUDO-ESTÁTICO)					
Janbu simplified	1.14	-	-	24927.1	21941.4
Janbu corrected	1.22	-	-	26691.6	21941.4
Spencer	1.25	5.50E+06	4.39E+06	25174.3	20075.6
Corp of eng#1	1.42	-	-	79801.9	56151.5
Corp of eng#2	1.26	-	-	31503.5	24960.8
Lowe-karafiath	1.27	-	-	31896.8	25059.1
Gle/morgenstem-price	1.27	5.67E+06	4.47E+06	25918.9	20427.1
Promedio:	1.26				

Fuente: Resultados Obtenidos con el Software Slide 6.0

Los detalles de los cálculos son mostrados en el Anexo ANEXO 3.0

En el Cuadro N° 33 se muestran los resultados obtenidos usando el software Slide 6.0, activando el módulo de estadística (probabilístico) con el método de montecarlo, tal como se muestran en la Figura N° 16 y Figura N° 17.

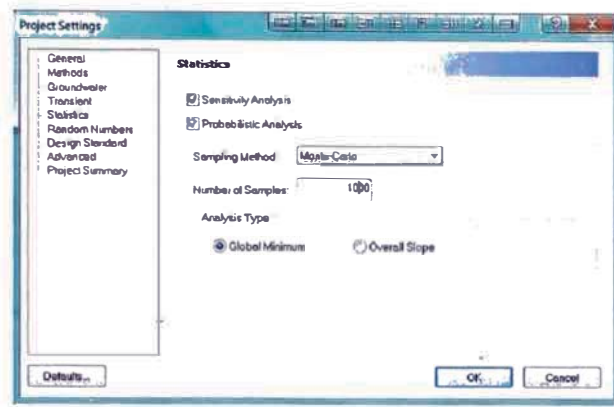


Figura N° 16. - Modulo Estadística – Slide 6.0

#	Material Name	Property	Distribution	Mean	Std. Dev.	Rel. Min	Rel. Max
1	MINERAL	Cohesion	^ Normal	0	2	0	6
2	MINERAL	Phi	^ Normal	37	2.775	8.325	8.325
3	MINERAL	Unit Weight	^ Normal	17	1.36	4.08	4.08
4	OVER LINER	Cohesion	^ Normal	0	0	0	5
5	OVER LINER	Phi	^ Normal	37	2.775	8.325	8.325
6	OVER LINER	Unit Weight	^ Normal	17	1.36	4.08	4.08
7	CLAY	Unit Weight	^ Normal	15.7	1.256	3.768	3.768
8	GRAVA	Cohesion	^ Normal	10	2	5	6
9	GRAVA	Phi	^ Normal	32	2.625	7.875	7.875
10	GRAVA	Unit Weight	^ Normal	18.1	1.448	4.344	4.344
11	RELLENO	Cohesion	^ Normal	5	2	5	6
12	RELLENO	Phi	^ Normal	34.9	2.6175	7.8525	7.8525
13	RELLENO	Unit Weight	^ Normal	17.6	1.408	4.224	4.224

Figura N° 17. - Propiedades estadísticas de los materiales

En la Figura N° 17, se muestran las propiedades estadísticas de los materiales, que fueron obtenidas según recomendaciones del Cuadro N° 12, donde se asume que los valores de los materiales tiene una distribución Normal.

En el Cuadro N° 33 se muestran los resultados obtenidos del análisis probabilístico.

