

**GUIA AMBIENTAL PARA LA ESTABILIDAD DE TALUDES
DE DEPOSITOS DE DESECHOS SOLIDOS DE MINA**

Elaborada para:

**Ministerio de Energía y Minas
Dirección General de Asuntos Ambientales
Lima 41, Perú**

Elaborada por

**Eerik A. Rennat
Shepherd Miller, Inc.
3801 Automation Way, Suite 100
Fort Collins, CO 80525 - EE.UU.
(1) 970 223-9600
Agosto de 1997**

CONTENIDO

1.0 INTRODUCCION

1.1 Propósito y Alcance

1.2 Efectos Ambientales de Fallas de Taludes

2.0 UBICACIÓN DE DEPÓSITOS DE DESECHOS

2.1 Factores Geológicos y Geotécnicos

2.2 Factores Hidrológicos

3.0 HIDROLOGIA

3.1 Efectos Topográficos

3.2 Selección de Avenidas de Diseño

3.2.1 Enfoque Probabilístico

3.2.2 Enfoque Determinista

3.2.3 Riesgo de Falla

3.2.4 Resumen

4.0 INVESTIGACIONES DEL SITIO

4.1 Introducción

4.2 Investigaciones de Campo

4.2.1 Mapas

4.2.2 Investigaciones Geológicas y Geotécnicas

4.2.2.1 Generalidades

4.2.2.2 Taladros

4.2.2.3 Calicatas

4.2.2.4 Registros

4.2.3 Muestreo

4.2.4 Pruebas de Campo

4.2.5 Pruebas de Laboratorio

4.2.5.1 Generalidades

4.2.5.2 Distribución del Tamaño del Grano

4.2.5.3 Gravedad Específica

4.2.5.4 Densidad Relativa

4.2.5.5 Límites Atterberg

4.2.5.6 Humedad - Densidad

4.2.5.7 Resistencia al Corte

4.2.5.8 Consolidación

4.2.5.9 Permeabilidad

4.3 Investigaciones de Roca de Desmonte

5.0 ESTABILIDAD DE TALUDES

5.1 Análisis de Estabilidad

- 5.1.1 Criterios
- 5.1.2 Métodos
- 5.2.3 Estabilidad de Pilas de Roca de Desmonte
- 5.3 Análisis Sísmico**
 - 5.3.1 Introducción
 - 5.3.2 Sismicidad
 - 5.3.3 Selección de Aceleración Sísmica
 - 5.3.4 Evaluación de Licuefacción
 - 5.3.4.1 Prueba Estándar de Penetración (PEP)
 - 5.3.4.2 Prueba de Penetrómetro Cónico (PPC)
 - 5.3.4.3 Conclusiones
- 5.4 Deformaciones Sísmicas**
- 5.5 Reboce por la Cresta**
- 5.6 Erosión**
 - 5.6.1 Erosión por el Agua
 - 5.6.1.1 Erosión Interna por el Agua
 - 5.6.1.2 Erosión Externa por el Agua
 - 5.6.2 Erosión por el Viento
- 6.0 MONITOREO Y MANTENIMIENTO DE DEPOSITOS DE DESECHOS**
 - 6.1 Generalidades**
 - 6.2 Requerimientos de Monitoreo**
 - 6.2.1 Descarga de Percolación
 - 6.2.2 Superficie Freática
 - 6.2.3 Presión de Poros
 - 6.2.3.1 Mediciones de Presión de Poros
 - 6.2.3.2 Estimación de Niveles de Piezómetros
 - 6.2.4 Sismicidad
 - 6.2.5 Presión Dinámica de Poros y Licuefacción
 - 6.2.6 Movimientos Verticales
 - 6.2.7 Movimientos Horizontales
 - 6.2.8 Sedimentaciones Diferenciales
 - 6.2.9 Deposición de Relaves
 - 6.3 Registros**
 - 6.4 Actualización de Regulaciones y Procedimientos**
- 7.0 RECUPERACION DE DEPOSITOS DE DESECHOS**
 - 7.1 Generalidades**
 - 7.2 Reboce por la Cresta - Recuperación**
 - 7.3 Inestabilidad de Taludes - Recuperación**
 - 7.4 Erosión Interna - Recuperación**
 - 7.5 Erosión Externa - Recuperación**

- 7.6 Daños por Terremotos - Recuperación
- 7.7 Daños a los Sistemas de Decantación - Recuperación
- 7.8 Contaminación del Agua Subterránea - Recuperación
- 8.0 CIERRE DE DEPOSITOS DE DESECHOS
 - 8.1 Generalidades
 - 8.2 Estabilidad de Masa a Largo Plazo
 - 8.2.1 Estabilidad de Taludes
 - 8.2.2 Estabilidad Sísmica
 - 8.2.3 Estabilidad Hidrológica
 - 8.3 Estabilidad contra la Erosión a Largo Plazo
 - 8.4 Contaminación Ambiental
 - 8.5 Retorno de la Tierra al Uso Productivo
 - 8.6 Métodos de Estabilización
 - 8.6.1 Generalidades
 - 8.6.2 Enrocado
 - 8.6.3 Estabilización Química
 - 8.6.4 Estabilización Vegetativa
 - 8.6.4.1 Generalidades
 - 8.6.4.2 Requerimientos de Vegetación
 - 8.6.4.3 Factores Ambientales
 - 8.6.4.4 Selección de Especies
 - 8.6.4.5 Secuencia de Revegetación
- 9.0 RECOMENDACIONES
- 10.0 REFERENCIAS

LISTA DE TABLAS

| | |
|-----------|---|
| Tabla 3.1 | Ejemplos de Intervalos de Recurrencia de Avenidas de Diseño Requeridos |
| Tabla 5.1 | Procedimientos Generalizados para Efectuar la Estabilidad de Depósitos de Relaves |
| Tabla 5.2 | Resumen de las Condiciones de Análisis de Estabilidad para los Depósitos de Relaves |
| Tabla 5.3 | Características de Métodos Comúnmente Empleados para la Estabilidad de Taludes |
| Tabla 5.4 | Factores Mínimos de Seguridad para el Talud Aguas abajo |
| Tabla 5.5 | Procedimientos Recomendados de PEP |
| Tabla 5.6 | Factores que Afectan a la PEP |
| Tabla 5.7 | Correcciones a la PEP |
| Tabla 7.1 | Medidas de Recuperación Posibles para los Problemas de Inestabilidad de Taludes |
| Tabla 7.2 | Resumen de las Medidas de Control de Percolación Para Prevenir o Mitigar la Contaminación de Agua Subterránea |

LISTA DE FIGURAS

- Figura 4.1 Página de Muestra del Registro de Taladro
- Figura 5.1 Método General de Tajadas que Muestra las Fuerzas que Actúan sobre una Tajada Individual
- Figura 5.2 Relationship of PGA for Rock Sites for Subduction Zone Earthquakes (after Youngs et al., 1997)
- Figura 5.3 Relationship of PGA for Soil Sites for Subduction Zone Earthquakes (after Youngs et al., 1997)
- Figura 5.4 Relationship Between Cyclic Resistance Ratio (CRR) and SPT for Sands and Silty Sands Based on Field Performance Data (after Seed et al., 1985)
- Figura 5.5 Summary of Variation of Cyclic Resistance Ratio (CRR) with Fines Content Based on CPT Field Performance Data (after Stark and Olson, 1995)
- Figura 5.6 Residual Undrained Liquefaction Shear Strength
- Figura 5.7 Permanent Displacement Versus Acceleration Ratio (after Makdisi and Seed, 1978)

GUIA AMBIENTAL PARA LA ESTABILIDAD DE TALUDES DE DEPOSITOS DE DESECHOS SOLIDOS DE MINA

1.0 INTRODUCCION

1.1 Propósito y Alcance

El Ministerio de Energía y Minas del Perú (MEM) ha preparado la Guía Ambiental para la Estabilidad de Taludes de Depósitos de Desechos Sólidos de Mina, financiado por el Banco Internacional de Desarrollo. El propósito principal de esta Guía es proporcionar una perspectiva general de los asuntos de estabilidad de taludes en el planeamiento, diseño, operación, mantenimiento, y cierre de los depósitos de desechos de mina. Dado que la mayoría de desechos de mina consta de relaves, y que los relaves generalmente constituyen el tipo de desecho de mina que causan mayores problemas en el Perú, esta Guía está orientada principalmente hacia los relaves. La mayoría de principios de estabilidad de taludes también se pueden aplicar directamente a otros tipos de desecho de mina. Se realiza una mención específica en los casos donde el comportamiento o tratamiento de otros desechos de mina difieren al de los relaves.

Muchos de los asuntos comprendidos en esta Guía han sido tratados previamente en la "Guía Ambiental para el Manejo de Relaves de Mina" (Vick et. al., Julio de 1995). La Guía de

Estabilidad de Taludes intenta complementar la Guía anterior y tratar ciertos temas con mayor profundidad.

El manejo de estabilidad de taludes de los desechos de minas puede tener un impacto significativo en otras áreas de manejo ambiental, tales como agua superficial y calidad de agua subterránea (drenaje ácido de roca en particular), calidad de agua, e impactos sociológicos. En esta Guía se puede hacer mención de estos otros asuntos ambientales pero no se intenta tratar específicamente estas otras áreas. Se debe coordinar cualquier proyecto significativo de estabilidad de taludes con otros expertos ambientales desde sus respectivos campos.

Uno de los propósitos de esta Guía es su uso como un documento de referencia y soporte técnico. En un sentido más amplio, el propósito de esta Guía es ayudar al personal del sector industrial, de asesoría y del gobierno a comprender los asuntos amplios y complejos relacionados con la estabilidad de taludes, enfatizando no sólo las condiciones de la etapa operativa sino también las posteriores al cierre. Esta Guía está destinada principalmente a lectores que tienen diversos conocimientos técnicos y poca experiencia previa en los temas tratados.

En esta Guía se intenta presentar la tecnología avanzada del manejo de desechos tal como se practica actualmente a nivel mundial, manteniendo al mismo tiempo un equilibrio con la naturaleza y el nivel de tecnología apropiada para el Perú. En este sentido, la tecnología apropiada es aquella que reconoce

que los factores como las características geográficas, climáticas y geológicas son únicas del Perú, así como el nivel de complejidad compatible con su infraestructura y la disponibilidad de capacidad técnica especializada.

El costo del manejo de desechos de mina tendrá una influencia significativa en la viabilidad económica de las operaciones mineras, y este factor debe ser considerado en el contexto de una nación en vías de desarrollo con muchas necesidades económicas y sociales. Los impactos económicos variarán de acuerdo al tamaño y a la complejidad de cada operación minera individual. Por estas razones, esta Guía asume que las prácticas ambientales en el manejo de desechos de mina deben ser implementadas en forma progresiva, con tecnología que se mejore cada vez más y que se desarrolle sistemáticamente a niveles más avanzados a medida que los desarrollos técnicos, socioeconómicos y ambientales del país sigan progresando. De esta forma, se puede continuar en forma sostenible el desarrollo de la tecnología del manejo de desechos de mina y las mejoras ambientales que esto produce.

En esta Guía se toma en cuenta dos advertencias. La primera es que incluso la tecnología internacional más avanzada no necesariamente puede ser aplicada en forma directa, ya que casi siempre se requerirá cambios y adaptaciones para las condiciones únicas del Perú. La segunda es que las condiciones existentes en el Perú son tan variadas como en cualquier país del mundo, por lo que para cada generalización de esta Guía

habrá excepciones para operaciones específicas y sitios específicos.

Finalmente, se reconoce que muchos de los depósitos de desecho de mina en el Perú son tan pequeños para justificar las investigaciones, análisis, y medidas de recuperación a gran escala esbozadas en esta Guía. Esto debería ser responsabilidad del experto en manejo de desechos que es el encargado de determinar qué nivel de esfuerzo es económicamente justificable para el proyecto individual, sin imponer ningún riesgo ambiental o personal. Sería recomendable para las entidades reguladoras como el Ministerio de Energía y Minas desarrollar guías que indiquen el nivel de esfuerzo requerido para clasificaciones diferentes de depósitos de desechos.

1.2 Efectos Ambientales de Fallas de Taludes

Los Efectos ambientales de una falla de talud constan tanto de efectos directos como indirectos. Los efectos directos comprenden la pérdida inmediata de vida humana, y la destrucción de toda estructura, ya sea vida animal o vegetal por el paso de los relaves y/o desechos liberados.

Los efectos indirectos incluyen daños aparentemente menores al medio ambiente. La falla de un depósito de desecho adyacente a una corriente o río puede represar la corriente de agua, causando avenida aguas arriba. La eventual ruptura de la presa temporal de desecho puede ocasionar una avenida significativa

y erosión aguas abajo. La falla de un depósito de desecho en un cuerpo de agua puede causar también la destrucción de la vida acuática. En el corto plazo, esto se debe principalmente a los sedimentos incrementados en el agua desde el desecho de mina. Por otro lado, en el largo plazo, la vida acuática puede ser destruida permanentemente por la contaminación del agua por material de desecho que genera ácido (drenaje ácido de roca) o por metales pesados contenidos en el desecho. Asimismo, la falla de taludes en el terreno puede ocasionar impacto a largo plazo en el crecimiento de vegetación y afectar desfavorablemente la calidad de agua subterránea en el área de la falla. Los efectos indirectos también incluyen los impactos socioeconómicos tales como la pérdida de productividad de la mina debido a una paralización causada por una falla, los costos de reparación de la falla y la pérdida de la tierra afectada para cualquier uso productivo.

2.0 UBICACIÓN DE LOS DEPOSITOS DE DESECHOS

2.1 Factores Geológicos y Geotécnicos

En el Perú, los riesgos geológicos tienen mayor importancia en la ubicación de depósitos de desechos que en la mayoría de los otros países. Los Andes se encuentran entre las montañas más jóvenes del mundo y actualmente continúan creciendo, por lo que ocurren procesos de desgaste de masa de todos los tipos a una velocidad rápida desde el punto de vista geológico. La geomorfología en el Perú es más un asunto de procesos actualmente activos y continuos que de aspectos históricos. Las características del sitio geológico afectan la estabilidad física de las represas y la movilidad de los contaminantes potenciales hacia y dentro del agua subterránea. Si no son demasiado severas, algunas condiciones geológicas adversas pueden ser mitigadas por aspectos (a veces costosos) de diseño de ingeniería, pero otras se evitan mejor cambiando a sitios alternativos. Como mínimo, se necesita un análisis detallado de pares estereoscópicos con fotografía aérea, mediante reconocimiento del terreno, y se requiere, por lo menos, algunas calicatas para proporcionar información relativa al sitio. Frecuentemente se evalúa profundidades de agua subterránea, direcciones de flujo, gradientes, y usos existentes como parte de los estudios ambientales de referencia necesarios, pero si no, también se puede requerir

perforaciones para estudios del sitio.

Se necesita que las condiciones de suelo y roca que pueden afectar desfavorablemente la estabilidad física sean identificadas junto con la extensión y profundidad de cualquiera de dichos depósitos. Esto incluye planos de estratificación mal y/o débilmente orientados; depósitos de arena, limo o grava propensos a la licuefacción que están saturados, o que podrían volverse así bajo la influencia de la percolación de la represa; turba (encontrada en el Perú en terrenos glaciales de los Andes); y arcilla saturada independientemente de su rigidez.

Los aspectos de diseño de presas para tratar los problemas de estabilidad que presentan estos materiales, incluyendo la excavación y remoción, pueden tener mayor influencia en las decisiones referentes a la ubicación, y más tarde en los costos de manejo de desechos si éstos no son identificados en la etapa de localización del sitio. Comentarios similares se aplican a suelos sensibles a la humedad en regiones áridas o semiáridas que son propensos a colapsar si están saturados. Los sitios en los que se encuentran subyacentes suelo o roca conteniendo amplios depósitos solubles como yeso, así como también aquellos en los que se encuentran subyacentes caliza cárstica, se evitan mejor en conjunto.

Algunas condiciones geológicas pueden automáticamente excluir de consideración un sitio. Tales condiciones incluyen:

- La presencia de una falla activa, o una falla inactiva que pueda ser reactivada por el peso y la percolación de la instalación propuesta, debajo o adyacente al sitio.
- La presencia de labores de mina subterránea activas o pasadas directamente debajo o adyacente al sitio.
- Un sitio geológicamente inestable, tal como un desprendimiento o derrumbe de basura. La presencia de un área relativamente plana en el medio de otra forma de terreno escarpado, mientras se presenta un sitio atractivo, debe ser examinada con particular cuidado.
- La presencia de presiones altas de agua subterránea, como lo indican algunas veces los manantiales artesianos en el área del sitio.
- Propensión de un sitio a riesgos geológicos, tal como se describe a continuación.

Los riesgos geológicos incluyen avalanchas y derrumbes. Los derrumbes activos o aspectos periglaciales relativos son fácilmente identificados durante el reconocimiento geológico y deberían ser evitados en caso de producirse ya sea debajo o sobre el depósito. A veces se puede indicar el potencial de avalanchas de rocas grandes por evidencia geológica de casos pasados mediante la evaluación del terreno. Generalmente es notoria la caída de avalancha de nieve; éstas tienen poco efecto en la estabilidad de depósitos como tales, pero pueden presentar un perjuicio para la operación y el acceso.

2.2 Factores Hidrológicos

Debido a la topografía abrupta que presenta gran parte del Perú y a la correspondiente falta de áreas planas para la construcción de depósitos de desecho, muchas de dichas depósitos están ubicados adyacentes a los ríos, corrientes o lagos. Dichas ubicaciones presentan aspectos particulares de diseño y mantenimiento:

- Cuando se efectúa los análisis de estabilidad se debe tomar en cuenta la alta superficie freática natural en suelos de cimentación adyacentes a cuerpos de agua.
- El depósito de desechos debe ser lo suficientemente elevado con respecto a una corriente o río adyacente para evitar cualquier daño al depósito o sus cimientos por la acción erosiva del agua o socavación. Alternativamente, los depósitos deben ser reforzados contra la acción de tales corrientes, por ejemplo, mediante el enrocado. En algunos casos, se puede justificar la derivación de la corriente.
- Incluso si los efectos inmediatos de la corriente no son aparentes, se debe realizar una evaluación geomorfológica del sitio y de la corriente o el río para asegurar la viabilidad a largo plazo y posterior al cierre del sitio. Por ejemplo, se debe considerar la posible migración de meandros de río.

Los volúmenes de flujo de corriente en el Perú varían considerablemente durante el año, siendo más altos al

finalizar la estación de lluvias. Los datos a largo plazo de flujos de corriente son invalorable para predecir los flujos máximos anticipados y las contramedidas de diseño. En caso de que no existan datos adecuados, el profesional de diseño debe elaborar supuestos sobre el peor de los casos.

3.0 **HIDROLOGIA**

3.1 **Efectos Topográficos**

La topografía y la altitud afectan en gran medida el tipo y la cantidad de precipitación que se produce en un área. Muchas de los depósitos de relaves en el Perú están ubicados en áreas montañosas que tienen un relieve topográfico extremo. Estas diferencias en el terreno afectan el flujo de aire, las nubosidades, temperatura, precipitación y escorrentía. Las regiones montañosas bloquean el flujo de aire y esto ocasiona un levantamiento forzado. Este levantamiento ocasiona inestabilidades convectivas que producen o incrementan las precipitaciones. Conforme el aire se mueve hacia arriba de la vertiente del lado del viento, se enfría, expande y ocurre la condensación. Cuando el aire ascendente se vuelve saturado, las gotas de agua forman nubes. Si el aire que se mueve hacia arriba a lo largo de una pendiente está muy cargado de humedad, la cantidad de agua precipitable aumenta y de este modo también se incrementa la precipitación resultante.

Además de incrementar la cantidad de precipitación que puede ocurrir en un área montañosa, los extremos topográficos también incrementan el potencial de escorrentía al disminuir el almacenamiento superficial, el empozamiento y la infiltración.

3.2 Selección de Avenidas de Diseño

Se requiere que en los análisis de diseño de avenidas empleados comúnmente para depósitos de relaves, estructuras de derivación y diques se considere los eventos de avenidas extremas. Se ha desarrollado dos procedimientos para proporcionar estimados de estos eventos de avenidas extremas; el enfoque probabilístico y el enfoque determinista. El enfoque probabilístico estima los periodos de retorno o las probabilidades de excedencia de eventos hipotéticos de avenida extrema mediante el estudio estadístico de los eventos históricos pasados. El enfoque determinista estima la magnitud de un evento de avenida extrema considerando las condiciones más severas tanto meteorológicas como hidrológicas que son razonablemente posibles en el área, sin tener en cuenta la probabilidad de ocurrencia del evento. La selección de una avenida de diseño debe tomar en consideración el nivel de riesgo asociado con ese evento. El criterio conservador empleado al seleccionar una avenida de diseño debería basarse en un análisis de los riesgos de las áreas aguas arriba desde la falla de los depósitos de desechos de mina y el costo de

prevenir tales fallas.

3.2.1 Enfoque Probabilístico

Durante la etapa operativa de una instalación, se asume generalmente que el mantenimiento de rutina asegurará que la instalación se encuentre en buenas condiciones antes de que comience la estación anual de avenidas. Por consiguiente, el periodo de estabilidad que interesa comprende solamente un año. En tal caso, generalmente es aceptable un diseño que resista la mayor avenida que pueda ocurrir en un periodo de 100 años si la única preocupación es la pérdida de propiedad. La mayor avenida que pueda ocurrir en un periodo de 100 años tiene una probabilidad de excedencia de 0.01, lo que significa que la avenida tiene una posibilidad de ocurrencia (o de ser excedida) de 1% en cualquier año dado. En los casos en que existan motivos de preocupación por la salud y seguridad pública o en los casos en que no se efectúe el mantenimiento de rutina, como por ejemplo: después de que la instalación haya cesado sus operaciones, es aconsejable un nivel de riesgo correspondiente a una probabilidad de excedencia mucho menor de 0.01.