Cuadro N° 33. - Resultados Obtenidos del Análisis de estabilidad probabilístico

Método	FACTOR DE SEGURIDAD				Probabilidad de Falla (fallas / 1000 validas)	(assuming normal distribución)	Reliabilit y index:	Distribución con mejor Ajuste
	Prom	Desv . Est.	Min	Máx				
CASO FALLA CIRCULAR (ESTÁTICO)								
Ordinary/fellenius	1.70	0.141	1.33	2.19	0.00%	4.97	6.37	Gamma
Bishop simplified	1.87	0.162	1.42	2.45	0.00%	5.38	7.22	Lognormal
Janbu simplified	1.72	0.133	1.36	2.18	0.00%	5.38	6.93	Gamma
Janbu corrected	1.84	0.132	1.50	2.27	0.00%	6.35	8.45	Lognormal
Spencer	1.90	0.122	1.56	2.28	0.00%	7.38	9.99	Lognormal
Corp of eng#1	1.89	0.161	1.42	2.45	0.00%	5.53	7.45	Lognormal
Corp of eng#2	1.87	0.162	1.42	2.45	0.00%	5.40	7.24	Lognormal
Lowe-karafiath	1.90	0.150	1.51	2.42	0.00%	5.97	8.05	Lognormal
Gle/morgenstem-price	1.89	0.122	1.56	2.28	0.00%	7.31	9.86	Lognormal
CASO FALLA CIRCULAR (PSEUDO-ESTÁTICO)								
Ordinary/fellenius	1.14	0.093	0.82	1.44	5.90%	1.46	1.52	Gamma
Bishop simplified	1.27	0.094	0.96	1.58	0.10%	2.90	3.24	Lognormal
Janbu simplified	1.14	0.090	0.83	1.44	4.20%	1.61	1.68	Gamma
Janbu corrected	1.23	0.097	0.90	1.55	0.80%	2.41	2.63	Gamma
Spencer	1.28	0.102	0.93	1.62	0.30%	2.75	3.07	Gamma
Corp of eng#1	1.25	0.097	0.91	1.57	0.50%	2.54	2.80	Gamma
Corp of eng#2	1.28	0.099	0.93	1.61	0.20%	2.79	3.11	Gamma
Lowe-karafiath	1.24	0.097	0.91	1.56	0.60%	2.47	2.71	Gamma
Gle/morgenstem-price	1.27	0.086	0.96	1.58	0.10%	3.19	3.56	Gamma
CASO FALLA NO CIRCULAR TIPO BLOQUE (ESTÁTICO)								
Janbu simplified	1.70	0.092	1.34	1.96	0.00%	7.66	9.85	Normal
Corp of eng#1	1.97	0.103	1.56	2.29	0.00%	9.47	13.04	Normal
Corp of eng#2	1.85	0.361	1.40	7.12	0.00%	2.35	3.07	Lognormal
Lowe-karafiath	1.94	0.110	1.51	2.25	0.00%	8.57	11.71	
Janbu corrected	1.82	0.098	1.44	2.10	0.00%	8.38	11.12	Normal
Spencer	1.94	0.107	1.53	2.25	0.00%	8.83	12.07	Normal
Gle/morgenstem-price	1.87	0.098	1.48	2.15	0.00%	8.83	11.86	Normal
CASO FALLA NO CIRCULAR TIPO BLOQUE (PSEUDO-ESTÁTICO)								
Janbu simplified	1.15	0.059	0.91	1.32	0.87%	2.46	2.61	Normal
Corp of eng#2	1.27	0.073	0.99	1.51	0.10%	3.74	4.18	Beta
Corp of eng#1	1.53	0.209	1.07	2.17	0.00%	2.55	3.08	Triangular
Spencer	1.40	0.298	1.03	2.45	0.00%	1.34	1.49	Beta
Janbu corrected	1.23	0.064	0.98	1.41	0.12%	3.57	3.93	Normal
Lowe-karafiath	1.29	0.074	1.01	1.49	0.00%	3.89	4.37	Beta
Gle/morgenstem-price	1.28	0.069	1.02	1.48	0.00%	4.08	4.58	Normal