Los estudios de probabilidad se basan en los registros de eventos aleatorios. En base a dichos registros, se puede determinar una curva de frecuencia. Sin embargo, debido a que la mayoría de registros de precipitación son generalmente muy cortos (generalmente 100 años o menos), las determinaciones de

frecuencias son a menudo poco confiables para los eventos de avenida extrema. Una regla general práctica es que la extrapolación de una curva de frecuencia probablemente no es confiable para cantidades de precipitación que tienen intervalos de repetición de más del doble de longitud del registro, es decir, es necesario un registro confiable de por lo menos 50 años para predecir la precipitación mayor producida en un periodo de 100 años. En los casos en que el registro se considere muy corto para proporcionar los estimados confiables de frecuencia de precipitación, los registros de áreas cercanas pueden ser empleados para extender el registro en el sitio e incrementar la confiabilidad de los datos. Esto se puede efectuar siempre que haya un alto grado de correlación entre los registros.

Si no están disponibles los registros confiables de precipitación o si el nivel de riesgo es tal que es aconsejable una avenida de diseño que tenga una probabilidad de excedencia menor a 0.01, se debería tomar en consideración el estimar una avenida de diseño que emplee el enfoque determinista.

3.2.2 Enfoque Determinista

El enfoque determinista estima una avenida de diseño sin tener en cuenta la probabilidad de su ocurrencia. Dicho evento se denomina generalmente como Precipitación Máxima Probable (PMP) y es la mayor intensidad de lluvia que es físicamente posible

en una área geográfica. Debería reconocerse, sin embargo, que ya que muchas de los depósitos de desecho de mina en el Perú son operaciones pequeñas, no sería posible justificar el diseño para un evento de precipitación extrema como tal. En estos casos, debería ser responsabilidad del operador de la instalación el determinar el diseño que se puede dar a una instalación para el caso de la tempestad más fuerte sin imponer costos que no sean razonables o un riesgo indebido al ambiente o a la gente que podría ser afectada desfavorablemente. A la tempestad de diseño para una instalación se le puede designar como la fracción de la PMP, dependiendo del nivel de riesgo. Por ejemplo, un sitio de alto riesgo donde una falla pondría en peligro directamente la vida humana tendría que ser diseñado para la PMP total, mientras un sitio de riesgo moderado podría ser diseñado para 0.75 PMP, y un sitio de bajo riesgo donde no hay vidas humanas o estructuras que estén amenazadas directamente podría diseñarse para 0.5 PMP.

Los datos de PMP deberían ser obtenidos de fuentes publicadas. Sin embargo, ya que los registros de precipitación en el Perú son limitados, puede ser que los datos de PMP no estén disponibles. Si este es el caso, se tendrá que desarrollar los datos de PMP. Un factor básico para desarrollar límites superiores de precipitación dentro de una región es una revisión de las principales tempestades de lluvia que han

ocurrido en la cuenca. Siempre constituye un problema la falta de suficientes datos de tempestades, particularmente en las áreas montañosas. Un método empleado en los EEUU para resolver esta deficiencia es el procedimiento mediante el cual las tempestades históricas son transpuestas de otros lugares. Este procedimiento asume que las cantidades de precipitación que han ocurrido en otros lugares podrían producirse en la cuenca de la que se tienen datos limitados, es decir que las áreas son meteorológicamente homogéneas.

El paso inicial para preparar un estimado de PMP es efectuar un análisis de los patrones de precipitación de las tempestades de registro en el área así como en otras áreas que son consideradas meteorológicamente homogéneas. El siguiente paso es determinar las condiciones meteorológicas que ocasionaron las grandes cantidades de precipitación. Esto se efectúa examinando patrones climáticos sinópticos y procesos dinámicos de todas las tempestades para aislar las tempestades que han ocurrido meteorológicamente en el punto de interés y que podrían haber producido una precipitación extrema. En este paso, los factores atmosféricos básicos (agua precipitable efectiva, temperaturas, vientos, etc.) son examinados junto con los factores físicos como diferencias en el terreno, es decir, altura, orientación y inclinación de taludes. Luego, se evalúa el suministro de humedad que estaba disponible durante el periodo de precipitación intensa. Entonces se incrementa las tempestades apropiadas para la transposición y las

tempestades que han ocurrido en la cuenca mediante la relación entre la humedad más extrema que puede ocurrir y la humedad observada de la tempestad real. Para las tempestades que ocurrieron fuera de la cuenca, se hizo un ajuste adicional para la diferencia en disponibilidad de humedad entre la ubicación de la tempestad y de la cuenca.

La topografía también afecta significativamente a las precipitaciones. Tal como se mencionó en los párrafos anteriores, la topografía puede incrementar las tasas y cantidades de precipitación por el alza como resultado de forzar el aire por encima de las barreras orográficas. Por lo tanto, también se debe considerar los efectos orográficos al estimar las cantidades de PMP en regiones montañosas.

3.2.3 Riesgo de Falla

Tanto el enfoque probabilístico como el determinista comprenden riesgos de falla. No existen pautas definidas para determinar niveles aceptables de riesgo de falla para la mayoría de tipos de estructuras. Sin embargo, las probabilidades de falla no deberían exceder unos cuantos puntos de porcentaje dependiendo de las consecuencias de falla para los habitantes aguas abajo, el uso de tierra aguas abajo, y la instalación misma. Podrían ser también significativas las consecuencias ambientales de falla.

Con el fin de estimar la frecuencia (intervalo de recurrencia) de la avenida de diseño, se debe determinar un riesgo

aceptable de falla. Cuando se determina la aceptabilidad del riesgo de falla, se debe considerar las consecuencias de falla para los habitantes aguas abajo, uso de tierra aguas abajo o el daño ambiental potencial. Por ejemplo, si se determina que una probabilidad de falla de 5% es un nivel aceptable de riesgo durante la operación, para una instalación con una vida operativa de 20 años, entonces la avenida de diseño debería tener un intervalo de recurrencia de (r) de 390 años.

$$r = 20 [1/0.05 - 1/2] = 390 \text{ años}$$

Para una posibilidad de falla de 10%, el intervalo de recurrencia sería 190 años.

En la Tabla 3.1 se proporciona ejemplos de intervalos de recurrencia de avenidas de diseño para riesgos asumidos de fallas. Se debería observar que en ningún caso la avenida máxima que puede ocurrir en un periodo de 100 años presenta un nivel aceptable de riesgo de falla.

Tabla 3.1 Ejemplos de Intervalos de Recurrencia de Avenidas de Diseño Requeridos

| Vida del Diseño (años) | Riesgo Aceptable de Falla (%) | Intervalo de Recurrencia de Diseño (años) |
|------------------------|-------------------------------|---|
| 20 | 5 | 390 |
| | 10 | 190 |
| | 18.2 | 100 |
| 30 | 5 | 585 |
| | 10 | 285 |
| | 26 | 100 |
| 50 | 5 | 975 |
| | 10 | 475 |
| | 40 | 100 |
| 100 | 1 | 9,950 |
| | 5 | 1,950 |
| | 10 | 950 |
| 500 | 1 | 49,750 |
| | 5 | 9,750 |
| | 10 | 4,750 |
| 1000 | 1 | 99,500 |
| | 5 | 19,500 |
| | 10 | 9,500 |

3.2.4 Resumen

La frecuencia (intervalo de recurrencia) de una avenida de diseño depende de si la instalación se encuentra en la fase de operación cuando el mantenimiento de rutina puede ser efectuado para reparar los daños a las estructuras de control de avenidas, o en la fase posterior al cierre cuando la instalación ha sido abandonada y el personal de mantenimiento no está disponible. El tiempo de vida del diseño de la instalación también afecta la frecuencia de la tempestad de

diseño. Durante la fase de operación, se puede asumir un riesgo mayor de falla debido a que se puede reparar los daños menores ocasionados por avenidas. Para la fase posterior al cierre, cuando no está disponible el personal de mantenimiento, se debería asumir un riesgo de falla menor. Por ejemplo, para una instalación que tiene una vida operativa de 20 años, se podría adecuar una avenida de diseño por un periodo de 100 años si el dueño de la instalación está dispuesto a aceptar un riesgo de falla de 18.2% o podría ser adecuada una avenida por 190 años si se requiere un riesgo de falla menor de 10% (Ver Tabla 3.1). Estos riesgos pueden ser aceptables durante la fase de operación cuando se puede reparar el daño menor causado por avenidas. Sin embargo, durante la fase posterior al cierre, se debe asumir una vida de diseño más larga y un riesgo de falla menor. Por ejemplo, como se muestra en la Tabla 3.1, para una vida de diseño posterior al cierre de 500 años, se necesitaría una avenida de diseño por 49,750 años para un riesgo de falla de 1%. Para un riesgo de falla de 10%, se necesitaría una avenida de diseño por 4,750 años.

Mediante el enfoque probabilístico mencionado anteriormente se puede estimar la magnitud de una avenida de diseño cuyo intervalo de recurrencia es de aproximadamente 200 años o menos, asumiendo que están disponibles los registros adecuados de precipitación. Para intervalos de recurrencia mayores que éste, se debería emplear el enfoque determinista, ya que los

procedimientos de probabilidad no son confiables para periodos con más del doble de la longitud de registros de precipitación disponibles.

Una vez que se ha elegido el evento de diseño, un ingeniero o hidrólogo calificado debe diseñar vertederos, canales y estructuras de derivación para adaptar el evento de diseño. Los métodos de diseño hidrológico están más allá del alcance de esta Guía, pero fue tratado por el Corps of Engineers (COE) (1990 y 1991).

4.0 INVESTIGACIONES DEL SITIO

4.1 Introducción

La cantidad y el alcance de las investigaciones de campo deberían ser apropiados para el tamaño y la importancia de la estructura y para la complejidad de las características locales. El programa de exploración, así como los análisis y diseños subsiguientes, deben guiarse por los requerimientos y condiciones específicos del sitio y deberían poder ser revisados cuando se requiera para satisfacer las condiciones actuales del sitio en cuanto éstos se den a conocer.

Los principales objetivos de las investigaciones detalladas deberían incluir que se determine lo siguiente:

- La geología del sitio tanto de depósitos superficiales como de lecho de roca. Esto debería incluir estratigrafía detallada de suelo y de lecho de roca, proporcionando profundidad, espesor, continuidad y composición de cada estrato significativo y un historial de deposición y de erosión;
- La hidrogeología del sitio, incluyendo: definición de acuíferos y acuiclusas, determinar la conductividad hidráulica; determinar sistemas de flujo subterráneo tanto local como regional;
- Las propiedades geotécnicas del suelo y estratos de roca que pueden afectar el diseño de la estructura de la represa de desecho;

- La disponibilidad de materiales de construcción adecuados para la construcción de presas o diques y revestimientos impermeables.

Al interpretar los resultados de las pruebas de laboratorio y/o de campo se debe tener presente que los resultados se refieren a las muestras. Para transformar dichos resultados en datos numéricos sobre los cuales se puede basar el diseño, se tiene que considerar como un todo la relación de las muestras con la estructura geológica.

Al tomar ventaja durante la excavación de las observaciones de campo adecuadas, las decisiones de diseño pueden basarse en las condiciones más probables de cimentación que se puede esperar, en vez de las condiciones más desfavorables que se puede deducir del análisis de una cantidad de datos necesariamente limitada desde la exploración de la cimentación. A medida que continúa la construcción, se obtendrá la información confiable sobre las condiciones reales del subsuelo y se podrá corregir las posibles deficiencias del diseño. Así, posiblemente se puede evitar las soluciones innecesariamente conservadoras determinadas antes de la construcción, con sus altos costos correspondientes. Si mediante la observación durante la construcción se determinó necesario trabajos de cimentación más fuertes o más sofisticados puede que se requiera gastos adicionales. Sin embargo, empleando este enfoque, sería absolutamente necesario idear de antemano, medios apropiados para la solución

confiable de problemas en caso que las observaciones descubran condiciones menos favorables que aquellas en las que se basó el diseño.

4.2 Investigaciones de Campo

4.2.1 Mapas

Antes de cualquier investigación o recuperación significativa, se debe elaborar mapas detallados del área de la instalación de almacenamiento de desechos. Generalmente para los estudios preliminares son adecuados los mapas que tienen una escala de 1:5,000 y curvas de nivel a intervalos de 2 a 5 m. Para diseños detallados frecuentemente se requiere mapas a escalas más grandes y distancias verticales menores entre curvas de nivel.

Generalmente se emplea el mapeo fotogramétrico para preparar los planos a curvas de nivel ya que es económico y rápido. Asimismo, las fotografías aéreas obtenidas para la elaboración de mapas pueden ser útiles para interpretar la geología general del sitio y para localizar fuentes potenciales de materiales de construcción.

La elaboración de mapas de áreas de depósitos debería incluir: el perfil del terreno, los afloramientos de roca, la cobertura de bosques, las características de drenaje superficial y subterráneo, las edificaciones, las labores de mina, los servicios de agua, electricidad, etc. tanto sobre el terreno

como debajo de éste, las rutas de acceso y todos los aspectos que podrían ser afectados por el depósito o que podrían afectar la seguridad del mismo, o que sean relevantes para determinar si el sitio es satisfactorio. Los datos sobre el uso de tierra actual y pasado pueden ser relevantes, así como también la información sobre la propiedad de la tierra. En los mapas topográficos se debería registrar la ubicación de las perforaciones de exploración para las cimentaciones, de las calicatas y de la instrumentación para cimentación.

El área del mapa debería comprender toda el área de disposición de desechos. Se debería elaborar mapas de toda la cuenca de captación del sistema de disposición de desechos para permitir que se efectúe estimados confiables de escorrentía y de curvas de nivel precisas de las pozas de almacenamiento.

4.2.2 Investigaciones Geológicas y Geotécnicas

4.2.2.1 General

Investigaciones geotécnicas en las áreas de los depósitos de desecho de mina deberían determinar la naturaleza de los depósitos de suelos: geología, historial reciente de deposición, erosión y consolidación; profundidad, espesor y composición de cada estrato de suelo significativo; ubicación de agua subterránea, presión de agua de poros, o condiciones artesianas; presencia de materiales de construcción adecuados.

Las investigaciones geológicas pueden incluir:

- Informes geológicos regionales, mapas y fotografías aéreas,
- Reconocimiento de campo y elaboración de mapas,
- Evaluación geofísica,
- Perforación exploratoria,
- Fotografía de taladros,
- Medición de condiciones de agua subterránea,
- Pruebas de bombeo de agua subterránea,
- Pruebas de laboratorio de muestras de rocas y suelos, incluyendo análisis mineralógicos.

Algunos detalles que se debe observar:

- Evidencia de canales enterrados,
- Evidencia de inestabilidad o colapso,
- Cavernas producidas por la disolución de rocas;
- Evidencia de perturbación tectónica reciente;
- Evidencia de formaciones débiles tales como capas de bentonita, milonita, planos de cizallamiento.

El alcance de la investigación variará dependiendo de la altura del depósito y la complejidad del cimiento. Para todos los depósitos de desecho, se debería obtener información suficiente para: definir y evaluar la presencia de zonas débiles en los cimientos, determinar si el cimiento es lo suficientemente fuerte como para soportar los esfuerzos cortantes, y evaluar métodos de control de la percolación.

El primer paso en la investigación de cimientos debería ser realizar una evaluación de toda la minería subterránea previa y del carácter geológico general del sitio. El segundo paso debería ser efectuar unas cuantas perforaciones de exploración, ubicándolas después de realizar un examen detallado de las exposiciones de suelo y roca en el sitio. La investigación preliminar podría indicar que serían útiles evaluaciones geofísicas en una etapa temprana. Las calicatas y zanjas serían útiles para determinar la naturaleza de los suelos superficiales.

Las etapas subsiguientes dependerán del tamaño del depósito y del carácter del perfil del suelo. La importancia de la estructura y los resultados de las perforaciones exploratorias indicarán el alcance del programa de perforación detallado. En sitios donde el perfil del subsuelo es errático, será necesario definir el patrón de suelos distintos y las características de varios estratos. El examen con un penetrómetro cónico puede proporcionar una identificación rápida de la densidad de subsuelos.

4.2.2.2 Taladros

La profundidad de la perforación de cimientos dependerá de: el tamaño del área cargada, la magnitud de la carga y el perfil del subsuelo. Como regla general, las perforaciones deberían ser lo suficientemente profundas para determinar el perfil del subsuelo dentro la profundidad afectada significativamente por

la estructura. Sin embargo, si existen lechos de roca o depósitos de suelo relativamente incompresibles dentro de la profundidad significativa, entonces las perforaciones sólo necesitan definir el límite superior de roca o suelo incompresible. En el caso de depósitos de relaves, por lo menos se debería ampliar una perforación en el suelo de cimentación a una profundidad igual a 1.5 veces la última altura del depósito.

Las condiciones adversas que requieren particular atención durante las investigaciones de subsuelo son: estratificación orgánica, arcillas altamente plásticas, esquistos arcillosos expansivos, arcillas rígidas agrietadas, cantos rodados grandes sobre lechos de roca que pueden ser difíciles de diferenciar a partir de testigos de perforación, formaciones de caliza cárstica y depósitos gruesos de talud detrítico enterrados.

Un error que comúnmente se comete es al definir la superficie de lecho de roca. Frecuentemente, en el cemento existen cantos rodados grandes sobre la superficie de lecho de roca y proporcionan testigos de perforación que parecen ser compatibles con el lecho de roca. Si la superficie es plana y se conoce el tipo de roca y la profundidad aproximada a la roca, puede ser adecuado limitar la extracción de testigos a 1 m a 2 m dentro de la roca. Sin embargo, si el lecho de roca es irregular y los cantos rodados grandes pueden estar ubicados sobre el lecho de roca, la extracción de testigos debería ser

de 4 a 6 m dentro de la roca.

Otros problemas de cimentación pueden deberse a: calizas con cavernas ocasionadas por disolución de roca, fisuras de bentonita dentro de otro tipo de arcilla competente o esquisto arcilloso, zonas de salbandas en otros tipos de roca sólida y depósitos de talud detrítico enterrados que son altamente permeables.

La investigación preliminar de un área generalmente descubrirá un número de depósitos de materiales que pueden ser apropiados para la construcción de un depósito. Se necesita efectuar otras investigaciones para determinar la extensión y las características del material en los depósitos. Finalmente, se puede comparar fuentes alternativas de material en términos de volumen, características y costo del producto en el punto de entrega.

4.2.2.3 Calicatas

Un método ventajoso para investigar materiales de préstamo es excavar calicatas con equipo móvil. Para proporcionar un sistema de sellado eficiente y drenaje interno para una presa de relaves, es necesario ubicar una fuente de material tanto impermeable como permeable. El muestreo y las pruebas deberían ser suficientemente extensos para confirmar una adecuada cantidad de cada uno. Normalmente, las pruebas incluirían determinar el contenido de humedad in situ, gradiente, contenido óptimo de humedad, y densidad óptima para

compactación de los materiales de préstamo, resistencia al corte, y permeabilidad de los materiales.

4.2.2.4 Registros

Los registros de investigaciones y muestreo de subsuelo forman el registro permanente empleado para analizar un lugar de depósito. Por lo tanto, es muy importante que las observaciones se hagan en forma minuciosa y precisa. Los registros no solo contienen datos requeridos para determinar el perfil del suelo y la ubicación de las muestras sino también observaciones de detalle que contribuyen a una apreciación de la condición de las muestras y de las propiedades físicas del suelo en el sitio. Un observador experimentado debería estar presente continuamente durante la perforación para supervisar el muestreo, preparar los registros y adaptar el programa de exploración a las condiciones encontradas.

Los observadores deberían realizar un esfuerzo especial para estandarizar la interpretación de los diversos materiales probados. Después de terminar la perforación se debería mantener actualizado el registro de muestras y preparar los registros en su versión final lo más pronto posible. En la Figura 4.1 se enseña una página de un registro de muestra.

4.2.3 Muestreo

Uno de los propósitos primarios de las investigaciones de campo es obtener muestras de suelos para clasificación y pruebas de laboratorio. Las muestras son clasificadas generalmente de acuerdo a los procedimientos de muestreo. Una forma común de agruparlas es la siguiente: muestras de lavado, muestras disturbadas y muestras no disturbadas.

Las muestras de lavado consisten en virutas de taladro extraídas por el agua en circulación. Estas tienen la seria limitación de que mediante el lavado se puede extraer algunos constituyentes minerales. No son adecuadas para la identificación positiva del suelo y para pruebas de laboratorio; sin embargo, a menudo permiten una clasificación preliminar del suelo y una determinación aproximada de la estratigrafía.

Las muestras disturbadas representativas se obtienen generalmente de muestras cuarteadas con cuchara o de virutas de taladro. Estas son adecuadas para pruebas de clasificación general e identificación del suelo pero no son apropiadas para pruebas de resistencia. Comúnmente se emplea para indicar el contenido de agua, tamaño de grano, gravedad específica y límites Atterberg.

Las muestras no disturbadas requieren equipos especiales de muestreo y técnicas de perforación. Deberían ser selladas con cera en el momento en que se toma la muestra con el fin de

prevenir la pérdida de agua durante el manipuleo y el almacenamiento y deben protegerse del congelamiento. Asimismo, se debe evitar que sean disturbadas durante el manipuleo. Generalmente se despacha en tubos que deben estar en posición vertical dentro de contenedores especiales a prueba de golpes. Las muestras no disturbadas son apropiadas para todas las pruebas de laboratorio.

La falta de uniformidad local considerable y la microestratificación de los relaves depositados conducen a una dispersión significativa de los resultados obtenidos en las pruebas de laboratorio de los especímenes de relaves. Para obtener resultados significativos, se tendría que tomar un gran número de muestras no disturbadas. Es muy difícil tomar muestras no disturbadas en la profundidad del depósito, y debajo de la superficie freática se requiere equipos especiales ya que los relaves son no cohesivos.