Fuente: Resultados Obtenidos con el Software Slide 6.0

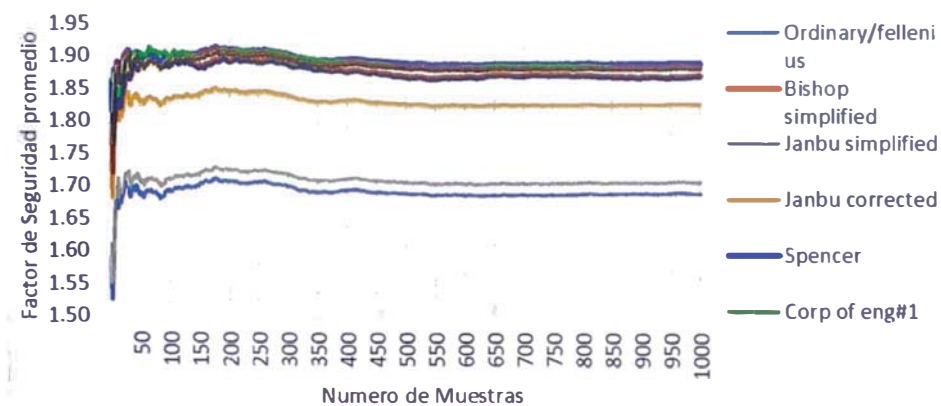


Figura N° 18. – Factor de seguridad promedio vs Número de muestras de estabilidad

En el Cuadro N° 34, se muestran los resultados de los análisis de estabilidad, para el método de spencer.

Cuadro N° 34. - Resultados de los Análisis de Estabilidad

Sección Geotécnica Analizada Pad de Lixiviación	Caso (Spencer)	FS		FS (mínimo)	
		Estático	Pseudo-estático k=0.14	Estático	Pseudo-estático kh=0.6PGA
Sección 1	Falla circular	1.86 (PF:0.0%)	1.28 (PF:1.0%)	1.4	1.0
	Falla tipo bloque	1.84 (PF:0.0%)	1.25 (PF:0.0%)	1.4	1.0

Fuente: Elaboración propia

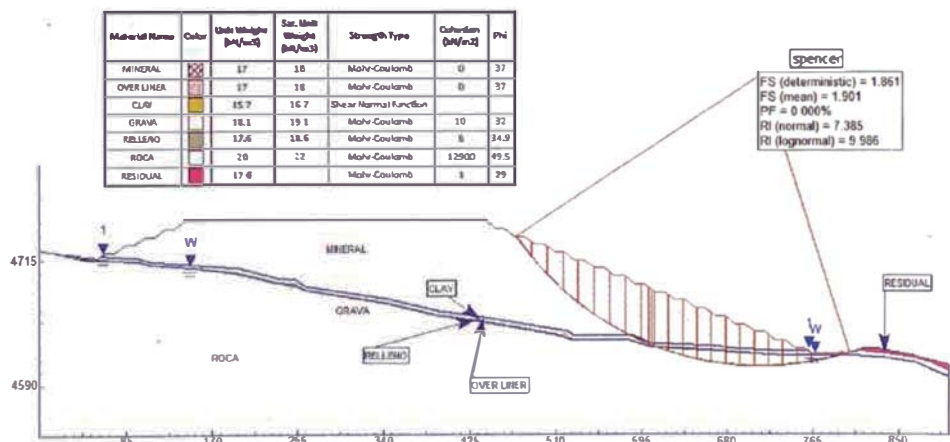


Figura N° 19. - Análisis de estabilidad - Estático - Falla Circular

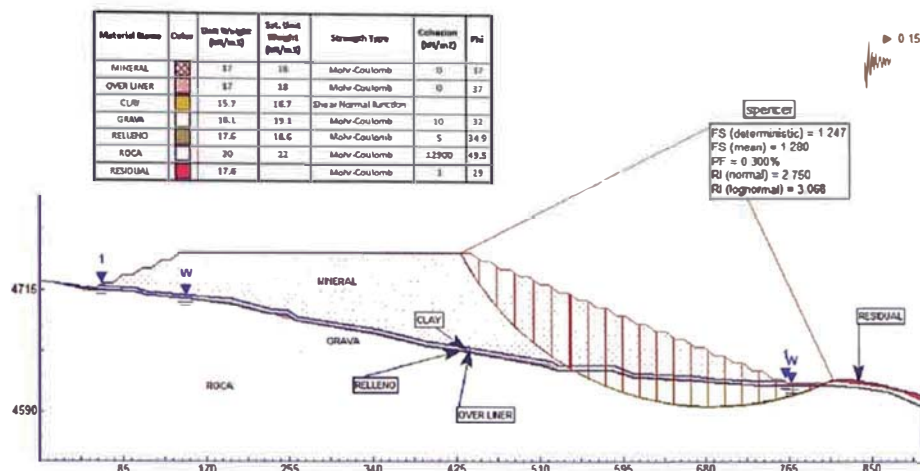


Figura N° 20. - Análisis de estabilidad - Pseudo-estático - Falla circular

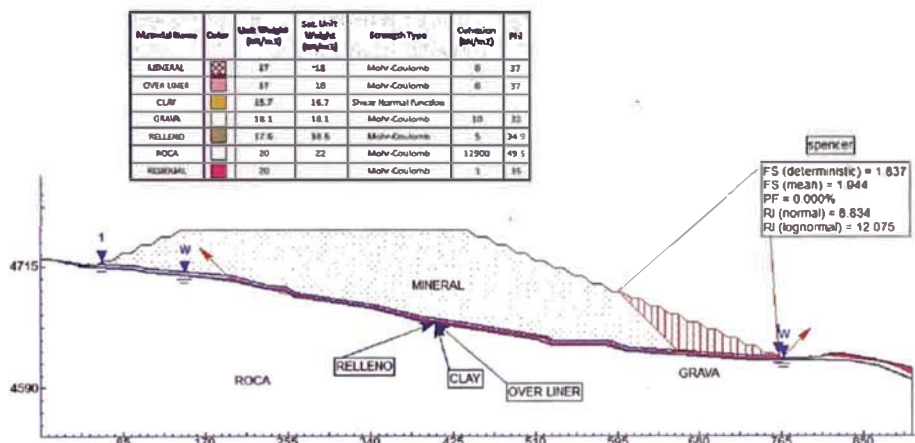


Figura N° 21. - Análisis de estabilidad - Estático - Falla No circular (Tipo Bloque)

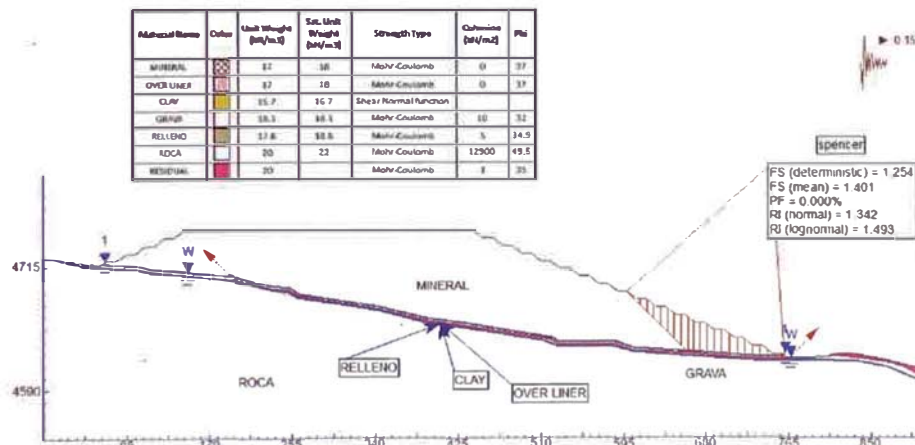


Figura N° 22. - Análisis de estabilidad - Pseudo-Estático - Falla No circular (Tipo Bloque)

4.5.2 Análisis de Esfuerzo-Deformación

Generalidades

El comportamiento esfuerzo - deformación de un cuerpo viene definido por la relación entre los esfuerzos aplicados y las deformaciones producidas, la principal ventaja del presente análisis es que considera las relaciones tensión – deformación que sufren los materiales durante el proceso de deformación y rotura, siendo estas relaciones las que dan la pauta de su comportamiento y las que controlan su resistencia.