El método de muestro a ser empleado depende de la naturaleza del terreno y del grado de disturbancia de la muestra que es aceptable. La frecuencia del muestreo depende de la variación en los materiales que están siendo penetrados, pero generalmente el muestreo es satisfactorio a intervalos de aproximadamente 1.5 m.

En ocasiones, es necesario el muestreo a intervalos más frecuentes o incluso en forma continua para examinar zonas más débiles o zonas de permeabilidad relativamente baja.

En suelos cohesivos, a veces se puede usar taladros secos no

revestidos para pocas profundidades, pero generalmente se requiere estabilización con revestimiento o lodo de perforación cuando se va a obtener muestras de taladros profundos. Se obtiene muestras de arcilla o limo con tubos Shelby de paredes delgadas o muestreadores de pistón. Se necesita tener cuidado y experiencia para obtener buenas muestras en dicho material.

El muestreo en arena y grava generalmente requiere revestimiento o lodo de perforación para mantener los orificios de taladros abiertos. El revestimiento es llenado con agua para prevenir derrumbes y desplazamiento horizontal del material al fondo del barreno cuando se perfora debajo de la napa freática. Se puede obtener una muestra representativa de arena con muestreadores para cuarteado con cuchara, muestreadores de pistón y algunos tipos de muestreadores de tubos Shelby de paredes delgadas.

En suelos gravosos puede ser necesario muestreadores por tubo hincado de paredes gruesas o taladros cilíndricos.

Frecuentemente se emplea taladros de martillo impulsados por aire comprimido para explorar gravas y arenas. Las muestras obtenidas de la descarga de tales máquinas son muy útiles para indicar la naturaleza del material al fondo del barreno, pero no pueden ser consideradas representativas debido a la degradación y a la segregación de partículas al ser transportadas hasta el revestimiento (casing).

4.2.4 Pruebas de Campo

Las pruebas efectuadas in situ son probablemente más representativas de la real condición del material de desecho que las pruebas de laboratorio en las muestras. Estas no se ven afectadas por los procedimientos de muestreo o por las pruebas de laboratorio y miden las propiedades reales in situ. Se puede utilizar penetrómetros para probar la densidad y la resistencia al corte. Hay penetrómetros cónicos que pueden ser presionados por gatas hidráulicas, que también registran presión de poros y procesan automáticamente los resultados. Con el fin de poder presionar en el penetrómetro desde una playa de relaves, donde la consistencia es suave, se puede utilizar pisos de madera para sostener las máquinas de ubicación o se puede hacer una carretera y una plataforma de geotextil cubiertos con un piso de arena y grava. Dicha plataforma puede también emplearse para otras pruebas in situ. Se puede obtener en el campo estimados aproximados de la densidad relativa de suelos sin cohesión mediante la Prueba Estándar de Penetración (PEP). Esta se efectúa mediante un muestreador para cuarteado con cuchara cuyas dimensiones son de 1.375 pulgadas (3.5 cm) diámetro interno, 2 pulgadas (5 cm) diámetro externo, dentro del suelo, empleando un peso de 140 libras (63 kg) que caen de una altura de 30 pulgadas (76 cm). El número de golpes que se necesita para operar la cuchara para muestras de 12 pulgadas (30 cm) se denomina la

resistencia de penetración estándar (valor N) del suelo. Se ha desarrollado relaciones empíricas que permiten la correlación de la resistencia de penetración con la densidad relativa. La Prueba Estándar de Penetración se trata en forma más detallada en la Sección 5.3.3.1. Para una determinación aproximada también se puede emplear sondeos con penetrómetros cónicos, los cuales son tratados en la Sección 5.3.3.2. Se debe tener mucho cuidado cuando se utiliza las pruebas de penetración dinámica como la Prueba Estándar de Penetración (PEP) en los depósitos de relaves ya que pueden ocasionar licuefacción local y por lo tanto proporcionar resultados incorrectos.

Muchos métodos están disponibles para determinar el peso unitario in situ de suelos en piques, excavaciones y rellenos para diques terrestres o carreteras. Dos procedimientos comúnmente usados son el método del cono de arena, ASTM D1556, y el método del globo de jebe, ASTM D2167. En años recientes, se han vuelto de uso común los métodos nucleares para determinar las densidades de campo y los contenidos de agua.

Con el objeto de evaluar la resistencia al corte in situ se emplea varios métodos para realizar pruebas de esfuerzo cortante de álabe y pruebas de penetración estática en taladros. Ocasionalmente, puede ser preferible efectuar en el campo una prueba estándar de corte a gran escala en cajas. Se coloca dentro de una caja una muestra de bloque de suelo o de roca y se aplica cargas verticales y horizontales. Entonces se obtiene la curva de desplazamiento de carga y se analiza como

en la prueba de laboratorio.

Para determinar la permeabilidad de suelos en el campo se emplea comúnmente dos métodos: a) en la prueba de infiltración, se introduce el agua en un hoyo de perforación, pozo o calicata y se observa la tasa de percolación a una carga fija o variable. Una variación de esta prueba es bombear o desaguar el agua fuera del hoyo de perforación y medir la tasa de influjo. b) En la prueba de bombeo, el agua es bombeada desde un taladro o calicata a una tasa constante y se observa el descenso del nivel de la napa freática en los pozos colocados para este propósito en líneas radiales a varias distancias de la bomba.

Ambos métodos tienen la ventaja de efectuar pruebas del suelo in situ, de modo que los efectos de estructura natural, estratificación, orientación de los granos, y otras propiedades naturales se incluye en las pruebas. La prueba de bombeo es relativamente costosa para realizar. Para calcular la permeabilidad de los suelos están disponibles los métodos de cómputo.

4.2.3 Pruebas de Laboratorio

4.2.5.1 General

Para caracterizar un material de desecho de mina, material de préstamo o suelo de cimentación, se debe determinar un número de características mediante pruebas de laboratorio. Estas características y las pruebas estandarizadas relacionadas de

acuerdo con el ASTM (1996) son descritas en los párrafos siguientes.

Las pruebas de laboratorio de muestras de relaves no disturbados pueden ser muy difíciles debido a la naturaleza suelta y a la falta de cohesión de los relaves. Las muestras disturbadas, tomadas de un área extensa con el fin de que sean representativas, pueden ser reconstituidas a las densidades de campo y a los contenidos de agua, y pueden proporcionar los mejores resultados que se pueden obtener de las pruebas de laboratorio.

4.2.5.2 Distribución del Tamaño del Grano

El procedimiento de laboratorio para determinar la distribución del tamaño de grano de los suelos se describe en ASTM D422. En este procedimiento, se divide una muestra de suelo en una fracción de grano grueso y una fracción de grano fino; luego se determina mecánicamente la distribución de tamaño de grano más grueso que malla 200 empleando mallas estándar; la distribución de tamaño de grano de material más fino que malla 200 se determina mediante hidrómetros.

De una serie de pruebas de distribución del tamaño de grano de un suelo determinado, se puede desarrollar un envolvente de curvas de distribución para formar una base con el fin de evaluar algunas de las otras características del suelo.

4.2.5.3 Gravedad Específica

La gravedad específica de partículas de suelo se determina mediante la prueba de laboratorio ASTM D854. Conociendo la densidad en seco y la gravedad específica de las partículas de suelo, se puede determinar la relación de huecos a partir de la siguiente relación:

$$e = \frac{\gamma_w G_s}{\gamma_d - 1}$$

donde:

γ_w = unidad de peso del agua

G_s = gravedad específica de las partículas de suelo

γ_d = densidad en seco, y

e = relación de huecos (la relación del volumen de huecos con el volumen de sólidos en un suelo)

4.2.5.4 Densidad Relativa

La densidad relativa de suelos sin cohesión se obtiene determinando la relación de huecos del suelo en su estado más suelto, en su estado más denso y in situ. Las densidades máximas y mínimas de un material sin cohesión se determinan mediante ASTM D4253 y D4254, respectivamente. La densidad relativa se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} 100\%$$

Donde:

D_r = densidad relativa,

e_{max} = relación de huecos en el estado más suelto

e = relación de huecos in situ, y

e_{min} = relación de huecos en el estado más denso.

4.2.5.5. Límites Atterberg

Los límites Atterberg (ASTM D4318) son empleados para determinar la plasticidad de suelos. El límite líquido define el límite entre los estados líquidos y plásticos, y el límite plástico entre los estados plásticos y sólidos. La diferencia entre estos dos valores de contenido de agua es el rango sobre el cual el suelo permanece plástico y se denomina el índice de plasticidad. Este parámetro se emplea para clasificar los suelos con el fin de estimar otras propiedades físicas.

4.2.5.6 Humedad - Densidad

Las características de humedad-densidad, o compactación de un suelo se obtiene mediante los procedimientos estándar ASTM D698 o ASTM D1557. Existe una relación definida entre el contenido de agua de un suelo al momento de la colocación y la cantidad de esfuerzo de compactación requerido para obtener una densidad dada. Si el suelo es demasiado húmedo o demasiado seco, la densidad deseada puede ser difícil o imposible de obtener mediante métodos normales de compactación. El objetivo

del procedimiento de laboratorio es determinar el contenido óptimo de agua para grados específicos de compactación. La densidad máxima se obtiene compactando un suelo con un contenido de agua óptimo.

4.2.5.7 Resistencia al Corte

La resistencia al corte de un suelo se mide mediante pruebas de compresión triaxial (ASTM D4767) o mediante pruebas de corte directo (ASTM D3080). Las pruebas triaxiales pueden definir la resistencia al corte tanto bajo condiciones con drenaje como sin drenaje; las pruebas estándar de corte en cajas pueden definir sólo la resistencia al corte bajo condiciones con drenaje.

Los parámetros de resistencia al corte del suelo se ven afectados por muchos factores de prueba incluyendo la tasa de carga, método de carga, relaciones principales de esfuerzo, tasa de deformación de espécimen, total de deformación de espécimen, grado de saturación y condiciones con drenaje. Además, al seleccionar los parámetros para análisis específico, el diseñador debe estimar las deformaciones probables y las bajas tasas de disipación de presión en el campo, y decidir si usar valores de resistencia al corte "pico" o "residuales".

Los datos obtenidos de las pruebas de resistencia al corte se presentan normalmente en términos de esfuerzos efectivos. Durante las pruebas, se mide tanto los esfuerzos totales como

las presiones de agua de poros. Los esfuerzos efectivos se determinan sustrayendo la presión de agua de poros del esfuerzo total. Los gráficos de esfuerzo efectivo para varios especímenes de suelo en el punto de falla son presentados de manera convencional en forma de círculos Mohr. La cohesión efectiva c' y el ángulo efectivo de fricción interna ϕ están definidos por la posición y el talud del envolvente de falla Mohr.

Para suelos que están parcialmente saturados, se debería determinar resistencias al corte sin drenaje empleando pruebas sin drenaje no consolidadas sobre los especímenes con la misma relación de huecos y el mismo grado de saturación que el suelo en el campo. Es importante emplear un rango de presiones de confinamiento en las pruebas de laboratorio que correspondan al rango anticipado de presiones en el campo.

4.2.5.8 Consolidación

Las pruebas de consolidación determinan la compresibilidad de un suelo y la tasa a la cual será consolidado cuando sea cargado. Los procedimientos de pruebas de consolidación son detallados en el ASTM D2435. Las dos propiedades de suelo que generalmente se obtiene de una prueba de consolidación son C_c , el índice de compresión, que indica la compresibilidad del suelo, y c_v , el coeficiente de consolidación, que indica la

tasa de compresión bajo carga.

Los datos obtenidos de una prueba de consolidación de laboratorio se presentan en forma de un gráfico de presión versus relación de huecos. La curva se emplea para determinar el historial de esfuerzo probable del suelo. El punto de particular interés es saber si el suelo fue previamente cargado o no en el historial geológico pasado.

4.2.5.9 Permeabilidad

Los especímenes de las pruebas de permeabilidad pueden ser ya sea muestras disturbadas representativas o no disturbadas, dependiendo del propósito para el cual son probadas. Las muestras de materiales de cimentación deberían ser no disturbadas, mientras que las muestras de materiales de préstamo para depósito deberían ser remodeladas a una densidad comparable a la especificada para la construcción. El método de prueba para permeabilidad depende del rango de permeabilidad del suelo que va a ser probado. El permeámetro de carga constante (ASTM D2434) es empleado para determinar la permeabilidad de suelos granulares, mientras que el permeámetro de carga descendente es más apropiado para suelos de baja permeabilidad. Para suelos de muy baja permeabilidad, se puede emplear los datos de la prueba de consolidación. La permeabilidad también se puede calcular matemáticamente a partir de la distribución del tamaño de grano empleando las fórmulas desarrolladas por Hazen (Terzaghi y Peck, 1967).

4.3 Investigaciones de Roca de Desmote

En general, la investigación de roca de desmote se complica por el gran tamaño de partículas de la roca comparada con el de los suelos. Mientras es posible obtener muestras y efectuar pruebas de roca con equipos de tamaños muy grandes análogos a los empleados para el suelo (ejemplo: equipo de extracción de testigos de diámetro grande o cajas para corte a gran escala), dicha investigación es fastidiosa y costosa. A menudo es suficiente caracterizar visualmente la roca mediante composición, tamaño de partícula, forma y distribución y obtener los parámetros de diseño necesarios de la literatura existente. Afortunadamente, debido a la naturaleza gruesa de la roca de desmote, rara vez constituyen problema los factores tales como presión de agua de poros que complican el análisis de suelos. Las partículas de roca de desmote son generalmente angulares, resultando en ángulos de fricción interna de hasta 40° o más.

Para pilas de roca de desmote, sólo se requiere en raras ocasiones investigación detallada tal como perforación con testigo del lecho de roca. Se requiere dichas investigaciones para presas de almacenamiento de agua debido al peligro de la percolación y la presión de levantamiento en los cimientos. Son relativamente irrelevantes para las pilas de desmote de mina pero al mismo tiempo son relevantes para los depósitos de relaves.

Las investigaciones pueden incluir: perforación y muestreo; performance de desechos similares en depósitos existentes; pruebas de degradación acelerada de materiales de desecho; instrumentación de depósitos para monitorear el comportamiento continuo, como las mediciones de deformación; y fotografías tomadas a intervalos de tiempo regulares para registrar cambios en la apariencia.

Las propiedades de resistencia de algunos materiales de roca de desmonte cambian después de estos han sido colocados. En algunos casos, la experiencia con materiales similares indicará que desechos particulares son probables de volverse inestables. En otros casos un material aparentemente sólido puede romperse bajo el ataque de químicos o de la atmósfera.

Las rocas de desmonte que comúnmente se degradan son: esquistos, limonitas y esquistos de barro. Frecuentemente, cuando éstas son expuestas a ciclos de congelamiento y descongelamiento, humedecimiento y secado, o al alivio del esfuerzo mediante excavación, pierden gradualmente su resistencia. Si esta pérdida de resistencia es sustancial, un depósito de desecho diseñado sobre la base de la resistencia del material original se puede volver inestable en el futuro. Por lo tanto, las pilas de roca de desmonte que son propensas a la degradación deberían ser diseñadas para estar estables en la resistencia más baja que el material puede alcanzar.

Las características de resistencia final de los materiales de degradación pueden ser difíciles de determinar. La inspección

en el campo puede revelar material degradado al que se le puede tomar muestras o pruebas. De manera alternativa, se puede efectuar pruebas aceleradas en el laboratorio empleando ciclos rápidos de congelamiento y descongelamiento, humectación y secado, o exposición a ácidos y otros materiales que atacan e influyen en el desecho.

Las pruebas de degradación acelerada probablemente no indican con seguridad la resistencia final del material, pero pueden indicar la probabilidad y el mecanismo general de falla. Si el material de desecho es degradable, puede ser preferible proporcionar estructuras de confinamiento de material adecuado para retenerlo. En algunos casos, se puede mantener la resistencia del material si la pila de desmonte es aislada de dichos agentes tales como agua y aire que causan pérdida de resistencia.

En resumen, el mejor procedimiento que se debe seguir al investigar material del que se sospecha que se degrada al estar almacenado es: efectuar investigación in situ y bajo las condiciones a las cuales podría estar expuesto al estar almacenado; realizar pruebas de degradación acelerada para duplicar, lo más cerca posible, las condiciones esperadas en la pila de desmonte, (el resultado de estas pruebas puede indicar el nivel más bajo aproximado de resistencia que podría ser desarrollada o los métodos para prevenir la degradación); efectuar pruebas in situ donde pueden operar los agentes reales de ataque y donde se puede observar los resultados. Se

podría introducir los métodos para acelerar la tasa de ataque o la tasa de variación de resistencia, y se puede efectuar un examen detallado de la pila que puede revelar una exposición donde todavía es evidente la degradación acelerada.

4.4 Ejemplo

A continuación se proporciona un ejemplo con el fin de ilustrar mejor el alcance de las investigaciones que generalmente se requiere para un depósito de desmonte. Para este fin, se asumió que se construirá un nuevo depósito de relaves en el área de una planta existente. El depósito único a media ladera debe cubrir 10 hectáreas, con una altura final proyectada de 20 m. Se asume que el cemento arcilloso es homogéneo y que no existen diferencias inusuales en el sitio. Se requeriría un mínimo de aproximadamente cuatro taladros; tres a lo largo del eje del depósito propuesto y uno en el centro del depósito. Los taladros deberían extenderse a una profundidad de 30 m, o aproximadamente 2 m dentro del lecho de roca si el lecho de roca adecuado se encuentra dentro de los 30 m. Se efectuaría Pruebas Estándar de Penetración cada 2m en los 20 m superiores y cada 5m de allí en adelante. Se tomaría dos a tres muestras no disturbadas (del tipo de tubo Shelby) de cada agujero. Se puede emplear virutas de barreno para muestras en volumen de suelos más profundos. Las pruebas con penetrómetro cónico se podrían sustituir en algunos de los taladros. Se instalaría piezómetros de columna reguladora en

los taladros para determinar y monitorear niveles de agua subterránea en el sitio.

Asimismo, se excavaría aproximadamente 5 calicatas en varios lugares a lo largo del sitio, extendiéndose a una profundidad de aproximadamente 5 m. Los perfiles de suelo serían registrados para cada uno de los piques y se obtendría muestras adicionales en volumen. Si se tiene que usar materiales de préstamo, por ejemplo para una presa de arranque, también se efectuaría calicatas y se tomaría muestras de la(s) área(s) de préstamos.

Además, se obtendría muestras de los relaves que van a estar contenidos en el sitio. Dependiendo de la configuración de la represa y del depósito, se debería obtener conjuntos separados de muestras para las fracciones gruesas y las finas.

Se efectuaría la siguiente serie de pruebas sobre los suelos de cimienta:

- 10 distribuciones del tamaño de grano, 5 con análisis con hidrómetro
- 5 pruebas de gravedad específica
- 15 límites Atterberg
- 15 determinaciones de contenido de humedad
- 4 pruebas estándar de humedad - densidad
- 4 pruebas de corte directo
- 2 pruebas de corte triaxial con mediciones de presión de agua de poros (de estas pruebas se puede obtener las

densidades y permeabilidades in situ)

- 4 pruebas de consolidación

Se efectuaría la siguiente serie de pruebas en el material de relaves:

- 5 distribuciones del tamaño de grano con análisis con hidroméetro
- 3 pruebas de densidad máxima y mínima (en arenas, si es aplicable)
- 3 pruebas de gravedad específica
- 5 de límites Atterberg (sobre lamas, si es aplicable)
- 5 determinaciones del contenido de humedad
- 3 pruebas estándar de humedad - densidad
- 2 pruebas de corte directo
- 2 pruebas de corte triaxial con medición de presión de agua de poros (de estas pruebas se puede obtener las densidades y las permeabilidades in situ)
- 2 pruebas de consolidación.

El ejemplo arriba mencionada tiene como propósito solamente el dar una indicación general de la escala de investigación que se requiere. Cada sitio y cada proyecto tienen sus características particulares y el ingeniero de diseño debe encargarse de estas particularidades desarrollando un plan de investigación apropiado específico para el sitio.

Frecuentemente, las últimas etapas de un sitio de

investigación se basan en los hallazgos de las investigaciones iniciales y en el diseño que se está desarrollando. El diseño, a su vez, está sujeto a cambios debido a los resultados de las pruebas e investigaciones de campo y de laboratorio.

5.0 ESTABILIDAD DE TALUDES

5.1 Análisis de Estabilidad

5.1.1 Criterios

Los análisis de estabilidad para depósitos de relaves, a pesar de que siguen los mismos procedimientos generales y emplean los mismos métodos básicos de cómputo que las presas de retención de agua, son frecuentemente más complejos, de modo que se requiere un amplio conocimiento de la presión de poros y de la conducta de resistencia para aplicar las técnicas convencionales en una manera racional. Lo básico para el análisis de estabilidad es una apreciación de las diferentes fuentes de presión de poros y la forma en las que éstas afectan la interpretación de resistencia al corte. Además, las condiciones de carga para los depósitos de relaves son a veces diferentes de aquellas experimentadas por presas de agua convencionales, dando un énfasis diferente a las diversas condiciones que deben ser consideradas en el análisis.

En la Tabla 5.1 se resume de manera general los pasos comprendidos en el procedimiento, requeridos para el análisis de estabilidad de los depósitos de relaves. Asumiendo que se ha establecido el tipo básico de depósito, los materiales y la zonificación interna, el primer paso es seleccionar una configuración e inclinación del talud de prueba del depósito. Luego sigue la predicción de la ubicación de la superficie

freática con el fin de estimar las presiones de poros estáticas iniciales. Además, se debe realizar una evaluación para determinar si la tasa de elevación del depósito es suficiente para generar presión excedente de poros tanto en los materiales de depósito como en los de cimentación. Después que se ha terminado estos pasos, se puede efectuar el cómputo de estabilidad para determinar si los taludes de depósitos de prueba son estables bajo todas las condiciones aplicables de análisis. Si no, se debe efectuar una nueva iteración de los pasos comprendidos en el procedimiento, o quizás de todo el rediseño efectuado, hasta que se obtenga una configuración estable del depósito.

Tabla 5.1 Procedimientos Generalizados para Efectuar la Estabilidad de Depósitos de Relaves

| Paso | Método |
|--|--|
| 1. Seleccionar la configuración del talud de depósito de prueba | Experiencia y juicio |
| 2. Determinar la ubicación de la superficie freática en base a la zonificación interna, permeabilidad del material y condiciones de contorno | Redes de flujo Modelos Numéricos Soluciones publicadas |
| 3. Establecer si las presiones de poros excedentes iniciales resultarán del levantamiento del depósito | Comparar la tasa de levantamiento con la tasa de disipación de presión de poros para relaves o suelos blandos de cimentación. |
| 4. Efectuar cálculos de estabilidad para condiciones aplicables | Emplear cualquiera de los métodos de cómputo disponibles después de definir las condiciones de carga, casos para análisis, y comportamiento adecuado de resistencia bajo condiciones con drenaje y sin drenaje |
| 5. Regresar al Paso 1 y revisar la configuración de prueba si los factores de seguridad no son adecuados. | |

Mientras que los pasos generales en el análisis de estabilidad de depósitos son conceptualmente simples, las condiciones reales bajo las cuales se debe analizar los depósitos no lo son. Tal como se resume en la Tabla 5.2, las condiciones en la etapa final de la construcción que emplean un tipo de análisis de $\phi = 0$ con una resistencia al corte sin drenaje se aplican generalmente a diques de arranque construidos sobre suelos

blandos o a depósitos de línea central construidos sobre relaves finos. Para depósitos construidos sobre un cimiento, o para depósitos aguas arriba levantados rápidamente, es necesario un análisis de construcción en etapas. Sin embargo, al ser difícil de realizar en la práctica, un análisis de construcción en etapas requiere que se tenga en cuenta todas las diversas fuentes de presión de poros para que se pueda efectuar en forma escalonada.

Tabla 5.2 Resumen de las Condiciones de Análisis de Estabilidad para los Depósitos de Relaves

| Condiciones de Análisis | Aplicabilidad | Resistencia Usual y Condiciones de Presión de Poros |
|-------------------------------|--|---|
| 1. Término de la construcción | Dique de arranque en cimiento blando. La línea central se levanta sobre relaves finos. | Resistencia sin Drenaje y $f = 0$ análisis. |
| 2. Construcción en etapas | Depósitos de todo tipo en cimiento blando. Depósitos aguas arriba levantados rápidamente. | Análisis de incrementos tomando en cuenta los cambios en presiones de poros excedentes y estáticas como una función de tiempo. Emplee el enfoque f ó el S_u/\bar{S}_c para considerar la presión de poros durante el corte. |
| 3. A largo plazo | Depósito de máxima altura donde se construyen lentamente los levantamientos. Depósito de máxima altura donde pueden ocurrir cambios rápidos en la carga de material suelto | Análisis de esfuerzo efectivo empleando \bar{f} y superficie freática de percolación continua. Análisis de esfuerzo total considerando la presión de poros durante el corte, generalmente empleando \bar{f}_T . |
| 4. Rápido | Ninguno | |

| | | |
|-------------------|--|--|
| Descenso de nivel | | |
|-------------------|--|--|

Los análisis a largo plazo empleando parámetros de resistencia de esfuerzo efectivo son relativamente sencillos, pero se debe examinar cuidadosamente la aplicación de esta condición con el fin de determinar si sus suposiciones inherentes son realmente racionales. Para materiales propensos a un incremento mayor de presión de poros durante el corte con drenaje, la posibilidad de cambios incluso pequeños o localizados durante la carga puede ocasionar que sea necesario efectuar análisis empleando parámetros de resistencia sin drenaje.

Considerando las complejidades existentes, quizás es comprensible que a veces a los análisis de estabilidad se les atribuya una no merecida "santidad" cuando son considerados en un contexto teórico sin tomar en cuenta al mismo tiempo las incertidumbres inherentes y las simplificaciones. En realidad, es imposible tomar en cuenta totalmente las miríadas de aproximaciones en las técnicas de computo, los caprichos de comportamiento del suelo y de respuesta de presión de poros, y las propiedades de los materiales en sí. En el mejor de los casos, se debe considerar los análisis de estabilidad para los depósitos de relaves como semi-empíricos en naturaleza. No se puede realizar una evaluación real de la estabilidad de depósitos de relaves sin examinar los precedentes para tipos similares de depósitos, y sin incorporar la experiencia

profesional y juicio en un grado considerable.

5.1.2 Métodos

El análisis de estabilidad es un procedimiento de pruebas sucesivas. Se escoge una superficie potencial de deslizamiento y se determina el factor de seguridad contra deslizamiento a lo largo de esa superficie. Se selecciona diferentes superficies y se repite el análisis hasta que se encuentre la superficie que tiene el factor más bajo de seguridad, conocido como superficie crítica. El factor calculado de seguridad contra el deslizamiento a lo largo de la superficie crítica es el factor de seguridad indicado para el talud.

El factor de seguridad, "FS", para un talud se define generalmente como la relación de resistencia al corte disponible con respecto al esfuerzo cortante sobre la superficie de falla crítica. Las características de esfuerzos y deformaciones de la mayoría de suelos son tales que se puede presentar deformaciones plásticas relativamente grandes en cuanto se aproximan los esfuerzos cortantes aplicados a la resistencia al corte del material. En el diseño de un talud o depósito, el factor de seguridad debe ser mayor a la unidad para tener en cuenta las diferencias entre las presiones de agua de poros, los parámetros de resistencia al corte y las deformaciones asumidas en el diseño, y aquellas que puedan existir realmente dentro del talud.

La superficie crítica puede estar ubicada completamente dentro

de un depósito; ésta puede encontrarse fuera del depósito si pasa a través de material débil retenido por el depósito y suelos de cimentaciones débiles; puede estar ubicada en cualquier posición entre estos límites.

Con excepción de algunos casos especiales, los cálculos de estabilidad para determinar el factor de seguridad deberían basarse en los análisis de esfuerzo efectivo. La determinación de esfuerzo efectivo requiere un conocimiento de la presión del agua de poros dentro del depósito. Para un relleno totalmente consolidado sujeto a las condiciones de percolación continua, se puede determinar la presión del agua de poros a partir de una red de flujo, permitiendo de este modo que se calcule el esfuerzo efectivo. Cuando el relleno o el cimiento se está consolidando bajo el peso del material superpuesto, se debe medir o estimar las presiones del agua de poros empleando la teoría de la consolidación. En los casos donde la presión de poros es crítica en el análisis de estabilidad, se debería instalar piezómetros dentro del depósito para medir las condiciones de campo. Si las presiones del agua de poros son significativamente más altas que aquellas empleadas en el diseño, será necesario volver a revisar el análisis de estabilidad y modificar la sección de diseño para mantener el factor de seguridad deseado.

En el diseño de depósitos de relaves, generalmente la principal preocupación es la estabilidad del talud aguas abajo. Sin embargo, también se debería revisar la estabilidad

del talud aguas arriba en casos especiales, particularmente si hay una profundidad considerable de agua contra la cara aguas arriba de la presa. En este caso se debería diseñar la presa como una presa de agua y se debería realizar un análisis de estabilidad con descenso de nivel. También puede existir una condición con descenso de nivel si los relaves son recuperados desde la poza.

La superficie crítica asumida más comúnmente empleada en los análisis de estabilidad para depósitos es un cilindro cuyo eje es orientado paralelo a la dirección del talud. Sobre una sección transversal de dos dimensiones, la superficie cilíndrica es representada por un arco circular. Las observaciones de deslizamientos a gran escala en el campo muestran que algunas superficies de deslizamiento son casi circulares. Sin embargo, están disponibles muchos ejemplos documentados que muestran que la forma de la superficie a menudo no es circular. Cuando se presentan deslizamientos, cortes diferenciales toman lugar a lo largo de la superficie sobre la cual el factor de seguridad es el más bajo. El procedimiento más práctico es basar el diseño en la superficie circular crítica a menos que exista conocimiento preciso de bandas débiles orientadas en forma crítica.

La superficie real de deslizamiento se desviará de la superficie circular comúnmente asumida si la superficie potencial de deslizamiento pasa a través de zonas que tienen diferente resistencia al corte o diferente presión de agua de

poros. En las descripciones dadas a continuación se proporciona análisis tradicionales.

Con excepción de algunos casos especiales, los métodos empleados para calcular el factor de seguridad para cualquier superficie de deslizamiento de prueba deberían tomar en cuenta los cambios en la resistencia al corte y en la presión variable de agua de poros a lo largo de la superficie de deslizamiento potencial. Los cambios en los parámetros de resistencia y en las condiciones de presión de agua de poros pueden ser tomados en cuenta por el procedimiento general conocido como método de "tajadas". En este método, se escoge una superficie de prueba y la masa potencial de deslizamiento se divide en un número de tajadas verticales. Cada tajada es influida por su propio peso que produce cizallamiento y fuerzas normales sobre los límites verticales, y cizallamiento y fuerzas normales a lo largo de su base.

En el método de tajadas infinitas, se selecciona una superficie circular de deslizamiento de prueba, y se considera la estabilidad de la masa de deslizamiento potencial en conjunto en vez de la estabilidad para cada tajada individual. Como las fuerzas que actúan sobre los límites verticales de las tajadas producen momento neto cero alrededor del centro de rotación de la masa potencialmente inestable, las fuerzas laterales son descuidadas. Se asume que el corte y los esfuerzos normales sobre la base de cada tajada dependen sólo del peso de la tajada y de la presión de agua de poros en su

base. Si la masa de deslizamiento potencial es dividida en tajadas de ancho unitario, las fuerzas sobre la base de cada tajada serán numéricamente iguales a los esfuerzos sobre la base de la tajada. Este procedimiento se ilustra en la Figura 5.1.

Para la tajada individual se considera las condiciones de equilibrio. Si se satisface las condiciones de equilibrio para cada tajada individual, también se satisface para toda la masa. Está disponible un número de métodos de análisis diferentes. Estos difieren en las condiciones de equilibrio que son satisfechas y en las suposiciones que se hacen con el fin de equilibrar el número de ecuaciones e incógnitas. En la Tabla 5.3 se resume las características básicas de algunos métodos comúnmente empleados. El ingeniero geotécnico debería determinar la selección del método a ser empleado para el análisis de estabilidad basándose en el problema de estabilidad individual.

Tabla 5.3 Características de Métodos Comúnmente Empleados para la Estabilidad de Taludes (según TRB, 1996)

| Método | Limitaciones, Suposiciones, y Condiciones de Equilibrio Satisfechas |
|-------------------------------------|---|
| Método ordinario de tajadas | Factores bajos de seguridad - muy inexactos para taludes de poca pendiente con presiones altas de poros; sólo para superficies circulares de derrumbes; se asume que la fuerza normal sobre la base de cada tajada es $W \cos a$; una ecuación (equilibrio de momento de toda la masa), una incógnita (factor de seguridad). |
| Método modificado de Bishop | Método preciso; sólo para superficies circulares de derrumbe; satisface el equilibrio vertical y el equilibrio de momento total; asume que las fuerzas laterales sobre tajadas son horizontales |
| Método simplificado de Janbu | Método de equilibrio de fuerza; aplicable a cualquier forma de superficie de derrumbe; asume que las fuerzas laterales son horizontales (las mismas para todas las tajadas); generalmente los factores de seguridad son considerablemente más bajos que los calculados empleando métodos que satisfacen todas las condiciones de equilibrio. |
| Método Sueco Modificado | Método de equilibrio de fuerza, aplicable a cualquier forma de superficie de derrumbe; asume que las inclinaciones de las fuerzas laterales son iguales a la inclinación del talud (las mismas para todas las tajadas); los factores de seguridad a menudo son considerablemente más altos que los calculados empleando los métodos que satisfacen todas las condiciones de equilibrio. |
| Procedimiento generalizado de Janbu | Satisface todas las condiciones de equilibrio; aplicable a cualquier forma de superficie de derrumbe; asume alturas de fuerzas laterales por encima de la base de tajada (variando de tajada en tajada); problemas de convergencia numéricos más frecuentes que en algunos otros métodos. |
| Método de Spencer | Satisface todas las condiciones de equilibrio; aplicable a cualquier forma de superficie de derrumbe; asume que la inclinación de fuerzas laterales es la misma para todas las tajadas; la inclinación de la fuerza lateral es calculada en el proceso de solución de modo que se satisface |

| | |
|-------------------------------|--|
| | todas las condiciones de equilibrio; método preciso. |
| Método de Morgenstern y Price | Satisface todas las condiciones de equilibrio; aplicable a cualquier forma de superficie de derrumbe; asume que las inclinaciones de las fuerzas laterales siguen un patrón prescrito, llamado $f(x)$; las inclinaciones de las fuerzas laterales pueden ser las mismas o pueden variar de tajada en tajada; las inclinaciones de fuerzas laterales son calculadas en el proceso de solución de modo que se satisface todas las condiciones; método preciso |

Los factores de seguridad determinados por el método de tajadas infinitas tendrán errores si se realizan en una forma conservadora.

Se enfatiza aquí, sin tener en cuenta la sofisticación del método de análisis y la capacidad de las instalaciones de cómputo disponibles para los análisis de estabilidad, que la fiabilidad de los factores de seguridad calculados se rige principalmente por el grado en el cual los parámetros de entrada son representativos de las condiciones reales dentro del depósito y su cimiento.

Si un estrato de cimiento suave está ubicado debajo del depósito, se debería revisar el factor de seguridad contra la translación horizontal. Al revisar la estabilidad contra la traslación horizontal, se escoge una superficie de deslizamiento de prueba que pasa a través de la capa de cimiento blando y se determina los componentes de todas las fuerzas que actúan sobre la masa de deslizamiento potencial. El grado de seguridad se obtiene mediante la suma de los

componentes horizontales de todas las fuerzas que tienden a resistir la traslación horizontal dividido entre la suma de los componentes horizontales de todas las fuerzas que tienden a producir traslación horizontal.

El uso de un factor de seguridad en los análisis de estabilidad proporciona dos previsiones importantes: considera el margen de error entre parámetros empleados en el diseño y aquellos que pueden existir realmente en el campo, y limita las deformaciones. Muchos suelos experimentan deformaciones plásticas relativamente grandes cuando la magnitud de los esfuerzos cortantes aplicados se acerca a la resistencia al corte del suelo. Así, si la resistencia final es empleada en el diseño, un factor de seguridad mayor que la unidad asume que mantendrá las deformaciones dentro de límites tolerables.

Al escoger el factor de seguridad, se debe considerar las posibles consecuencias de inestabilidad, el grado de confianza que se puede tener al conocer las características de resistencia al corte del depósito y de los materiales de cimiento, las condiciones de agua subterránea y las condiciones con drenaje dentro del depósito. Como regla general, es preferible introducir en el análisis de estabilidad las combinaciones de condiciones más adversas que son realistas para los factores relacionados con la estabilidad, de modo que su significado pueda ser evaluado.

A los factores de seguridad enumerados en la Tabla 5.4. se les sugiere valores mínimos para propósitos de diseño. Los valores

presuponen que el análisis de estabilidad ha sido lo suficientemente completo para ubicar la superficie de falla crítica y que se sabe con bastante certeza que los parámetros empleados en el análisis representan las condiciones reales del depósito.

Tabla 5.4 Factores Mínimos de Seguridad para el Talud Aguas abajo (modificado de COE, 1970)

| Suposiciones | I* | II** |
|---|-----|------|
| Empleando parámetros de resistencia pico al corte | 1.5 | 1.3 |
| Empleando parámetros de resistencia residual al corte | 1.3 | 1.2 |
| Incluyendo la carga para el mayor terremoto que puede ocurrir en un periodo de 100 años | 1.2 | 1.2 |
| Para el deslizamiento horizontal sobre la base de depósitos de retención de relaves en áreas sísmicas, asumiendo que la resistencia al corte de los relaves detrás de la presa se reduzca a cero. | 1.3 | 1.3 |

* I si se anticipa que se produciría daños severos como consecuencia de una falla en el depósito.

**II si se anticipa que no se produciría daños severos como consecuencia de una falla en el depósito.

Si la relación de resistencia al corte residual con la resistencia al corte pico es de 0.9 o más, el diseño de depósito se puede basar en los valores de resistencia pico empleando los factores adecuados de seguridad como han sido

enumerados.

Si el número de pruebas de campo y de laboratorio, es pequeño ya sea en el relleno de depósito o en los cimientos, o si los resultados de pruebas dentro de los estratos individuales o zonas son bastante dispersos, se debería seleccionar para el diseño valores conservadores de resistencia y presiones de agua de poros o como alternativa, se debería emplear un factor de seguridad incrementado.

En el caso de que se construya una pila en un cimiento de talud empinado, el factor de seguridad mínimo sugerido debería incrementarse por lo menos en 10%.

Finalmente, se debería considerar un análisis de estabilidad para cualquier zona débil dentro del talud, particularmente si es orientado a lo largo de la dirección de la falla potencial. Si, por ejemplo, se emplea geosintéticos en un talud, la(s) superficie(s) de contacto de geosintético/suelo puede(n) representar una superficie de falla potencial. Generalmente, los parámetros relevantes de resistencia de superficie de contacto se consigue de los fabricantes de geosintéticos. En forma alternativa, se puede necesitar pruebas adicionales para determinar estos parámetros.

5.2.3 Estabilidad de Pilas de Roca de Desmante

Para evaluar un área de disposición de roca de desmante propuesta, el diseñador debe conocer el volumen aproximado de roca de desmante que contendrá la pila de desmante. Se debería

contar con mapas o planos que muestren la topografía dentro del área propuesta para la disposición de roca de desmonte, y conocer los parámetros de resistencia tanto de la roca de desmonte como del material de cimentación.

Como anteriormente lo mencionamos, a pesar de que las presiones de agua de poros generalmente no constituyen un problema con la roca de desmonte debido a su naturaleza gruesa, se debería evitar la construcción de pilas de desmonte a lo largo de los principales cursos de drenaje, o en forma alternativa, se debería tomar medidas para el pasaje no impedido de los flujos debajo de la base de las pilas. Para minimizar el empozamiento y la entrada de agua de escorrentía superficial a la base de las pilas, se debería construir zanjas a lo largo del lado cuesta arriba del área de disposición de desmonte para interceptar y derivar el agua de escorrentía superficial, y conducirlo fuera de los límites laterales del área de disposición propuesta.

La extensión del área de la pila de desmonte estará controlada por el volumen de roca de desmonte, la altura de la pila, y los taludes permisibles en su perímetro. La estabilidad de la pila de desmonte será controlada por uno o más de los siguientes factores: las características de resistencia al corte de los materiales de cimentación sobre los cuales se construye la pila; cualquier presión de agua de poros dentro de la pila de desmonte y sus cimientos; el talud de la superficie del terreno sobre la que se coloca la roca de

desmonte; la altura de la pila de desmonte; y los taludes en el perímetro de la pila.

Tanto la altura de la pila como sus taludes perimétricos son determinados por la resistencia al corte de los materiales en la pila y los cimientos. En general, se puede incrementar la altura de la pila de desmonte si disminuye el talud y, a la inversa, si se reduce la altura de la pila se puede hacer que el talud sea empinado hasta el ángulo de reposo.

Si la resistencia al corte del cemento es considerablemente más alta que la resistencia al corte del material que contiene la pila de desmonte, tanto la altura máxima de la pila como el talud máximo permisible estarán controlados por la resistencia al corte de la pila de desmonte. En caso en que la resistencia al corte del cemento sea considerablemente más baja que la resistencia al corte del material de desmonte, tanto la altura máxima permisible de la pila como el talud estarán controlados por la resistencia al corte del cemento.

La resistencia de la roca de desmonte es controlada por el tipo de material, su densidad, y cualquier presión de agua de poros dentro de la pila de desmonte. La densidad y las presiones de agua de poros son controladas hasta cierto punto por los métodos empleados para colocar los materiales de desmonte dentro de la pila.

Si la roca de desmonte no es un material sin cohesión de libre drenaje ubicado en un cemento adecuado, se debe determinar la altura máxima permisible y el talud de la pila de roca de

desmante mediante los análisis de estabilidad en la forma descrita para los materiales de relaves en las secciones anteriores.

Los cimientos para las pilas de desmante pueden ser clasificados de acuerdo a las características de resistencia de los materiales de subsuelo y de acuerdo a la topografía de la superficie del terreno. Tal como se empleó aquí, el término "cimiento adecuado" se refiere a los materiales de cimentación que presentan una resistencia al corte más alta que la de la roca de desmante; el término "cimiento débil" se refiere a los materiales de cimentación que presentan una resistencia al corte más baja que la de la roca de desmante. Por lo tanto están relacionadas a las características de resistencia de la roca de desmante.

"Cimiento de nivel" se refiere a áreas donde el talud de la superficie del cimiento de la pila de desmante es menor a 10 grados. Cuando el talud de la superficie de cimiento dentro del área de disposición de desmante tiene una inclinación mayor a 10 grados, se emplea el término "cimiento de talud".

Una pila de roca de desmante sobre un "cimiento de talud", generalmente será más seguro contra el deslizamiento de masas a lo largo de su base a menos que esté presente una capa superficial extremadamente débil como material orgánico. Si se construye una pila de desmante sobre un cimiento de talud, se debería efectuar un análisis para revisar la estabilidad de la pila con respecto al desplazamiento de masa como consecuencia

de un corte a lo largo de su base. El talud de una superficie de terreno en algunas áreas puede estar tan empinado, lo cual no es apropiado para la disposición de rocas de desmonte.