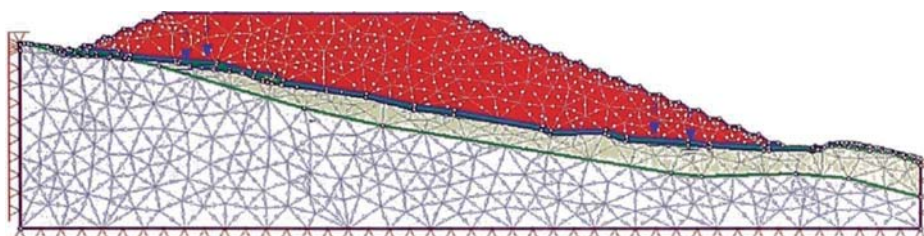


Figura N° 23. - Modelo por Elementos finitos (MEF)

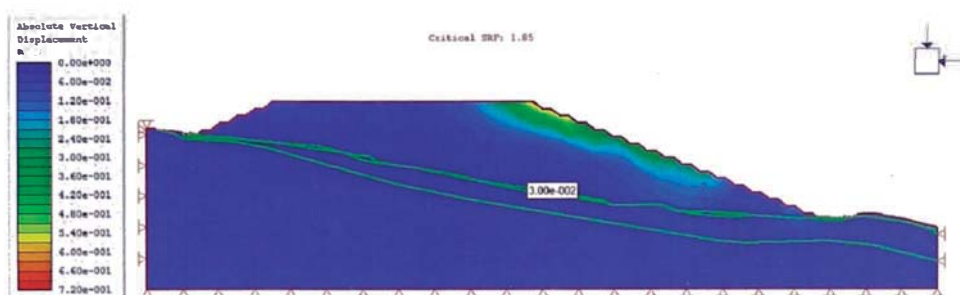


Figura N° 24. Desplazamientos Verticales en la interfase U_y

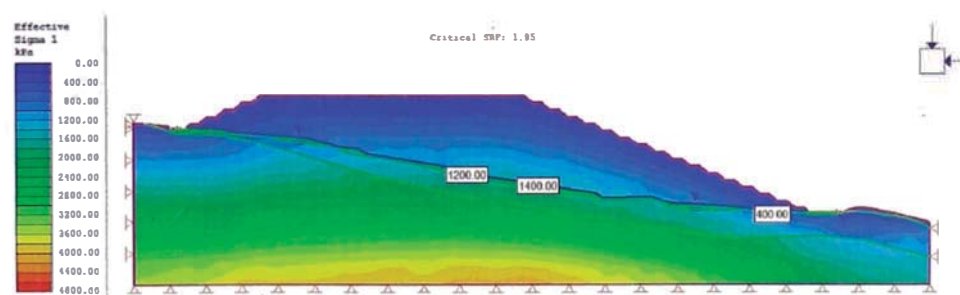


Figura N° 25. - Esfuerzo Efectivo en la Interfase $\sigma'1$

Cuadro N° 35. - Resumen de Resultados Obtenidos análisis de esfuerzo-Deformación

Descripción	Desplazamientos Verticales (m) Uy máx	Esfuerzos Efectivos (kN/m ²) $\sigma'1$ máx.
Pad de Lixiviación	0.003	1400

Fuente: Elaboración propia

4.6 MONITOREO GEOTÉCNICO

Se recomienda la instalación de los siguientes instrumentos de monitoreo geotécnico:

- 1 piezómetro en el área del pad de lixiviación;
- 1 inclinómetros en el camino de acceso al pie del pad de lixiviación;
- 1 acelerógrafo en la zona de acceso al pie del pad de lixiviación.
- 2 Hito topográfico en la zona de acceso al pie del pad de lixiviación.

Los piezómetros permiten evaluar las variaciones del nivel freático en una zona específica y los inclinómetros permitirán medir los desplazamientos que pudieran ocurrir como resultado del apilamiento de mineral en las capas siguientes. Por otro lado, el acelerógrafo permitirá el registro de las aceleraciones que se produzcan en la zona del proyecto como consecuencia de la ocurrencia de movimiento sísmico, lo cual a su vez permitirá verificar el comportamiento sísmico de la pila de lixiviación. La disposición en planta y los detalles se encuentra en los anexos (ver plano GT-05).