Si el talud de la superficie del terreno es relativamente uniforme, el análisis debería considerar el deslizamiento plano de la pila a lo largo de su base. Siempre que la base de la pila de desmonte sea drenada de modo que la presión hidrostática no pueda desarrollarse, se podrá determinar el talud de cimienta máximo permisible mediante la siguiente ecuación:

$$\text{Tan } i = \frac{\text{tand}}{FS}$$

Donde **i** es el talud del cimienta, **d** es el ángulo de fricción entre la base de la pila y su cimienta, y **FS** es el factor de seguridad.

En algunos casos, el talud de la superficie del terreno con la probable área de disposición de desmonte puede ser no uniforme, los ángulos de talud en elevaciones más bajas ser más pequeños que **i** mientras que aquellos a elevaciones más altas estar más empinados que **i**. Para aquellas condiciones de cimentación, la estabilidad contra el corte a lo largo de la base de la pila debería ser revisado por el método de análisis de estabilidad de la "cuña". Si el análisis de estabilidad indica que el factor de seguridad para la pila de desmonte propuesta sería inaceptablemente bajo, las partes más empinadas del área del área probable no serán apropiadas para

la disposición de desmonte. En los casos donde las áreas de superficie con taludes compuestos son empleadas para disposición de desmonte, un análisis de estabilidad puede indicar si es necesario colocar material de desmonte sobre las partes más planas del talud antes de colocarlo sobre los taludes más empinados, asumiendo un soporte adecuado durante todo el periodo de disposición.

Si una pila de desmonte construida sobre un cimiento de talud tiene un factor de seguridad adecuado contra el deslizamiento a lo largo de su base, se puede determinar la altura máxima de la pila de desmonte y el talud máximo permisible mediante los mismos métodos de análisis empleados para las pilas de desmonte sobre los cimientos de nivel.

Lo más probable es que el factor de seguridad de una pila de desmonte esté a un mínimo y que la inestabilidad se desarrolle después de un periodo de lluvias prolongadas. Luego de las lluvias prolongadas, los suelos cercanos a la superficie que rodean la pila de desmonte pueden estar saturados. Si se produjera deslizamientos a lo largo del lado pendiente debajo de la pila de desmonte, la masa inestable de roca de desmonte podría moverse sobre los suelos saturados que rodean la pila. Si son relativamente impermeables, estos suelos pueden ser capaces de ofrecer un poco más que su resistencia al corte sin drenaje para resistir el movimiento y pueden no ser adecuados para resistir los esfuerzos cortantes impuestos por la masa inestable de la roca de desmonte. Bajo estas circunstancias,

la pila que se mueve puede acelerar rápidamente, y viajar una distancia considerable pendiente abajo. Una pila de desmonte inestable sobre un cimientado de talud es potencialmente peligrosa. Por este motivo, los factores de seguridad empleados en el diseño de pilas de desmonte sobre los cimientados de taludes deberían ser más altos que aquellos para pilas de desmonte en cimientados de nivel.

El material de desmonte friccional tal como la roca dinamitada o mezclas permeables de arena y grava, pueden ser colocadas sobre una cara mediante fundición, vaciado por el extremo, o fragmentación por explosivos adosados. Frecuentemente se producirá segregación de partículas gruesas mientras los materiales caigan en cascada a la cara de modo que se depositará en la base una concentración del material más grueso. Mientras avanza la última tecnología del relleno, la fracción gruesa será cubierta, formando con ello un drenaje inferior en la base de la pila. Esta capa de material grueso segregado generalmente impide el desarrollo de presión hidrostática en la base de la pila.

Cuando se coloca material de desmonte friccional impermeable sobre un cimientado adecuado, el talud máximo posible en el perímetro de la pila será igual al ángulo de reposo de los materiales de desmonte. El ángulo de reposo representa los límites más bajos del ángulo de fricción interna para el material de desmonte y normalmente variará entre 30 y 40 grados. Cuando los cimientados dentro del área propuesta de

disposición de relaves están nivelados y son competentes, y cuando las condiciones de drenaje son mantenidas dentro de la pila, los materiales de desmonte friccional son colocados a alturas prácticamente ilimitadas en su ángulo de reposo.

Cuando se coloca un desmonte friccional sobre un "cimiento débil", la altura máxima permisible de la pila de desmonte y los taludes del perímetro están controlados por la resistencia al corte del cimiento. Se debe determinar las alturas máximas de la pila y los taludes del perímetro mediante análisis de estabilidad.

Uno de los problemas más difíciles en el diseño de las pilas para almacenar rocas de desmonte que se degradan por intemperismo, ablandamiento o cambio químico, como se describió en la Sección 4.3, es determinar los parámetros de resistencia al corte para ser empleados en los análisis de estabilidad. Los parámetros empleados en el diseño deberían ser los más bajos a los cuales pueden ser reducidos los materiales como resultado de un almacenamiento a largo plazo de la pila de desmonte. Por otra parte, los procedimientos de diseño para pilas que contienen desmonte degradable son similares a los descritos para las pilas de desmontes cohesivos.

Generalmente, se puede reducir el grado en el cual los materiales de desmonte degradable pierden resistencia sellando la superficie de la pila, reduciendo la entrada de agua superficial y la circulación del aire. Sin embargo, para

propósitos de diseño se debe emplear parámetros de resistencia mínima esperados.

5.3 Análisis Sísmico

5.3.1 Introducción

Los análisis de estabilidad sísmica son efectuados con el fin de evaluar la estabilidad general de las presas de relaves y sus cimientos durante condiciones de carga de terremotos. En general, estos análisis se dividen en dos tipos distintos: el potencial de licuefacción y el potencial de deformación. En lo que queda de esta sección se enfocará los aspectos analíticos de estos análisis.

El análisis sísmico de las presas de relaves es un tema muy complejo cuya tecnología todavía está emergiendo, algunos ejemplos recientes fueron proporcionados por Finn et. al. (1990), Lo y Klohn (1990), Edwards (1990), y Vick et. al. (1993). Se debe considerar cuidadosamente la aplicación de métodos analíticos avanzados tanto para la seguridad de presas existentes, como para el diseño de nuevas presas en vista de los altos niveles de sismicidad en el Perú y de las incertidumbres relacionadas con su aplicación y uso. También se debe emplear el criterio al evaluar el nivel de peligro de una presa particular y el nivel acorde de detalle de ingeniería requerido para el análisis particular. Por ejemplo,

una presa de relaves de 30 metros de alto cuya falla catastrófica podría potencialmente ocasionar una gran pérdida de vidas y graves daños a la propiedad privada (es decir, una presa de alto riesgo) requiere mucho más escrutinio y nivel de detalle con respecto a la estabilidad sísmica que una presa de relaves de 5 metros de alto ubicada en un sitio remoto, lejos de un área residencial (es decir, una presa de bajo riesgo). En primer lugar, puede ser necesario efectuar perforación de detalle, muestreo y pruebas de laboratorio con el fin de desarrollar las propiedades de ingeniería apropiadas para usarlas en los análisis de ingeniería de detalle. En segundo lugar, pueden ser suficientes las propiedades de ingeniería promedio y los análisis simplificados para evaluar la estabilidad sísmica.

5.3.2 Sismicidad

El Perú está ubicado en una de las áreas más sísmicamente activas del mundo, por este motivo los terremotos han tenido un fuerte impacto en la minería en los últimos cuatro siglos. Desde 1582 hasta 1974 hubo 18 terremotos de subducción grandes o fuertes cuyas magnitudes de momento (M_w) fueron entre 7.5 y 8.8 (Dorbath et. al., 1990). Vick et. al. (1995) expone sobre la sismicidad en el Perú y su impacto potencial en las operaciones mineras. En esta sección se presenta una actualización de los avances más recientes referentes al cálculo de la aceleración pico de terreno para uso en los

análisis sísmicos.

En las guías internacionales de seguridad para presas de relaves se recomienda un estándar de diseño basado en el *Terremoto Máximo Creíble*, o TMC, para "las principales presas de relaves donde una falla podría ocasionar la pérdida de vidas y de graves daños a la propiedad". En este contexto, el Terremoto Máximo Creíble se define como "el terremoto hipotético que se podría esperar de las fuentes potenciales locales y regionales para eventos sísmicos que producirían el movimiento de tierra más severo en el sitio" (ICOLD, 1989). Anteriormente se ha intentado publicar mapas de riesgos sísmicos del Perú que proporcionen Aceleración Pico de Terreno para un intervalo de recurrencia de 475 años. Se consideró estos valores para aproximarse a movimientos de suelo de Terremoto Máximo Creíble en muchas áreas del Perú debido a la frecuencia de eventos grandes de subducción. El intervalo de recurrencia de 475 años corresponde al adoptado frecuentemente por el diseño de presas de relaves en América del Norte. Sin embargo, en vista del tema que se discute a continuación comprende los avances recientes en las características de atenuación para eventos de subducción, se recomienda que se calcule los nuevos valores de aceleración pico de terreno para emplearlos en los análisis sísmicos.

Hasta hace poco, la mayoría de modelos de atenuación han sido desarrollados para terremotos en la corteza poco profunda. Sin embargo, en una publicación reciente (SSA, 1997) se publicó

una relación de atenuación para terremotos de zonas de subducción (Youngs et. al., 1977). El aspecto más interesante de estas nuevas relaciones para la sismicidad del Perú es que los resultados indican que la tasa de atenuación de movimientos pico desde terremotos de zonas de subducción es más baja (es decir, ocasionando valores de Aceleración Pico de Terreno más altos de lo esperado) que la de los terremotos en la corteza poco profunda en áreas tectónicas activas. La diferencia es significativa, principalmente para los terremotos de subducción muy grandes similares a los ocurridos en el Perú. Empleando esta nueva relación de atenuación, para esta publicación se ha calculado valores típicos de aceleración pico de terreno tanto para sitios de roca como de suelo para terremotos de M7, M8 y M9. ("M" designa la magnitud Richter del sismo). En la Figura 5.2 se presenta los resultados de los valores de aceleración pico de terreno versus la distancia más cerca a la ruptura para los terremotos de zona de subducción para los sitios de rocas, asumiendo una profundidad focal de terremoto igual a 50 km y 100 km. En la Figura 5.3 se presenta los resultados de los valores de aceleración pico de terreno versus la distancia más cerca de la ruptura para los terremotos de zona de subducción para los sitios de suelos, asumiendo una profundidad focal de terremoto igual a 50 km y 100 km. Comparando los valores de aceleración pico de terreno presentadas en las Figuras 5.2 y 5.3 para los sitios de rocas

y los sitios de suelo, respectivamente, se descubre que la Aceleración Pico de Terreno para los sitios de suelos es entre 46% a 65% más alta que para los sitios de roca a la misma distancia de la ruptura. Esto se debe a la amplificación de movimientos de lecho de roca en los sitios de suelos.

Es evidente que las aceleraciones de terreno en este nivel de riesgo son muy altas (por lo menos 0.3 a 0.4 g para la mayoría de zonas del país que actualmente tienen actividad minera), y los valores reales pueden ser incluso más altos cuando se considera fuentes locales de fallas en la corteza. Esto implica que mediante enfoques simplificados pero al mismo tiempo conservadores se garantice el diseño sísmico de presas de relaves y que se proponga procedimientos y prácticas en las siguientes secciones.

5.3.3 Selección de Aceleración Sísmica

La aceleración pico de terreno estimada para cualquier sitio puede ser calculada empleando la siguiente metodología:

1. Ubicar el sitio del proyecto en un mapa geológico, que también muestre todas las fallas activas ubicadas dentro de los 100 km del sitio.
2. Determinar el Terremoto Máximo Creíble (TMC) (basado en la información sismológica publicada) para todas las fallas activas identificadas en el paso (1). Elaborar una tabla mostrando el nombre de la falla activa, el TMC estimado, y

la distancia más corta de la fuente al sitio en términos de la distancia más cercana a la superficie de ruptura potencial de todas las fallas activas. La magnitud que es empleada en estos estudios es la magnitud de momento **M**, como fue definida por Hanks y Kanamori (1979). También determinar si el sitio puede ser considerado como un sitio de rocas (lecho de roca alterada por el intemperismo, ubicado a 3 m de la superficie de terreno) o como un sitio de suelos.

3. Determinar la aceleración pico de terreno para cada falla empleando información publicada de atenuación de terremotos para cada tipo de falla específica (SSA, 1997). Las relaciones de atenuación publicadas dependen directamente de las siguientes variables: tipo de falla, TMC, condiciones geológicas del sitio, y distancias más cortas de la fuente al sitio para la falla.
4. La Aceleración Pico de Terreno que es empleada para propósitos de diseño requiere el uso de criterio de ingeniería. Es posible que los eventos locales cercanos con magnitudes menores de TMC puedan producir valores más altos de Aceleración Pico de Terreno que las fallas de distancias mayores. En estos casos, es necesario comparar la duración estimada de sacudida fuerte, y el periodo natural de sacudida del terremoto y el sitio del proyecto para la posibilidad de resonancia que se desarrolla en el sitio.

La selección de una aceleración sísmica adecuada para

emplearla en los análisis de estabilidad, permite la aplicabilidad de tal procedimiento de análisis de estabilidad, pero no es aceptado universalmente por los ingenieros. Para aquellos ingenieros que realizan un análisis pseudo estático para determinar y que quieren ver que su diseño tiene un grado de Factor de Seguridad (FS) mayor que 1.0, el valor recomendado para un coeficiente adecuado pseudo estático varía aproximadamente de 1/2 a 2/3 veces el valor de aceleración pico de terreno. Esta selección de un coeficiente pseudo estático no debe ser confundida con la aceleración de deformación definida en la Sección 5.4, que es empleada para identificar las aceleraciones contenidas dentro de un acelerograma de terremoto sintético sobre el cual empiezan a acumularse las deformaciones sísmicamente inducidas. También, se debe observar que si la licuefacción es probable en el sitio, entonces ningún intento para calcular un FS bajo condiciones de carga de terremoto tiene sentido.

El comportamiento de ondas sísmicas dentro de una presa es muy complejo. Dentro de la presa se produce simultáneamente tanto la amplificación como la desamplificación de las ondas del terreno en diferentes momentos y diferentes lugares durante el terremoto. Dependiendo de la densidad de masa del suelo o del material del relave, que controlan los módulos de corte y el amortiguamiento crítico del material, puede producirse un ablandamiento de deformación del suelo. Dependiendo de si el material es cohesivo o no cohesivo, y del módulo de corte

inicial, las condiciones de saturación del cimiento y los materiales de depósito, los ciclos repetidos de deformación por esfuerzo cortante pueden conducir ya sea a deformaciones relativamente menores, a deformaciones sostenibles, o a deformaciones excesivas y posible licuefacción y fallas de flujo del cimiento de suelo o del material de relaves. Cada sitio es diferente, y puede responder de manera distinta a tipos diferentes de terremotos. No es posible cuantificar cómo un sitio determinado responderá a un terremoto particular sin conocer los resultados de investigaciones detalladas de campo y de laboratorio.

5.3.4 Evaluación de Licuefacción

Los materiales sueltos, saturados con partículas del tamaño de arena están sujetos a una pérdida repentina de resistencia al corte, o licuefacción, cuando están expuestos a un evento sísmico. Los relaves, debido a su método de colocación generalmente suelta y a su naturaleza no cohesiva, frecuentemente son propensos a la licuefacción. Para cualquier material que tiene propensión, el peligro de licuefacción está controlado por:

- La densidad del material - a menor densidad, más fácilmente se producirá la licuefacción.
- La presión de confinamiento que actúa en el material - a menor presión de confinamiento, se producirá más fácilmente la licuefacción.

- La magnitud del esfuerzo o deformación cíclicas - a mayor esfuerzo o deformación, se requerirá menor número de ciclos para inducir la licuefacción.
- El número de ciclos de esfuerzo a los cuales está sujeto el material - a mayor número de ciclos mayor posibilidad que se produzca la licuefacción.

Evidentemente, los últimos dos factores son una función del evento sísmico y están más allá del control del diseñador. Sin embargo, se puede controlar la densidad, saturación, y presiones de confinamiento y se puede reducir la amenaza de licuefacción, incorporando las instalaciones de drenaje, manteniendo todas las superficies de las pozas lejos del depósito, o compactando el material durante o después de la construcción. En general, los materiales compactados a una densidad relativa de 60% o más no se licuarán (NCR, 1985).

Seed (1987) distingue entre el desencadenamiento de la licuefacción y el comportamiento posterior a la licuefacción de suelos susceptibles a la licuefacción, y describe una filosofía de diseño que se sigue aquí. La compactación de rellenos de presa de relaves de acuerdo a las especificaciones ordinariamente evitará la licuefacción de los materiales de depósito para nuevas presas. Por lo tanto, para las presas de relaves construidas empleando el método de construcción de línea central y aguas abajo, el área de principal interés constituye la licuefacción potencial de suelos de cimentación

de presas. Para las presas existentes construidas empleando el método de construcción aguas arriba, la licuefacción del material de relaves dentro de la poza, debido a su estado saturado y a las densidades in situ relativamente bajas, está prácticamente asegurada en estos niveles altos esperados de Aceleración Pico de Terreno.

5.3.4.1 Prueba Estándar de Penetración (PEP)

A pesar de que los valores precisos de Aceleración Máxima de Terreno y los correspondientes esfuerzos cortantes cíclicos inducidos son inciertos, los niveles generales son tal altos que hay poco que ganar al efectuar análisis extensos de respuesta dinámica o licuefacción desencadenada bajo las circunstancias más ordinarias en el Perú. En vez de ello, se debería asumir que la licuefacción se producirá en todas los limos, arenas, y gravas saturados que tengan valores correctos $(N_1)_{60}$ menores de 20 en las determinaciones de la Prueba Estándar de Penetración (PEP) efectuada cuidadosamente de acuerdo a los procedimientos de Seed et. al. (1985). En la Tabla 5.5 se presenta los procedimientos recomendados para realizar la PEP (Seed, 1985), y en la Tabla 5.6 se presenta los factores más comunes que afectan la PEP (Kulhawy y Mayne, 1990).

Tabla 5.5 Procedimientos Recomendados de PEP (según Seed et. al., 1985)

| | |
|------------------------------|--|
| Tamaño del Taladro | 66 mm < Diámetro < 115 mm |
| Soporte del Taladro | Revestimiento para largo total y/o lodo de perforación |
| Perforación | Perforación con lavado; broca de descarga lateral Perforación rotatoria; broca de descarga lateral o hacia arriba Fondo limpio del taladro |
| Muestreador | Estándar 51 mm diámetro externo + 1 mm 35 mm diámetro interno + 1 mm >457 mm de largo |
| Resistencia a la Penetración | Registro de números de golpes por cada 150 mm N = número de golpes desde 150 mm a 450 mm de penetración |

Tabla 5.6 Factores que Afectan a la PEP (según Kulhawy y Mayne, 1990)

| Causa | Efectos | Influencia en el Valor N de PEP |
|--|--|---------------------------------|
| Limpieza inadecuada del taladro | No se efectuó la PEP en el suelo original in situ, y por lo tanto el suelo se podría quedar atrapado en el muestreador y ser compactado cuando se maneja el muestreador, reduciendo la recuperación. | Aumenta |
| Falla para mantener una carga de agua adecuada en el taladro | El fondo del taladro se puede volver ligero | Disminuye |
| Medición descuidada de la caída de martillo | La energía del martillo varía (generalmente las variaciones se agrupan sobre el lado más bajo) | Aumenta |
| Peso inexacto del martillo | La energía del martillo varía (el perforador proporciona | Aumenta o disminuye |

| | | |
|--|--|---------------------|
| | el peso; (son comunes las variaciones de 5 a 7 por ciento) | |
| El martillo golpea excéntricamente el collar de la barra de barreno | Reducción de energía del martillo | Aumenta |
| Falta de caída libre del martillo debido a la deficiencia de lubricación de roldanas, nuevo cable rígido sobre el peso, más de dos vueltas sobre el cabrestante, soldadura incompleta de cable en cada caída | Reducción de energía del martillo | Aumenta |
| El muestreador es manejado sobre el fondo del revestimiento | Muestreador manejado en suelo disturbado, artificialmente densificado. | Aumenta grandemente |
| Conteo descuidado de los golpes | Resultados inexactados | Aumenta o disminuye |
| Empleo de un muestreador no convencional | Correcciones con muestreador convencional no son válidas | Aumenta o disminuye |
| Grava gruesa o cantos rodados en el suelo | El muestreador se atora u obstruye | Aumenta |
| Uso de barra torcida de barrenos | Transferencia inhibida de energía al muestreador | Aumenta |

Puesto que el valor N de la PEP también varía con el nivel de esfuerzo de sobrecarga efectivo, generalmente también se aplica un factor de corrección de esfuerzo de sobrecarga para proporcionar una referencia consistente (es decir, $(N_1)_{60}$). El valor N de la PEP corregido para esfuerzo de sobrecarga, longitud de la barra, diámetro del taladro y método de muestreo se obtiene mediante la siguiente fórmula:

$$(N_1)_{60} = N * C_N * C_E * C_B * C_R * C_S$$

donde:

N = Valor N Medido

C_N = Corrección para el esfuerzo de sobrecarga = $(P_a/s_{vo}^1)^{0.5}$

C_E = Corrección debido a la energía de la barra = ER/60%

ER = Relación de energía real, en porcentaje

C_B = Corrección para diámetro de taladro

C_R = Corrección para longitud de la barra

C_S = Corrección para método de muestreo

En la tabla 5.7 se presenta los valores más actuales para los factores de corrección arriba mencionados.

Tabla 5.7 Correcciones a las PEP(modificadas de Skempton, 1986)

| Factor | Variable de los equipos | Término | Corrección |
|----------------------|-------------------------------|---------|-------------|
| Relación de energía | Martillo de seguridad | C_E | 0.67 a 1.17 |
| | Toro (Donut) | | 0.50 a 1.00 |
| Diámetro del Taladro | 65 a 115 mm | C_B | 1.0 |
| | 150 mm | | 1.05 |
| | 200 mm | | 1.15 |
| Longitud de la barra | > 30 m | C_R | <1.0 |
| | 10 a 30 m | | 1.0 |
| | 6 a 10 m | | 0.95 |
| | 4 a 6 m | | 0.85 |
| | 3 a 4 m | | 0.75 |
| Método de muestreo | Muestreador Convencional | C_S | 1.0 |
| | Muestreador sin Revestimiento | | 1.2 |

Se debería efectuar la perforación empleando técnicas rotatorias con lodo utilizando una broca de descarga lateral o

ascendente. No es recomendable emplear técnicas con barrenos de vástago hueco a menos que se tome extremo cuidado, ya que es común que se produzca en el hueco alteración y desplazamiento. Se necesita que se tenga cuidado al limpiar el fondo del taladro para evitar la alteración. El taladro no debería exceder los 115 mm (4.5 pulgadas) en diámetro, puesto que el alivio del esfuerzo relacionado puede reducir el valor N en algunas arenas. La energía transmitida al muestreador de la Prueba Estándar de Perforación también puede ser muy baja para la PEP en profundidades mayores a 10 m debido a la rápida reflexión de la onda de compactación en la barra. La energía que llega al muestreador puede volverse reducida por una PEP con una profundidad de aproximadamente 30 m debido a las pérdidas de energía y a la grande masa de las barras de taladro. Si se ha diseñado el muestreador de la PEP para sostener una muestra, es importante asegurar que se haya instalado un revestimiento, ya que se puede aplicar una corrección de hasta 20% si no se ha empleado un revestimiento (Schmertmann, 1979).

Seed et. al. (1985) mostró que para una relación de resistencia cíclica dada (RRC), la arena con finos tiene un valor de PEP $(N_1)_{60}$ más bajo y, en base a esta observación, se desarrolló la correlación para incluir además la influencia del contenido de finos, como se muestra en la Figura 5.4. La correlación mostró que, para la misma relación de resistencia cíclica, la resistencia a la penetración en arenas limosas era

menor. Esto se debe probablemente a la gran compresibilidad y a la permeabilidad disminuida de arenas limosas los cuáles reducen la resistencia a la penetración y conducen el proceso de penetración hacia una penetración sin drenaje, respectivamente.

Mientras que en un sentido estricto la licuefacción puede ser desencadenada en suelos con valores $(N_1)_{60}$ algo más altos, su potencial de deformación por esfuerzo cortante debería ser limitado. La Prueba Estándar de Penetración es una prueba de campo simple efectuada durante la perforación y el muestreo. Por ese motivo en el Perú se debería contar con la tecnología y equipos adecuados para producir valores confiables en la Prueba Estándar de Penetración. Las PEP efectuadas en grava pueden ser asistidas mediante el uso de muestreadores de diámetro más grande, pero es probable que no haya disponible equipos de perforación Becker con martillos y motor diesel para pruebas exactas (Evans y Harder, 1993) y tendrá que ser suficiente los estimados de pruebas de densidad en el lugar en calicatas poco profundas.

5.3.4.2 Prueba de Penetrómetro Cónico (PPC)

Debido a las dificultades inherentes y a la pobre repetición asociada con la PEP, se ha propuesto muchas correlaciones para estimar la relación de resistencia cíclica para arenas limpias y arenas limosas empleando la resistencia a la penetración de la Prueba de Penetrómetro Cónico corregida. A pesar de que

frecuentemente la resistencia a la penetración cónica es sólo corregida para esfuerzo de sobrecarga (resultando en el término q_{c1}), la resistencia del penetrómetro cónico normalizada (es decir, sin dimensiones) corregida para el esfuerzo excesivo (q_{c1N}) está dada por:

$$q_{c1N} = [q_c / P_{a2}] C_Q = q_{c1N} / P_{a2}$$

donde:

q_c = resistencia medida a la penetración de la punta del cono

C_Q = corrección para esfuerzo de sobrecarga =

$$(P_a / \sigma'_{v0})^{0.5}$$

P_a = presión de referencia de 100 kPa en las mismas

unidades que σ'_{v0} ; $P_a = 100$ kPa si σ'_{v0} está en kPa

P_{a2} = presión de referencia de 100 kPa en las mismas

unidades que q_c ; $P_{a2} = 0.1$ MPa si q_c está en MPa.

Generalmente a los datos de la Prueba de Penetrómetro Cónico se les aplica un valor máximo de $C_Q = 2$ en profundidades cortas. La resistencia normalizada del penetrómetro cónico, q_{c1N} , no tiene dimensiones. En la Figura 5.5 se presenta un resumen de la relación de resistencia cíclica versus la resistencia a la punta de la Prueba de Penetración Cónica Corregida.

5.3.4.3 Conclusiones

Todos los suelos de cimentación en los cuales podría desencadenarse la licuefacción deberían ser removidos del área del depósito fuera de los límites finales de la presa. Si las condiciones prácticas ocasionaran que fuera imposible de realizar esto, entonces se les debería asignar a estos suelos una resistencia residual al corte sin drenaje para licuefacción (ver Figura 5.6, empleando un valor aproximado de un tercio entre los límites superiores e inferiores mostrados) (Marcusen et. al., 1990). Se puede efectuar análisis de estabilidad convencionales empleando estas resistencias, pero si se deja en el sitio suelos propensos a la licuefacción, posiblemente sean necesarios taludes de presas de muy poca pendiente para lograr un adecuado nivel de estabilidad.

5.4 Deformaciones Sísmicas

Incluso si se mantiene la estabilidad general de la presa durante un terremoto, puede todavía experimentar deformaciones perjudiciales, incluyendo el establecimiento de la cresta y la combadura del talud junto con el agrietamiento. Son posibles las evaluaciones aproximadas de deformaciones sísmicas para presas bien construidas sobre cimientos firmes no licuables. En la mayoría de casos, las investigaciones de localización adecuada de la presa de relaves y/o la remoción de suelos de cimentación licuables proporcionará un cimiento firme y la

adherencia a los criterios de compactación asegurarían contra la licuefacción de los materiales de relleno de la presa. Basándose en la performance de campo observada en las presas de tierra durante un terremoto, Seed et. al. (1987) determinó las siguientes conclusiones generales para presas que no tienen relleno licuable o materiales de cimentación;

"Virtualmente cualquier presa bien compactada puede soportar terremotos moderados, con aceleraciones máximas de aprox. 0.2 g y más, sin tener efectos perjudiciales. Las presas construidas con suelos de arcilla sobre cimientos de arcilla o de roca han tolerado sacudidas extremadamente fuertes desde 0.35 hasta 0.8 g desde un terremoto de magnitud 8.5 sin producirse daños aparentes."

Estas conclusiones también deberían aplicarse en un sentido general a presas de relaves de materiales similares tanto aguas abajo, como línea central y a las de retención de agua empleando las prácticas adecuadas de compactación y de construcción.

Se puede estimar la sedimentación de crestas sísmicamente inducida, siempre que no existan materiales licuables, empleando los procedimientos simplificados tales como los de Makdisi y Seed (1978), que se aplican a las presas de relaves en una forma aproximada (Fig 5.7). Velarde et. al. (1983) da un ejemplo de dicho enfoque. Es necesario estimar la aceleración de deformación cuando se emplea el método de

análisis de Makdisi y Seed. La aceleración de deformación se define como la aceleración que causa que el factor de seguridad deba ser reducido a la unidad (es decir, $FS = 1$). Al efectuar los análisis de estabilidad para determinar la aceleración de deformación, se puede emplear los ángulos de fricción basados en el esfuerzo efectivo para cualquier material de libre drenaje (ejemplo, contenido de finos de menos del 5%). Para materiales que no tienen libre drenaje, se recomienda que se emplee en el análisis de estabilidad una adecuada resistencia al corte sin drenaje que represente las condiciones previas a la aplicación de las fuerzas sísmicas. Si se ha determinado las resistencias al corte empleando métodos triaxiales consolidados sin drenaje en el laboratorio, un método correcto de interpretar la resistencia al corte es trazar en un gráfico la resistencia al corte máxima sin drenaje versus la presión de consolidación efectiva empleada en la prueba triaxial. Sin embargo, se debe observar que la consolidación efectiva correcta in situ es aproximadamente $2/3$ del esfuerzo efectivo vertical calculado en la mayoría de programas de estabilidad. La relación de resistencia al corte empleada en el análisis de estabilidad debe ser alterada en forma adecuada.

5.5 Reboce por la Cresta

Tal como lo trató Vick et. al. (1995), el reboce por la cresta es una de las causas principales de fallas en las presas de

relaves. Se debe prevenir a toda costa el reboce de las presas de relaves ya que podría ocasionar una falla catastrófica con la liberación repentina de grandes cantidades de relaves y agua tóxicos.

Para minimizar la posibilidad de un reboce, se debería tomar las siguientes precauciones durante la operación de una presa de relaves:

- Se debería almacenar un mínimo de agua libre en las pozas de relaves
- Se debería mantener una playa lo más ancha posible aguas arriba de la presa de relaves
- Se debería derivar fuera del depósito la máxima cantidad posible de escorrentía que contribuya a la poza de relaves
- Para operaciones con "circuito cerrado", la poza debería tener suficiente borde libre de líquido para que la avenida máxima probable (AMP) pueda ser almacenada (o la captación máxima si no está diseñada para la precipitación máxima probable) como una sobrecarga sobre la parte superior del nivel de operación normal de la poza sin causar avenida en la playa de relaves y colocar agua libre contra la presa de arena de relaves.
- En los lugares donde está permitido la descarga de efluente de relaves durante periodos de alta escorrentía, se debe proporcionar un vertedero adecuado para manejar los flujos de diseño. Ya que dicho vertedero sólo puede manejar los

flujos excedentes que no pueden ser almacenados en forma segura en las pozas de relaves, su capacidad puede ser considerablemente menor que la requerida para manejar la avenida máxima probable (AMP) de diseño.

Se debe minimizar los flujos de percolación y las presiones piezométricas conservando una amplia playa de relaves y manteniendo el agua libre lo más lejos posible de la presa de relaves.

En caso que flujos excesivos de percolación y/o presiones piezométricas se desarrollen en las presas de relaves y en sus cimientos o estribos, éstos deberían ser cuidadosamente monitoreados, y las áreas con problemas ser tratadas empleando procedimientos convencionales como filtros, drenajes, y en el caso de cimientos o estribos permeables, posiblemente con inyecciones de cemento.

En el caso de que no sea posible mantener la presa de relaves y la playa de relaves ubicada aguas arriba a una distancia suficiente sobre la poza para proporcionar el almacenamiento de sobrecarga requerido sin causar avenida en la playa de relaves y sin que llegue agua libre contra la presa de arena de relaves, se debe proporcionar una zona impermeable para la cara aguas arriba de la presa con el fin de prevenir grandes pérdidas de percolación con la amenaza inherente de una socavación.

El operador de las presas de relaves debería mantener tanto

las pilas de almacenamiento como los suministros fácilmente accesibles de materiales de filtro para el tratamiento de emergencia de flujos de percolación excedente así como también el material impermeable para construcción de emergencia de zonas impermeables aguas arriba.

Incluso para depósitos de relaves de "circuito cerrado", se debe tomar medidas para los casos de derrame de emergencia, en caso de que se vuelva necesario para cualquier combinación de circunstancias. La disposición preferida es un vertedero de reboce no controlado en el lecho de roca por lo que las descargas de emergencia se pueden efectuar sin ocasionar problemas de inestabilidad debido a la socavación. Donde no esté disponible el lecho de roca, se debería diseñar el vertedero de emergencia de tal manera que no se produzca socavación excesiva y que amenace a la presa de relaves. En esos casos, donde el volumen de agua a ser manipulado es pequeño, se puede utilizar sifones o bombas para verter el agua excedente desde la poza de relaves.

5.6 Erosión

5.6.1 Erosión por el Agua

5.6.1.1 Erosión Interna por el Agua

Se puede presentar problemas debido a la erosión interna del material proveniente de la presa de relaves ocasionada por la percolación de lixiviado. Esto puede ocurrir cuando las

medidas de drenaje proporcionadas para controlar la percolación son inadecuadas o cuando se presentan defectos dentro de la presa, por ejemplo cuando se produce resquebrajaduras por la sedimentación o una pobre compactación del relleno (particularmente contra conductos). La erosión de material fino puede conducir a una falla rápida y catastrófica de la presa de relaves.

Es difícil de detectar el potencial para erosión interna dentro de una presa de relaves. El monitoreo mediante piezómetros no es apropiado para indicar el desarrollo de una condición crítica a pesar de que puede proporcionar información general útil sobre la suficiencia u otras formas de sistemas de drenajes instalados. El método más importante de detectar la posible erosión interna es mediante inspección diaria de la presa de relaves por una persona calificada, buscando particularmente nuevas fuentes de percolación o cambios en la cantidad o el carácter de los rezumaderos existentes. La observación de flujos de percolación a través de la presa dentro del sistema de drenaje advertirá sobre los problemas potenciales, pero para que sean efectivos, los flujos de percolación deben ser monitoreados casi continuamente. Es muy difícil recolectar toda la percolación, pero la descarga medida desde el sistema de drenaje generalmente indicará el aumento peligroso de la velocidad de flujo. Asimismo, se debería efectuar una inspección regular para evaluar la decoloración del efluente. Por otro lado, las

erosiones considerables producen flujos con lodo. Un incremento escalonado en el flujo de percolación, sin un aumento proporcional en el nivel de agua del depósito o sin una fuerte precipitación constituye una señal de peligro significativo. Lamentablemente, la mayoría de presas de relaves existentes no han tomado medidas para el monitoreo de la percolación y se debería intentar recolectar la percolación en canales, tuberías y pozos de registro donde se pueda observar el color y el flujo.

5.6.1.2 Erosión Externa por el Agua

La erosión externa se puede presentar debido a la acción del viento o el agua y si no es controlada puede afectar desfavorablemente la estabilidad de presas de relaves ya sea directamente, por la modificación de la geometría de la presa, o indirectamente como resultado del material erosionado bloqueando los drenajes.

La erosión externa por el agua puede ocurrir por varias razones. Sobre la cara aguas abajo se puede presentar como resultado del reboce por la cresta (ver Sección 5.5) o debido a la precipitación, las cuales pueden ocasionar una profunda quebrada en los materiales de grano fino. También puede presentarse en situaciones donde un drenaje interno inadecuado de la presa conduzca a la superficie freática llegando al talud aguas abajo y al agua de percolación que existe en la cara aguas abajo. Estas es una situación extremadamente

peligrosa y requiere una inmediata acción de rehabilitación. El aumento en el nivel del charco de agua causado por una avenida, por una decantación obstruida u otras causas puede ocasionar la falla antes del reboce por la cresta debido al incremento consecuente de la superficie freática. Otra situación de riesgo considerable sería cuando una presa de relaves es afectada por la avenida del terreno en la base del depósito. En este caso, la erosión por el pasaje del agua de avenida a lo largo de la base del depósito podría ocasionar el socavamiento y la falla de la cara aguas abajo.

Sobre la cara aguas debajo de las presas de relaves diseñadas para almacenar volúmenes considerables de agua o donde los relaves tienen que ser almacenados bajo una profundidad de agua tal que el reservorio de agua esté en contacto con el talud aguas arriba de la presa, es importante asegurar que la cara esté protegida del efecto de la acción de las olas.

5.6.2 Erosión por el Viento

La erosión por el viento puede ser un problema significativo donde existan grandes áreas expuestas de material de grano fino como en la cara río abajo de una presa de relaves o en áreas de playa del depósito. La erosión por el viento además puede causar problemas ambientales si el material transportado por el aire es llevado a una propiedad adyacente.

6.0 MONITOREO Y MANTENIMIENTO DE DEPOSITOS DE DESECHOS

6.1 Generalidades

El operador de la mina deberá encargarse de satisfacer todas las reglamentaciones relacionadas con la seguridad estructural y ambiental de los depósitos de desechos.

El operador de la mina deberá proporcionar a la agencia reguladora todos los informes y datos relacionados que se requiere en cada etapa de desarrollo de un depósito comenzando con los informes de investigación del sitio y de diseño requeridos para obtener una licencia para construir el depósito, continuando con informes de construcción e informes de operación y finalizando con los informes de cierre y rehabilitación.

El operador de la mina debería estar obligado a informar inmediatamente a la agencia reguladora sobre cualquier evento inusual relacionado con el aumento de percolación, inestabilidad, la falta de borde libre de líquido, etc., que afecte o pueda afectar la estabilidad del depósito.

En el caso de cualquier cambio o traspaso de propiedad o responsabilidad para operación de una depósito de desechos, el operador de la mina debería notificar a la agencia reguladora inmediatamente sobre las nuevas condiciones.

La obligación de los operadores de mina de los depósitos de desechos con respecto a terceras partes debería estar regulada por las leyes del estado, en el caso que sea aplicable.

La responsabilidad del operador de mina para la construcción, operación y rehabilitación de una instalación minera para almacenamiento de desechos debería ser ejercida por ingenieros con licencias públicas, en el caso de que estas licencias sean requeridas por ley, y en los demás casos por ingenieros calificados y con amplia experiencia.

El diseñador debería participar en inspecciones y evaluaciones de seguridad. Si esto no fuera posible, debería mantenerse informado de los hallazgos de las inspecciones y evaluaciones de seguridad en las cuales no ha participado. También, a él se le debería consultar sobre los trabajos de reparación o rehabilitación, si es posible y práctico, durante la vida de servicio de depósito de desechos.

Según un cronograma predeterminado se debería revisar por lo menos cada dos años si los instrumentos y dispositivos de monitoreo funcionan adecuadamente.

La secuencia y frecuencia de la lectura de los instrumentos de monitoreo y los dispositivos de observación debería seguir las instrucciones dadas por el diseñador. Estas instrucciones eventualmente pueden ser adaptadas a prioridades que cambian de acuerdo con la edad de la estructura.

En el caso de sistemas de monitoreo automatizado, las lecturas de los instrumentos de monitoreo y de los dispositivos de observación deberían ser transmitidas inmediatamente a la unidad de procesamiento. El procesamiento y la interpretación de los datos procesados debería efectuarse sin demora. Los

datos y la información deberían ser cuidadosamente identificados y archivados para una evaluación y referencia durante las inspecciones periódicas. Se debería hacer presente inmediatamente al equipo de inspección sobre cualquier desviación significativa de las observaciones previas o sobre el comportamiento anticipado de la estructura.

Se debería efectuar una inspección anual completa de todos los aspectos de los depósitos de relaves incluyendo la presa, la poza, el sistema de recuperación y los procedimientos de inspección que se están empleando. Junto con esta inspección anual, se debería revisar toda performance, control de calidad, calidad de agua y datos de monitoreo para asegurar que la instalación esté siendo construida y esté funcionando de acuerdo con el propósito del diseñador.

Son de particular importancia el agua de percolación recolectada de drenajes, los pozos de alivio y los piezómetros ubicados aguas abajo de la instalación para almacenamiento de desechos. Se debería analizar estas percolaciones para averiguar el contenido de productos químicos, metales pesados, etc. para determinar si los contaminantes se están escapando de la instalación de almacenamiento y están entrando a las aguas superficiales y subterráneas aguas abajo del depósito de desechos.

Cada inspección debería estar precedida por una evaluación de los informes de inspección previos, y por la determinación de la secuencia que debe seguirse en el campo. Para este

propósito, sería recomendable preparar una lista de verificación detallada de todos los ítems que deben ser inspeccionados y establecer las pruebas o exámenes que se deberían tomar a cada ítem. Esta lista debería ser revisada cuidadosamente y actualizada antes de cada inspección principal, prestando especial atención a los incidentes, alteraciones y/o modificaciones operacionales que pueden haber ocurrido desde la última inspección. El equipo de inspección debería revisar si se ha llevado a cabo las recomendaciones previas. Si estas no fueron realizadas, deberían estar documentadas y registradas las razones en el informe de inspección.

En el informe de inspección debería estar resumido una descripción de los métodos y procedimientos empleados para la inspección y los hallazgos y recomendaciones resultantes. Donde sea adecuado, el texto debería estar complementado por dibujos, esquemas o gráficos y se debería emplear documentación fotográfica en forma extensiva. Asimismo, se debería incluir registros de incidentes o accidentes que puedan haber ocurrido recientemente así como un análisis de sus causas y consecuencias. Se debería elaborar mapas de las irregularidades detectadas para referencia futura y comparación. Si se considera necesario alguna acción de recuperación, debería ser propuesto mediante recomendaciones claras. Este informe debería prepararse inmediatamente después de terminar la inspección y emitirse sin demora.

La inspección de la construcción de la presa de arranque, incluyendo la instalación y la lectura de toda la instrumentación requerida para controlar la performance, debería ser efectuada por la empresa de ingeniería responsable del diseño de la presa de arranque.

Normalmente el operador de mina realiza las operaciones progresivas continuas de la presa principal de relaves después de establecer el plan de construcción. Durante los primeros años de las operaciones, el operador de la mina debería conservar al diseñador para que inspeccione la construcción de la presa de relaves con el fin de asegurar que la construcción está procediendo de acuerdo el propósito del diseño. Si se encuentra que las condiciones reales de operación difieren de las asumidas en el diseño original, el diseñador debería efectuar las modificaciones apropiadas para el diseño, consultándolo con el operador de la mina, para asegurar que la presa de relaves se construya de una manera segura y aceptable.