Frecuencia de Monitoreo

Los instrumentos de monitoreo geotécnicos propuestos deberán ser monitoreados con las frecuencias indicadas en el Cuadro N° 36.

Cuadro N° 36. - Frecuencias de Monitoreo Geotécnico

Instrumento	Frecuencia	
	Estación lluviosa	Estación seca
Inclinómetro	dos veces por mes	una vez al mes
Piezómetros hidráulicos	dos veces por mes	una vez al mes
Acelerógrafo	en caso de sismo	en caso de sismo
Hito topográfico	una vez al mes	una vez al mes

Fuente: Elaboración propia

4.7 RESULTADOS OBTENIDOS

Recomendaciones Generales

Pad de Lixiviación

Los taludes de apilamiento de diseño emplean bancos de 8 m de altura, taludes intermedios de 1.3H:1V y anchos de berma de 9.4 m, que definen un talud global de 2.5H:1V para el mineral a depositar.

Limpieza, Desbroce y Desencapado

Previo a los trabajos de nivelación del área, se deberán realizar trabajos de preparación de la superficie de cimentación competente; estos trabajos incluyen la remoción y eliminación de material orgánico (topsoil) y materiales inadecuados.

Nivelación

El plano de nivelación del pad ha sido diseñado para tener una pendiente mínima de 2% en la parte más baja, a fin de garantizar un drenaje efectivo de la solución mediante tuberías principales de colección que convergen en la caja de colección de solución.

Sistema de Revestimiento

El sistema de revestimiento consistirá en la colocación de una capa de suelo de baja permeabilidad (soil liner) de 300 mm (mínimo) de espesor. Sobre esta capa se colocará una geomembrana de polietileno de baja densidad lineal (LLDPE) de 2.0 mm (80 mil) de espesor, texturada por un solo lado (SST), la cual se cubrirá con una capa de sobre-revestimiento (material granular) de 500 mm de espesor.

Suelo de Baja Permeabilidad

El material para revestimiento de suelo (suelo de baja permeabilidad o soil liner), consistirá de suelos arcillosos (arcilla, arena arcillosa, grava arcillosa), acondicionado a una humedad adecuada y compactado de acuerdo con los requerimientos indicados en las Especificaciones Técnicas. Asimismo, se debe garantizar que los 100 mm superiores de esta capa de revestimiento de suelo, no

presente gravas angulosas de tamaño mayor a 25 mm, que podrían dañar la geomembrana durante su instalación o durante la descarga del mineral y las operaciones de lixiviado.

CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

- Se establecieron los principales criterios a tener en cuenta para el diseño geotécnico en base en base a la bibliografía existente, experiencia profesional y cálculos de proceso para el diseño geotécnico de pilas de lixiviación de mineral.
- Existen siete puntos básicos que dominan el diseño geotécnico de una pila de lixiviación: Investigaciones de Campo, ensayos de laboratorio, caracterización de los materiales, condiciones del lugar (hidráulica, sismicidad, etc.), estabilidad de taludes, esfuerzo-deformación del conjunto y cumplimiento de normatividad actual.
- Usando los criterios básicos de diseño geotécnico, se aplicó para el caso de un pila de lixiviación cimentada en grava, se realizó el análisis de estabilidad de taludes por diversos métodos usando la teoría de equilibrio límite con la condición de falla circular, y no circular tipo bloque, se obtuvo un factor de seguridad global de mínimo mayor a 1.84 para el caso estático, y para el caso pseudo estático de 1.25, lo cual se considera un diseño aceptable.
- Los resultados demuestran que el asentamiento, no es una variable fundamente para el diseño geotécnico de pilas de lixiviación.