Sobre una base anual, las operaciones progresivas de la presa de relaves deberían ser inspeccionadas detalladamente y revisadas por el diseñador original o por un ingeniero competente y con experiencia en la construcción de presas de relaves. El operador de la mina debería afrontar el costo de dichas inspecciones. Por otro lado, se debería presentar al operador de la mina un informe completo junto con copias para la agencia reguladora que presente los resultados de la

inspección y revisión y cualquier cambio recomendado en los procedimientos de operaciones/construcción que se considere necesario para asegurar la seguridad continua de las presas de relaves.

Se debería establecer medidas y procedimientos adecuados para exonerar a las personas comprometidas en la inspección de cualquier conflicto de interés o responsabilidad personal que se pueda producir de dicha participación.

Se debería iniciar un programa de monitoreo al comienzo de las operaciones de la presa de relaves y efectuar lecturas a intervalos apropiados durante todo el proceso operativo. También se debería instalar la instrumentación adecuada al término de la deposición de relaves dentro de la poza para monitorear la performance de la presa de relaves durante las fases de rehabilitación y de largo plazo.

6.2 Requerimientos de Monitoreo

Para una presa de relaves se recomienda los siguientes tipos de medición:

1. Medición e inspección visual diaria de todos los factores que influyen directamente en la seguridad de la presa:

- Ancho de la playa, el cual debería ser lo más grande posible
- Cantidad que la cresta de la presa está sobre el nivel del agua de la poza (borde libre de líquido)
- Descarga de percolación a través de la presa en sí, a

través del cimiento y estribos

- Posición de la superficie freática y de cualquier daño que pueda surgir en el talud
- Presión de poros
- Movimiento horizontal y vertical de la cresta de la presa de arranque y del talud aguas abajo
- Sismicidad y presión de poros dinámica inducida
- Todos los procedimientos de deposición de relaves.

2. Medición y pruebas de todos los factores relacionados con la evaluación de estabilidad en cada etapa de construcción y especialmente cuando se aproxima a la altura máxima final:

- Distribución y zonificación de los relaves depositados
- Presión de poros
- Comportamiento de los relaves depositados en cada zona y la no linealidad de las propiedades mecánicas del suelo (densidad, resistencia al corte, compresibilidad, consolidación) con el incremento de la carga aplicada provenientes del resultado de laboratorio y de las pruebas in situ
- Sedimentación diferencial, registrada por los instrumentos de medición de movimientos internos
- Sismicidad y presión dinámica de poros y características Dinámicas de los relaves depositados
- Se debe revisar la consolidación, sedimentación y

estabilidad en la altura final durante los años de la elevación de la presa y si es necesario se debe mejorar la técnica de construcción y la estructura mediante drenaje instalados adecuadamente, bermas, inclinaciones del talud que mantengan una playa no sumergida más ancha, empleando hidrociclones, etc.

3. Mediciones que sirven para mejorar las técnicas de relleno hidráulico:

- Ancho de la playa
- Tamaño de partícula inicial de los relaves
- Densidad de pulpa
- Densidad de pulpa desde cada salida de la descarga de gruesos
- Distribución de los relaves depositados a lo largo de la playa según el tamaño de partícula, densidad y propiedades mecánicas del suelo. Se podría obtener la distribución óptima de los relaves depositados y el mejoramiento de la estabilidad cambiando la descarga de pulpa desde las salidas de la descarga de gruesos y la densidad de pulpa (dilución con agua o espesamiento mediante hidrociclones) o disminuyendo la distancia entre las descargas de gruesos.

El monitoreo de los factores medidos se puede efectuar mediante los instrumentos y métodos tratados en las siguientes secciones.

6.2.1 Descarga de Percolación

Toda el agua de percolación debería ser recolectada y la descarga medida por vertederos en V de tipo rectangular o trapezoidal. Para medir descargas bajas se puede utilizar recipientes calibrados.

La descarga de percolación es el factor más importante que tiene que ser medido. Proporciona evidencia de cualquier falla seria en la presa de relaves. Indica la erosión interna en el cuerpo de la presa con consecuencias graves si todas las medidas necesarias no son tomadas en su debido momento. Esta medición debería ser automatizada, si es posible, y las lecturas registradas sin interrupción en el cuarto de control. Es apropiado registrar separadamente la descarga que proviene de cada drenaje y lugar, con el fin de determinar más fácilmente la ubicación de cualquier incremento de percolación y un posible caso de erosión.

Es esencial para las presas de relaves tener buen drenaje para mantener la superficie freática lo más lejos posible del talud aguas abajo, con la finalidad de reducir la presión de poros y disminuir el peligro de licuefacción. El drenaje aumenta la descarga de percolación que es mucho mayor que en las presas de tierra. Sin embargo, no es peligroso si hay filtros y drenajes funcionando apropiadamente y si la cantidad de percolación es recolectada y devuelta a la poza de relaves o a la planta de procesamiento. Las recomendaciones sobre el

diseño de drenaje son proporcionadas en ICOLD (1994).

Los relaves son muy sensibles a la erosión tanto interna como externa y esto resalta una vez más la importancia del monitoreo de percolación.

6.2.2 Superficie Freática

El nivel de superficie freática es de primera importancia para la estabilidad de las presas de relaves.

El dispositivo básico para medir el nivel freático es el piezómetro de columna reguladora abierta, de lectura manual. Tiene desaireación propia y es más confiable que muchos de los piezómetros con sistema cerrado. Responde a presión de agua subterránea alrededor de su filtro de toma, el cual no debería ser más largo de 2 m y normalmente está ubicado en el extremo final de la columna reguladora.

Generalmente, las columnas reguladoras son instaladas en el suelo antes de que se coloque los relaves, con el fin de medir las presiones de agua que se desarrollan en la base del depósito. Se añade tubos adicionales cuando el nivel de los relaves aumenta. El soporte de tierra previene a éstos de hundirse en cantidades considerables.

Debido a la permeabilidad anisotrópica relacionada con el método de deposición, las líneas equipotenciales de la red de flujo que desarrolla son algo inclinadas. Por este motivo, la carga hidrostática proporcionada por las columnas reguladoras con base en el suelo indica una superficie freática menor que

la real. Se puede obtener valores más precisos de columnas reguladoras instaladas en los relaves, con sus filtros de toma colocados a corta distancia debajo de la posición de la superficie freática indicada por las columnas reguladoras de mayor profundidad. Se puede obtener más información de la forma de la red de flujo por medio de las columnas reguladoras colocadas con sus filtros de toma en las profundidades intermedias. Los piezómetros de columna reguladora de puntos múltiples podrían proporcionar incluso información más detallada, pero su instalación en relaves sin cohesión es extremadamente difícil.

Si los piezómetros no tocan el cimiento, éstos se hundirán lentamente en los relaves, especialmente aquellos que se encuentran en las partes internas de la playa o que se encuentran sobre la ubicación inicial de la poza. La cota de su extremo inferior se calcula midiendo periódicamente la cota de su extremo superior y conociendo la longitud de los tubos empleados.

Después de que se levanta la presa de relaves a una altura significativa, se puede instalar piezómetros de columna reguladora perforando desde las crestas de los diques secundarios, desde la parte seca de la playa, o desde el talud aguas abajo.

Los piezómetros de columna reguladora con un diámetro interno de 50 a 60 mm, como son empleados comúnmente en las presas de relaves, tienen bastante retardo (respuesta lenta). Estos

pueden ser adecuados para zonas externas de las presas de relaves aguas arriba donde los relaves depositados son más gruesos y por lo tanto más permeables, o donde la superficie freática cambia lentamente. En otras posiciones, se debería emplear, tubos de diámetros más pequeños como de 20 a 30 mm, o los piezómetros de columna reguladora de Casagrande con diámetro interno de 10 a 12 mm. Estos tubos de diámetros pequeños se colocan generalmente dentro de los tubos rígidos de revestimiento protectores de diámetro más grande. Cuando los piezómetros de columna reguladora son instalados mediante la perforación desde la playa, el tubo de plástico de 12 mm se puede suministrar en rollos y cuando se incluye a su unidad de filtro de toma, se puede instalar en el tubo de perforación protector.

No se recomienda las columnas reguladoras permeables a lo largo de su altura total, o que deben estar rodeados por material de filtro permeable a lo largo de su altura total, debido a que crean una conexión vertical entre las partes superior e inferior de los relaves, donde las presiones de poros pueden ser muy diferentes. Si la presión de agua aumenta uniformemente con la profundidad, estos se comportan como pozos de observación, pero esta condición se aplica sólo a terreno homogéneo con líneas equipotenciales verticales. Sin embargo, en las presas de relaves estas condiciones no se aplican. Tiene una no homogeneidad bien desarrollada en la dirección vertical y anisotropía. Por este motivo, y también

por el efecto de los drenajes, las líneas equipotenciales son inclinadas. En consecuencia, el pozo de observación no indica la altura real de la superficie freática. Cuando hay una mayor presión de poros excedente en las partes inferiores, la alivia, pero al mismo tiempo incrementa el nivel medido de la superficie freática.

También se puede obtener la posición de la superficie freática con el uso de piezómetros cerrados. Se debería emplear varios, uno sobre el otro sobre una línea vertical, para obtener resultados más exactos. Sin embargo, es preferible emplear los piezómetros de columna reguladora simple, para determinar la posición de la superficie freática, si uno puede asegurar el acceso periódico a ellos.

Cuando hay presión de poros excesiva, debido a una consolidación incompleta, entonces todos los piezómetros indicarán un nivel piezométrico que es más alto que la superficie freática. En estas circunstancias, los piezómetros más superficiales (piezómetros de columna reguladora o cerrados), que están más cerca a la superficie freática, mostrarán niveles que tienden a ser más altos, pero que se aproximan a los valores correctos.

Las presiones de los piezómetros están en su punto más alto cuando, o justo después de que, se ha añadido una capa adicional de relaves, pero debido a que no es posible caminar sobre la playa mojada cuando se está realizando la descarga de gruesos para medir el nivel de agua en el piezómetro, se omite

la posición más alta de la superficie freática. Se produce la misma situación en las partes internas de la playa, donde son inaccesibles los piezómetros de columna reguladora. Estos problemas pueden ser superados colocando un piezómetro de lectura remota dentro del piezómetro de columna reguladora en la parte inferior, inmediatamente debajo de su filtro de toma, y sacando su cable (o tubería) adyacente al filtro perforado. Para mantener el piezómetro siempre bajo agua, con el fin de prevenir el ingreso de aire, se deja una parte sin perforar (un recipiente pequeño) en la parte inferior de la columna reguladora. La lectura cero del piezómetro de lectura remota será el nivel de agua en la parte inferior de la columna reguladora, hasta el nivel de filtro de toma, de modo que cuando la lectura baje a ese valor, la presión de poros no estará actuando en el filtro. Se puede bajar los piezómetros eléctricos a la parte inferior de las columnas reguladoras más grandes para obtener estas lecturas pico cuando son inaccesibles las partes superiores de las columnas reguladoras.

Es importante colocar los piezómetros cerca de los drenajes para verificar la eficacia de estos últimos.

Los piezómetros de columna reguladora en las presas de relaves generalmente son fabricados con tubos de PVC de paredes gruesas. Existe peligro de que los tubos se vuelvan inclinados o que incluso se rompan en las zonas internas de la presa de relaves debido a la filtración de la masa de lamas. En estos

lugares, y generalmente en las presas de altos relaves es mejor conseguir que los piezómetros de columna reguladora sean de material más fuerte, tales como tubos de plásticos reforzados con fibra de vidrio. Los tubos y los empalmes deben ser herméticos para resistir la alta presión y también deben ser químicamente resistentes. Los tubos de acero se corroen rápidamente en medios de sulfato o de relaves en oxidación y deberían ser revestidos con zinc. Los tubos de aluminio no deberían emplearse si los medios de relaves son alcalinos. También se puede emplear piezómetros de columna reguladora no metálicos como indicadores internos de sedimentación. Se puede colocar alrededor de los tubos placas de sedimentación de metal no corrosivo, espaciadas a intervalos verticales casi iguales, y detectados por una unidad sensora magnética bajada al interior de las columnas reguladoras sobre un cable calibrado como una cinta para medir.

6.2.3 Presión de Poros

6.2.3.1 Medición de la Presión de Poros

Cuando la consolidación no está completa, la presión de poros incluye no sólo la presión de poros hidrodinámica, debido a la diferencia de carga entre los niveles de agua tanto aguas abajo como aguas arriba, sino también el componente de presión de poros excedente, generado durante la carga sin drenaje. La presión de poros puede ser muy alta en las partes internas de

una presa de relaves. Es de crucial importancia para la seguridad de las presas de relaves altas y es imperativo que sea medido. Constituye una revisión importante sobre los supuestos de diseño la comparación del coeficiente de presión de poros, r_u (presión de agua de poros medida dividida por el total de la presión de sobrecarga), con el valor de diseño máximo de r_u .

La presión de poros puede ser medida con piezómetros de columna reguladora si ésta no es tan alta que produzca que el nivel de agua suba hasta la parte superior de la columna reguladora y se desborde. En la parte interna de las presas de relaves la presión de poros podría ser tan alta que el nivel del piezómetro exceda a la parte superior de la columna reguladora, y hay un límite práctico para la altura en la que puede levantarse una columna reguladora y todavía poder leer en forma manual. En tal caso, se puede incluir en la parte superior de la columna reguladora un indicador Bourdon de presión de tubos como una medida temporal, o conectándosele tubos, el piezómetro de columna reguladora puede ser convertido en un piezómetro de lectura remota con dos tubos (un método descrito por Penman, 1982). Si se predice presiones altas, el piezómetro se puede fabricar con un transductor eléctrico en o sobre el filtro de toma, sellando el cable de conexión por medio de una conexión lateral con un collar especial. Entonces se convierte en un piezómetro de lectura remota que puede ser revisado y leído por el nivel de agua en

la columna reguladora hasta que la presión medida se vuelva demasiado alta, cuando la columna reguladora sea tapada.

La mejor manera de medir el componente de presión de poros excedente, debido a su consolidación incompleta, es mediante piezómetros de lectura remota. Existen cuatro tipos básicos: hidráulico, neumático, de alambre vibratorio y de resistencia eléctrica. Han sido descritos por Dunicliff (1988), Hanna (1985) y USBR (1987), así como por muchos otros.

Es importante escoger el tipo más apropiado de piezómetro para las condiciones individuales de cada presa de relaves.

Los piezómetros hidráulicos y neumáticos pueden requerir mantenimiento difícil a largo plazo y no son apropiados para la medición de presiones de poros dinámicas de más de 7m por debajo de ellos, para evitar succiones excesivas que se desarrollan en la tubería de conexión. Los piezómetros neumáticos tienen restricciones en la longitud permisible de sus tubos de conexión. Sin embargo, ninguno de los dos tipos es influenciado por los rayos, lo cual es una ventaja sobre los tipos eléctricos.

Las lecturas de los piezómetros del tipo de resistencia eléctrica son sensibles a las perturbaciones eléctricas.

Teniendo presente los largos periodos de operación, los piezómetros neumáticos y los eléctricos requieren revisión y re-calibración periódica.

Cuando los piezómetros de lectura remota son colocados en la parte inferior de los piezómetros de columna reguladora, estos

pueden ser revisados fácilmente y en forma precisa por las lecturas de nivel de agua en las columnas reguladoras.

6.2.3.2 Estimación de los Niveles de Piezómetros

Debido a que los relaves son depositados en forma suelta, tienen baja densidad y sus deformaciones verticales pueden ser considerables, particularmente en la zona de lamas. Los piezómetros ubicados en los relaves siguen esta deformación vertical, y con el fin de asegurar que los piezómetros se sedimenten junto con los relaves y no se hundan en ellos, son colocados en plataformas anchas de madera. Siempre es necesario conocer la elevación actual de los piezómetros, y esto se puede efectuar de las siguientes maneras:

1. Los dispositivos de nivelación de fluidos son colocados cerca de los indicadores de presión de poros sobre una plataforma común de madera o plataforma de material químicamente inactivo, con un peso unitario igual al de los relaves húmedos.
2. Los indicadores combinados están disponibles en la actualidad y registrarán tanto la presión de poros sobre un principio de frecuencia como la posición vertical con un dispositivo hidráulico de nivelación. Estos tienen cables eléctricos que contienen tubos para el líquido de los aparatos de nivelación.
3. Los piezómetros en los relaves están ubicados cerca de las columnas reguladoras más profundas que tienen placas

apropiadas para medir las sedimentaciones diferenciales. Las posiciones verticales de los piezómetros son evaluadas desde las lecturas de sedimentación.

6.2.4 Sismicidad

Las presas grandes de relaves, y particularmente aquellas ubicadas en regiones sísmicas, requieren que se efectúe mediciones de los fenómenos sísmicos. Esto se puede realizar con los llamados "acelerógrafos de movimientos fuertes" para registrar los terremotos más fuertes por sobre un umbral dado, que puede ser variado a voluntad, y que generalmente es 0.01 g. Como mínimo, se debería emplear dos o tres acelerógrafos. Un acelerógrafo, el "principal" o el "maestro", es colocado sobre el lecho de roca para registrar el terremoto. Envía señales a una computadora que controla a las demás, que están ubicadas en las excavaciones superficiales en diferentes lugares de la parte superior del talud aguas abajo. Estas son trasladadas periódicamente durante las operaciones para que estén en la parte superior del talud, y después que la presa de relaves deja de operar, son colocadas sobre la playa en los relaves. Estas se emplean para determinar las propiedades de amortiguación de relaves, y la respuesta dinámica requerida para calibrar el modelo numérico sísmico y calcular la respuesta a terremotos de la presa de relaves.

6.2.5 Presión Dinámica de Poros y Licuefacción

Existe un peligro de licuefacción de los finos y de la arena limosa en la presa de relaves como consecuencia de un terremoto. La presión dinámica de poros se desarrolla en los relaves y la licuefacción se presenta cuando la presión de poros inducida se vuelve tan alta que empieza a destruir la estructura de la arena suelta al reducir los esfuerzos efectivos a cero.

La presión dinámica de poros es medida y registrada al mismo tiempo que el terremoto y después, cuando se puede alcanzar los valores máximos. La medición de las presiones de poros dinámicas puede ser efectuada con piezómetros de alambre vibratorio debido a que tienen una respuesta lo suficientemente rápida. Cuando el terremoto está sobre un umbral predeterminado dado, el acelerógrafo hace que la computadora tome lecturas más frecuentes en forma consecutiva desde todos los piezómetros. Cuando la presión de poros se empieza a disipar, las mediciones se vuelven menos frecuentes y son finalmente discontinuadas cuando éstas disminuyen a un valor bajo dado. Después de eso, los piezómetros continúan registrando las presiones de poros como antes, una vez cada 1 a 2 semanas, aproximadamente. En las zonas externas de la presa de relaves, la presión de poros dinámica máxima se desarrolla más rápidamente (en varios minutos) y es rápidamente disipada, mientras que en las zonas internas esto

ocurre en forma mucho más lenta (hasta varios días).

Las mediciones de la presión de poros dinámica se efectúa para todos los sismos, incluyendo los más leves, durante todo el periodo operacional mientras la presa está siendo levantada lentamente. Sobre la base de estos datos, se puede predecir la estabilidad dinámica de la presa de relaves a su altura final y para el terremoto de diseño. Si se requiere, se puede tomar medidas estructurales adicionales como por ejemplo:

1. Drenaje diseñado para acelerar la consolidación y disminuir la superficie freática. Los relaves secos no se licuefactan. El drenaje también acelera la disminución de la presión de poros dinámica y reduce el peligro de licuefacción debido al impacto dinámico.
2. Compactación. La arena más densa no se licuefacta tan fácilmente, y cuando la densidad relativa es más de 0.65 no se licuefacta de ninguna manera. La compactación se puede efectuar mecánicamente por vibro-compactación, o en casos especiales mediante voladura controlada.
3. Carga. Se requiere un impacto dinámico más fuerte para licuefactar relaves cargados. Con la disminución de la superficie freática, aquellas partes que se encuentran sobre ella cargan las partes húmedas de abajo y reducen el peligro de licuefacción. El uso de capas de drenaje intermedio, como fue recomendado por ICOLD (1994), disminuye la superficie freática, permitiendo a la parte

drenada que está sobre ellas cargar las capas de abajo.

6.2.6 Movimientos Verticales

Los movimientos verticales en los depósitos de relaves son grandes y se deben a la compactación por su propio peso y a la consolidación. Los movimientos externos son medidos por medio de un sistema de control topográfico de puntos de referencia geodésicos, lo suficientemente afuera de la presa para evitar la influencia del peso de la presa, y con un sistema de hitos geodésicos ubicados:

- A lo largo de la cresta de la presa de arranque y sobre sus bermas si es alta,
- Sobre las bermas del talud aguas debajo de la parte de relaves de la presa,
- A lo largo de la cresta de la presa de relaves terminada,
- Sobre la playa de la presa de relaves terminada.

Un incremento súbito en los movimientos verticales podría ser una señal de erosión interna de los relaves y de potencial de colapso.

6.2.7 Movimientos Horizontales

En las presas de relaves los movimientos horizontales se deben principalmente a la sedimentación no uniforme de las diferentes partes y en menor grado a la presión proveniente del agua retenida. Generalmente son medidos en los mismos puntos geodésicos que son empleados para control topográfico

de los movimientos verticales.

Se puede efectuar mediciones más exactas cuando los puntos están ubicados en una línea recta y los movimientos son medidos en relación a ello. Si la cresta de la presa y las bermas no están en línea recta, se puede emplear el método trigonométrico que es menos preciso. En este caso los métodos más precisos son la colimación óptica o instrumentos sofisticados con láser. Sin embargo, en las presas de relaves no son necesarios métodos muy exactos para la cresta de presas de arranque. El estudio cuidadoso de conjuntos sucesivos de fotografías aéreas estereoscópicas puede revelar movimientos horizontales que han ocurrido, y pueden ser particularmente útiles para revisar una presa grande. Sin embargo, cuando se observa movimientos peligrosos, se requiere mediciones más exactas. Por esta razón, siempre debería tomar previsiones para mediciones exactas.