5.2 RECOMENDACIONES

- La elección del coeficiente de sismicidad, es predominante para el análisis de estabilidad, puesto que este coeficiente domina sobre el factor de seguridad, por lo que se requiere un estudio detallado del riesgo sísmico de la zona de estudio para no sobredimensionar los cálculos.
- Se debe diseñar para su capacidad máxima, ya que es posible que durante la operación existan las ampliaciones de la pila de lixiviación.
- Realizar un análisis probabilístico de la estabilidad de taludes debido a la variabilidad de las condiciones geotécnicas.
- Se debe realizar un monitoreo constante.

BIBLIOGRAFÍA

- ABRAMSON, L. W., LEE, T. S., SHARMA, S., & BOYCE, G. M. (2001). *SLOPE STABILITY AND STABILIZATION METHODS*. New York: John Wiley & Sons.
- Ale, J. D., Clariá, J. J., & Bonalumi, A. A. (s.f.). *Diseño Geotécnico de Pilas de Lixiviación. Diseño Geotécnico de Pilas de Lixiviación*.
- Alva Hurtado, J. (2007). *Diseño de Cimentaciones*. Lima: Instituto de la Construcción y Gerencias, FONDO EDITORIAL ICG PT-35.
- Ayuso Muñoz, J., Caballero Repullo, A., Lopez Aguilar, M., Jiménez Romero, J. R., & Agrela Sainz, F. (2010). *CIMENTACIONES Y ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN DE TIERRAS*. Madrid: BELLISCO. Edición Técnicas y Científicas.
- Barraza, A. S. (2011). *Comportamiento sísmico de taludes de roca, Aplicación del Método de Newmark*. MADRID: UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID.
- Bureau of Mining Regulation and Reclamation. (22 de abril de 1994). *NEVADA DIVISION OF ENVIRONMENTAL PROTECTION (NDEP)*. Recuperado el 01 de Marzo de 2014, de STABILITY REQUIREMENTS HEAP LEACH PADS: <http://ndep.nv.gov/bmrr/file/stabilit.pdf>
- Cárdenas, F., Díaz, M., Guajardo, C., & Belén Oliva, M. (2006). *LIXIVIACION DE MINERALES MEDIANTE PILAS Y BATEAS*. Santiago de Chile.
- Das, B. M. (2001). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. México: Thomson Editores S.A.
- Duncan, J. M. (s.f.). *Factors of safety and reliability in geotechnical engineering* (Vol. 126).
- Guía Ambiental. (1996). *Guía Ambiental para proyectos de Lixiviación en Pilas*. (G. P. Ministerio de Energía y Minas, Editor, & G. d., Productor) Recuperado el Marzo de 2014, de <http://www.minem.gob.pe/minem/archivos/file/dgaam/guias/lixiviacion.pdf>
- Hidalgo Montoya, C. A. (2011). *HERRAMIENTAS PARA ANÁLISIS POR CONFIABILIDAD EN GEOTECNIA: LA TEORÍA*. *Revista Ingenierías Universidad de Medellín*, 70-77.

Hidalgo, C. A. (2003). *Determinación de la resistencia de* (Vol. 1). Revista Ingenierías Universidad de Medellín.

Hidalgo, C. (s.f.). *Caracterización de un macizo rocoso utilizando ensayos de carga puntual y triaxiales*. Memorias de la XII Conferencia Panamericana de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica.

Hiskey, J., & Brent. (1985). *Gold and Silver Extraction; the Application of Heap-leaching Cyanidation* (Vol. 15).

<http://ocw.camins.upc.edu/>. (2014). *Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona*. Recuperado el 01 de Marzo de 2014, de Camins Open CourseWare: http://ocw.camins.upc.edu/materials_guia/250240/2013/tema_2_reconocimiento.pdf

<http://www.scielo.org.co/>. (01 de Marzo de 2014). *Herramientas para análisis por confiabilidad en geotecnia: Aplicación*. Recuperado el 01 de Marzo de 2014, de http://www.scielo.org.co/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1692-33242011000100009

Kerguelen Argumedo, A. (2009). *Análisis probabilístico de Estabilidad de Taludes*. Universidad de los Andes, Tesis de Maestría.

Manrique Martinez, J. A. (2005). *“Manejo de pilas de Lixiviación de Oro en Minera Yanacocha S.R.L.”*. Lima: Informe profesional para titulación, FIGMMG-E.A.P. INGENIERÍA METALÚRGICA - UNMSM.

NEWMARK, N. M. (1965). Effects of earthquakes on dams and embankments. *Geotechnique*, Vol 5.

NORMA TÉCNICA CE020. (2012). *ESTABILIZACIÓN DE SUELOS Y TALUDES*. Lima: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.

NORMA TÉCNICA CE020. (2012). *ESTABILIZACIÓN DE SUELOS Y TALUDES*. Lima.

NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIONES E030. (2003). *E.030 DISEÑO SISMORESISTENTE*. Lima: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.

- NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIONES E050. (1997). *E.50 SUELOS Y CIMENTACIONES*. Lima: Ministerio de Vivienda y Construcción, SENCICO.
- Rennat, E., & Miller, S. (1997). *Ministerio de Energía y Minas*. Recuperado el Marzo de 2014, de GUIA AMBIENTAL PARA LA ESTABILIDAD DE TALUDES DE DEPOSITOS DE DESECHOS SOLIDOS DE MINA: <http://www.minem.gob.pe/minem/archivos/file/DGAAM/guias/guiaestabilidad.pdf>
- Ribeiro, R. H. (2008). *Aplicações de probabilidade e estatística em análises geotécnicas*. Río de Janeiro: Pontificia Universidade Católica do Rio de Janeiro.
- ROCA ROJAS, M. E. (2000). *ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES A TRAVÉS DEL MÉTODO ESFUERZO-DEFORMACIÓN*. LIMA: Tesis de grado, UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA.
- Rocscience. (2012). Análisis de Estabilidad de Taludes. *Curso Internacional de Análisis de Estabilidad de Taludes, dictado por Carlos Carranza-Torres, PhD*. Lima: Rocscience, INC.
- Rocscience. (2014). *Slide Tutorials*. Recuperado el Marzo de 2014, de http://www.rocscience.com/help/slide/webhelp/tutorials/Slide_Tutorials.htm
- Rocscience. (Marzo de 2014). *Strength Type*. Recuperado el 01 de Marzo de 2014, de Strength Type: http://www.rocscience.com/help/slide/webhelp/slide_model/materials/Strength_Type.htm
- Rocscience. (Marzo de 2014). *Phase2 Tutorials*. Recuperado el Marzo de 2014, de http://www.rocscience.com/help/phase2/webhelp/tutorials/Phase2_Tutorials.htm
- Taylor, J. H., & Whelan, P. F. (1942). *The Leaching of Cupreous Pyrites and the Precipitation of Copper at Rio Tinto*. Spain: Institution of Mining and Metallurgy Bulletin.
- Thortad, L. E. (1987). *Hoe Heap Leaching Changed the West*. Vancouver: World Investment News, a Pacific Regency Publication.

USACE. (1999). *Risk-Based Analysis in Geotechnical Engineering for Support of Planning Studies*. U. S. Army Corps of Engineers.

Vargas Tapia, R. R. (2013). *ANÁLISIS DE LA INFLUENCIA DE LA VARIABILIDAD DE LOS PARÁMETROS GEOTÉCNICOS EN EL DISEÑO GEOTÉCNICO DE MUROS DE CONTENCIÓN, UTILIZANDO EL MÉTODO MONTE CARLO*. Lima: PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ.

Vector Engineering, Golden, Colorado USA. (Diciembre de 2005). *A TALE OF TWO CONDITIONS: HEAP LEACH PAD VERSUS LANDFILL LINER*. Recuperado el 01 de Marzo de 2014, de http://www.ausenco.com/uploads/papers/64010_A_Tale_of_Two_Conditions__Heap_Leach_Pad_Versus_Landfill_Liner_Strengths.pdf

Yanacocha. (2013). *Yanacocha*. Recuperado el 2013, de <http://www.yanacocha.com.pe/operaciones/proceso-de-produccion/>

ANEXOS