Los desplazamientos horizontales de puntos dentro del cuerpo de la presa pueden ser detectados mediante los inclinómetros. El desplazamiento horizontal de un cimiento deformable puede ser medido con inclinómetros, pero también con un péndulo invertido. Estos instrumentos precisos y costosos a la vez deberían ser empleados sólo si es absolutamente necesario y principalmente para la presa de arranque ésta es alta. En las partes de los relaves, no sirven debido a que las sedimentaciones y los desplazamientos horizontales de las partes de relaves de las presas son mucho mayores que en una

presa de tierra. También se justifica el uso del Sistema de Posicionamiento Global para presas de relaves grandes.

Es difícil predecir exactamente el límite peligroso de los movimientos verticales y horizontales para los numerosos componentes de los depósitos de relaves. Los movimientos fuertes pueden ser inofensivos si están distribuidos sobre un área grande y si sus velocidades disminuyen con el tiempo. Por el contrario, los movimientos leves pueden ser peligrosos si se concentran en un lugar o si sus velocidades se incrementan con el tiempo.

6.2.8 Sedimentaciones Diferenciales

Se puede medir las sedimentaciones diferenciales en el cuerpo del depósito con instrumentos de medición de movimientos verticales internos. Los más apropiados son las columnas reguladoras de PVC con placas de sedimentación o anillos hechos de acero inoxidable colocados sobre los tubos y una sonda electromagnética, colocada en la parte inferior de columna reguladora, para medir las posiciones de las placas. Las placas son colocadas sobre la superficie de los relaves que van aumentando, y espaciadas a ciertos intervalos verticales (frecuentemente a 5 m). Estas son comúnmente 30 a 40 cm a lo largo, y se mueven junto con los relaves en sedimentación, deslizándose sobre el tubo.

Ya que los relaves sufren grandes sedimentaciones, no es

apropiado emplear tubos telescópicos que son aplicados en las presas de relleno de tierra, porque las placas de sedimentación se pueden obstruir en los empalmes. Es preferible emplear tubos empalmados hermética y suavemente para permitir a las placas deslizarse sin obstáculos sobre los tubos.

Los aparatos de sedimentación son empleados generalmente para obtener la siguiente información:

1. La compactación de los relaves depositados y su variación con el tiempo en diferentes alturas de la presa.
2. La sedimentación del cemento.

Las mediciones de sedimentación y de presión de poros brindan información sobre la consolidación de los relaves a gran escala y proporcionan datos in situ, complementando a toda prueba de laboratorio de consolidación que haya sido efectuada para obtener información para diseño. Uno puede determinar a partir de estos el módulo de deformación y el coeficiente r_u de presión de poros para cada capa, como una función de carga y tiempo. Estas funciones son datos de entrada para brindar un cálculo más confiable del estado de esfuerzo y deformación y de la consolidación de la presa.

6.2.9 Deposición de Relaves

Para que la construcción tenga éxito, se debe controlar cuidadosamente la deposición de los relaves. Se necesita el material más grueso para la construcción de la presa y la

mayor densidad que pueda ser obtenida, la mayor resistencia de los relaves depositados y el mayor peso de los relaves almacenados en un volumen dado; una mayor consideración con respecto a la eficiencia de todo el proyecto de disposición. La optimización de la técnica de deposición de relaves es específica para cada presa de relaves e incluso para las diferentes etapas cuando su altura aumenta. Esta depende de las condiciones topográficas particulares, de la distribución del tamaño de grano de los relaves cuando llegan de la planta de procesamiento, así como también de la densidad de pulpa. Es muy difícil especificar de antemano la tecnología de deposición más apropiada: debería revisarse y optimizarse durante el curso del trabajo; el enfoque de "diseño de acuerdo al avance".

Se debe determinar frecuentemente los datos de salida (tamaño de partícula de los relaves iniciales y de la densidad de pulpa) debido a los cambios que generalmente se desarrollan durante el largo periodo de construcción.

Los parámetros tecnológicos que necesitan ser monitoreados son:

- Ancho de la playa,
- Descargas desde las salidas de gruesos,
- Tamaño de partícula de los relaves y densidad de pulpa desde las primeras y las últimas salidas de descarga de gruesos desde un tubo de distribución principal.

La tecnología de relleno hidráulico determina la zonificación

de los relaves depositados de acuerdo al tamaño de partícula y densidad a lo largo del ancho de la playa (desde el lugar de descarga de gruesos hasta la poza de decantación). Esto es importante para obtener el prisma resistente requerido que forma la presa de relaves, con sus dimensiones de diseño y estabilidad. El control se efectúa tomando muestras para distribución de tamaño de grano y densidad de los relaves depositados a lo largo y a través de la playa. Parte de estas muestras también están sujetas a las pruebas de laboratorio siguientes: resistencia al corte, compresibilidad y consolidación. La relación entre la resistencia al corte, compresibilidad, consolidación, graduación y densidad también se puede obtener de estas pruebas. Esta relación puede permitir que las propiedades mecánicas de los relaves depositados puedan después ser fácilmente determinadas.

Uno de los parámetros más importantes para ser monitoreados es el ancho de la playa no sumergida. Una playa suficientemente ancha es el prerequisite para la favorable zonificación del material con la finalidad de dar el tamaño de partícula, densidad y permeabilidad, de la cual depende la estabilidad de la presa de relaves. La estabilidad también depende directamente del ancho de la playa porque determina la altura de la superficie freática y la consolidación de los relaves.

Una de las necesidades de monitoreo más importantes es documentar la geometría interna y la configuración de la

presa de relaves, especialmente el ancho de la playa, mediante mediciones topográficas precisas y regulares mientras avanza la construcción y se incrementa la altura. La elaboración de mapas topográficos aéreos de las presas de relaves empleando pares de fotografías estereoscópicas para producir curvas de nivel detalladas puede proporcionar una gran cantidad de información, sin necesidad de mucho trabajo de medición topográfica. Dichas inspecciones aéreas deberían efectuarse a intervalos regulares y por lo menos anualmente o intervalos de tiempo considerados adecuados para la presa de relaves particular.

6.3 Registros

Se debería conservar y archivar adecuadamente durante la vida operativa de la mina los registros completos del diseño, construcción y comportamiento de la presa y el pozo de relaves, así como de cualquier evento que afecte o pueda haber afectado la seguridad de la presa de relaves. Estos registros deberían incluir, pero no estar limitados a: documentos de diseño tales como criterios de diseño, datos de entrada, informes sobre exploración del sitio y pruebas de modelos, cálculos, dibujos y especificaciones; registros de construcción tales como documentación sobre los métodos y materiales de construcción, informes sobre el control de calidad, pruebas de laboratorio e inspección de construcción, observaciones de la performance de las presas de relaves, y

un conjunto completo de dibujos de registro de construcción; registros de comportamiento operacional tal como lecturas de instrumentos e interpretaciones relacionadas, informes de inspección, y evaluaciones de seguridad; todo registro sobre alteraciones, ampliaciones y/o trabajo de reparación; e informes sobre eventos inusuales o sucesos relacionados en alguna forma con la seguridad de la presa de relaves. No se debería eliminar ninguno de estos registros mientras la presa o alguna parte de ella permanezca en el lugar.

Deberían estar permanentemente disponibles y ser fácilmente accesibles para referencia por lo menos dos grupos de los registros antes mencionados, uno en la oficina del operador de la mina (preferiblemente en la zona de la presa) y otro en la oficina de la agencia reguladora. El operador de la mina debería ser responsable de la actualización, archivo y disponibilidad de los registros en su oficina así como también de proporcionar los registros actualizados a las agencias reguladoras.

6.4 Actualización de Regulaciones y Procedimientos

Ya que la ingeniería de presas de relaves es una disciplina sujeta a un rápida y constante evolución, las leyes concernientes a la seguridad de las presas de relaves y las pozas deberían en lugar de establecer métodos, procedimientos o detalles rígidos, constituir un marco que establezca la política general y los requerimientos, y de esta manera

permitir tomar completa ventaja de los futuros avances en la tecnología.

La agencia reguladora debería establecer un plan que establezca los requerimientos, métodos e intervalos de revisión y actualización de regulaciones y procedimientos de su programa de seguridad, tomando en cuenta el avance de la tecnología así como también la posible ocurrencia de innovaciones y descubrimientos científicos.

Los principios y requerimientos esbozados en esta guía intentan referirse al estado actual del desarrollo tecnológico. Estos necesitan ser revisados y actualizados periódicamente para asegurar que se corrija las prácticas deficientes u obsoletas.

Las personas encargadas de la vigilancia, inspección y evaluación deberían estar al tanto de las regulaciones y procedimientos actuales y de aquellos avances tecnológicos que tienen impacto en el diseño, construcción, operación y rehabilitación de las presas de relaves.

7.0 RECUPERACION DE DEPOSITOS DE DESECHOS

7.1 Generalidades

Es más probable que se requiera la recuperación en las presas de relaves que no han sido diseñadas de acuerdo con principios de diseño y práctica apropiados. Esta sección trata particularmente sobre la integridad estructural y no abarca problemas ambientales más generales relacionados con su operación normal. Estos problemas requieren planes específicos de acción ambiental que son explicados en otras publicaciones. En particular, frecuentemente se pueden desarrollar problemas con presas de relaves construidas durante un largo periodo de tiempo y que, como resultado de cambios en el método de trabajo del proceso del cual se deriva los relaves, se les puede incrementar la altura o alterarlas en sección cruzada o por otro lado efectuar cambios al propósito que se tenía originalmente. Por otro lado, como fue concebida originalmente, la presa puede haber funcionado satisfactoriamente, y puede ocurrir que los cambios conduzcan a problemas no previstos con el drenaje u otros elementos del diseño.

También se puede necesitar la recuperación en circunstancias que se presente un evento tal como una precipitación excepcionalmente fuerte o una sacudida sísmica. Particularmente, este es el caso de las presas de relaves, las cuales frecuentemente están diseñadas con criterios contra avenidas y terremotos en cierta forma menos rigurosos

que para los que aplicados a otras presas de almacenamiento. No se exagera al mencionar la importancia de efectuar inspecciones regulares y mantenimiento de rutina de modo competente, ya que esto permitiría identificar en una etapa temprana cualquier medida de rehabilitación, logrando así que se diseñe y efectúe a un costo económico.

Las recuperaciones tratadas en las secciones siguientes son medidas correctivas en vez de preventivas. Para nuevos diseños, se debería prevenir que se presenten los problemas siempre que los depósitos estén diseñados de acuerdo con principios de diseño y práctica apropiados. Para los depósitos existentes, necesariamente se tendrá que brindar bastante confianza en la inspección y el monitoreo con el fin de identificar problemas potenciales y prevenir que estos ocurran.

7.2 Reboce por la cresta - Recuperación

Siempre que el reboce no haya ocasionado una falla catastrófica de la presa, la rehabilitación consistiría esencialmente en reemplazar el material perdido de la cresta y del talud aguas abajo como resultado de la erosión, y en reparar cualquier trabajo auxiliar dañado por el evento. Se debe tener cuidado cuando se efectúa las reparaciones con el fin de seleccionar el material de relleno que tenga propiedades apropiadas, como por ejemplo: densidad, resistencia, permeabilidad y durabilidad, el cual puede ser

reemplazado y compactado adecuadamente por los equipos que pueden ser movilizadas al sitio de la reparación. Si es necesario, se tendrá que tener en cuenta al uso de medidas especiales tales como gaviones, geomallas o geotextiles para proporcionar la resistencia necesaria a cualquier reboce por la cresta que se realice en el futuro. En la Sección 8.5 se trata sobre asuntos relacionados con la reparación de erosión.

Además de reparar la presa, es esencial determinar la causa del reboce por la cresta y realizar trabajos para prevenir cualquier recurrencia posible. Dichos trabajos podrían incluir una o más de las siguientes medidas:

- Modificar el método de operar el depósito de modo que haya disponible borde libre adicional de líquido con el fin de soportar los incrementos excepcionales en el nivel del depósito,
- Aumentar el nivel de cresta para lograr el mismo efecto,
- Aumentar la cresta para subsidencia futura,
- Proporcionar mayor capacidad del sistema de decantación o vertedero.

7.3 Inestabilidad de Taludes - Recuperación

Antes de construir las medidas de recuperación de estabilidad permanente, es necesario que se determine las causas de la inestabilidad. A menos que la causa sea evidente, se debería efectuar suficiente investigación para determinar la causa, y

si es necesario y adecuado, proporcionar información para el diseño de la recuperación. Sin embargo, puede haber circunstancias, después de producirse una falla, en las que se necesite efectuar cierto trabajo con carácter de urgencia con el fin de resguardar el depósito de otros daños catastróficos posibles, en cuyo caso no habría tiempo para realizar investigaciones detalladas antes de empezar la recuperación o rehabilitación.

En caso de reparación permanente o como una medida de emergencia, la recuperación para la estabilización de taludes incluiría normalmente uno o más de las siguientes técnicas:

- Modificación del perfil de la presa
- Instalación de los trabajos de drenaje para disminuir el nivel de la superficie freática tal como drenajes de zanjas profundas sobre el talud aguas abajo, drenajes perforados horizontalmente, drenaje adicional en la base, etc., todos protegidos con filtros adecuadamente diseñados para prevenir la pérdida de relleno
- Instalación de refuerzo del suelo
- Construcción de estructuras de retención, tales como el refuerzo de la base con relleno de roca.

La Tabla 7.1 indica los principales tipos de medidas de remediación que se podrían considerar para tratar fallas potenciales originadas a profundidad e inestabilidad a poca profundidad.

Es importante que se considere cualquier efecto potencialmente desestabilizante ocasionado por las acciones de recuperación. Por ejemplo, las cargas estáticas o dinámicas asociadas con los equipos de construcción tienen un efecto adverso en la estabilidad y se debería efectuar en corto tiempo trabajos de instalación de drenajes o muros de retención que requieren excavación aguas abajo de taludes inestables o potencialmente inestables. Si se considera necesario instalar drenajes perforados, se debería tener mucho cuidado para asegurar que la percolación dentro de los taladros no provoque una falla en las tuberías durante la instalación.

Tabla 7.1 Medidas de Recuperación Posibles para los Problemas de Inestabilidad de Taludes

| Tipos de Inestabilidad de Taludes | Posibles Medidas de Recuperación |
|--|--|
| Falla Potencial Originada a Profundidad | <ul style="list-style-type: none"> • Modificar los perfiles de la presa, como por ejemplo: <ul style="list-style-type: none"> - Disminuir la pendiente del talud aguas abajo - Añadir berma para la base - Reducir la altura de la cresta • Instalar drenaje profundo, por ejemplo: <ul style="list-style-type: none"> - Drenajes perforados subhorizontales - Pozos de alivio de presión en la base - Tubo con extremo final perforado • Estructura de retención construida, por ejemplo, muros anclados a la base |
| Inestabilidad a Poca Profundidad | <ul style="list-style-type: none"> • Disminuir la superficie freática • Reducir la pendiente del talud • Construir drenajes mediante zanjas sobre el talud • Reforzar y/o fortalecer el suelo, por ejemplo, clavadura, inyecciones de cemento, contrafuertes • Retirar y reemplazar el material débil o disturbado • Plantar vegetación apropiada |

7.4 Erosión Interna - Recuperación

Probablemente sea difícil de detectar la erosión producida por los defectos dentro de la presa tales como el drenaje inadecuado para controlar la percolación, las resquebrajaduras, detalle pobre de conductos a través de la presa o poca protección del filtro de drenajes. Asimismo, frecuentemente el desarrollo de una falla en las tuberías puede ser tan rápido que no permita implementar medidas de recuperación. Sin embargo, en circunstancias donde es posible la recuperación, el tipo de medida a adoptar dependerá del defecto que debe ser rectificado. En todos los casos la primera acción debería ser, como asunto de urgencia, reducir el nivel de agua o de pulpa retenida en el depósito. Además, si la fuente de la percolación que causa la erosión se puede ubicar sobre la cara aguas arriba, se debería colocar material para producir sellado. Sin embargo, raramente será posible hacer esto ya que el área de entrada de flujo de percolación normalmente será obstruida por los relaves del depósito. Otra recuperación de emergencia necesaria para tratar de prevenir una falla catastrófica sería la rápida colocación de material de drenaje sobre la cara aguas abajo para que actúe como un filtro invertido y de esta manera controle la gradiente de salida de la percolación y reduzca el riesgo de erosión hacia la cabeza.

Después de la implementación de las medidas de emergencia, se debería dirigir la atención a la rectificación permanente de los defectos que causan la erosión interna. Ya sea si estos se deben a los defectos de diseño o a la deterioración con el tiempo de las medidas de drenaje existentes, las medidas de recuperación apropiadas pueden incluir inspección, limpieza o reparación de los drenajes existentes o la instalación de uno o más de las siguientes medidas de drenaje. Cada uno debe estar completamente protegido por un sistema de filtro correctamente diseñado para prevenir la erosión interna:

- Drenajes mediante zanjas profundas en el talud aguas abajo de la presa
- Drenajes sub-horizontales perforados
- Drenaje en la base
- Drenaje mediante colchón de barro e incremento de peso en la cara aguas abajo
- Pozos de alivio de presión
- Tubos con el extremo final perforado

Como alternativa, o adicionalmente, se debería considerar la colocación de una berma en la base con drenaje libre o con un apropiado drenaje subterráneo, o la instalación de una zanja de barro o muro de diafragma en el cuerpo de la presa.

7.5 Erosión Externa - Recuperación

Se puede prevenir la erosión externa debido a la acción del

viento y a los efectos de precipitación ya sea cubriendo la superficie expuesta con un material más grueso, no degradable, o mediante estabilización química o con el empleo de vegetación. Puede ser una opción adecuada el colocar un colchón de material relativamente grueso si el material apropiado está disponible localmente a un costo económico. La estabilización química ha sido empleada para el control temporal de erosión de relaves, pero puede ser relativamente costoso y proporcionar una solución menos permanente. El sembrado de vegetación es en muchos casos la mejor opción, pero tiene la desventaja de que toma tiempo que se establezca y puede necesitar que se importe y se coloque tierra vegetal superior, fertilizantes, etc. y el uso de medidas de irrigación. Se puede emplear tejidos de geotextil para controlar la erosión mientras se establece el crecimiento de vegetación.

La construcción de bermas sobre las caras aguas abajo de las presas de relaves es útil para controlar la erosión de percolación. Generalmente deberían estar espaciados en una altura vertical no mayor de 10 m y debería ser lo suficientemente ancho para permitir el acceso para mantenimiento. Se debería construir drenajes de bermas necesarios para recolectar y canalizar el agua superficial.

Para depósitos afectados por erosión en la base como resultado de la avenida por corrientes de agua cercanas, la recuperación consiste en reemplazar el material erosionado y

proteger el talud de otros peligros, por ejemplo mediante el uso del enrocado.

Mediante la protección del talud con enrocado se puede evitar la erosión del talud aguas arriba debido a la acción de las olas en presas que contienen depósitos diseñadas para almacenar agua sobre los relaves. Lamentablemente, esto se pierde cuando la altura de la presa aumenta y una solución más barata puede ser emplear geomembranas colocadas y aseguradas sobre la parte afectada del talud. Con un depósito que no ha sido diseñado para almacenar agua, nunca se debería permitir que la poza sobrenadante se eleve tanto como para que invada la playa ya que debido a las fugas se permitiría ingresar al cuerpo de arena de la presa, por lo que nunca debería ser un problema de erosión por olas. Sin embargo, si tales circunstancias prevalecen y las acciones de recuperación son necesarias debido a la insuficiencia del diseño, se puede detener la erosión mediante la colocación de material granular adecuadamente clasificado. El potencial para erosión puede ser reducido mediante la construcción de una berma justo debajo del nivel de agua estancada con el fin de disipar la energía de las olas. También sería útil el plantado de vegetación resistente a la inmersión.

7.6 Daños por Terremotos - Recuperación

Los daños típicos de las presas de relaves ocasionados por terremotos consisten en la sedimentación y el desplazamiento

lateral con resquebrajaduras relacionadas, particularmente en la dirección longitudinal, es decir paralela a la cresta. También pueden verse afectados los trabajos estructurales y las medidas de drenaje. Las medidas de recuperación requeridas por los daños ocasionados por el terremoto dependerán del tipo y alcance del daño sufrido y se debería efectuar una inspección detallada. Además, puede ser apropiado revisar el diseño general del depósito y efectuar trabajos para asegurar que funcionará adecuadamente durante y después de cualquier evento de terremoto futuro.

7.7 Daños a los Sistemas de Decantación - Recuperación

La recuperación en los sistemas de decantación dañados dependerá del diseño del sistema, la causa y naturaleza del daño y el alcance de éste. En caso de un colapso del conducto de decantación, las medidas de emergencia pueden incluir operar un sistema de bombeo o crear un vertedero temporal. El tema del diseño de ingeniería de detalle debería ser la recuperación permanente.

7.8 Contaminación de Agua Subterránea - Recuperación

Si es necesario que se tome medidas especiales de control de la contaminación, ya sea debido a la nueva legislación o a que se está produciendo la contaminación de agua subterránea, es un pre-requisito para el diseño de estas medidas tener un completo entendimiento de la hidrogeología del sitio. Esto

normalmente comprendería la instalación y el monitoreo de piezómetros para determinar direcciones de flujo, gradientes hidráulicos y características acuíferas. Considerando tales datos, se puede tomar decisiones en lo que respecta a la factibilidad y al costo económico de las medidas de control de percolación.

Se podría considerar dos tipos de medidas de control: barreras de percolación y sistemas de retorno. Las barreras de percolación sirven para prevenir la percolación e incluirían zanjas interceptadoras, muros de barro y cortinas de inyecciones. Es importante, al decidir si implementar dichas medidas, considerar no sólo si se obtendría el efecto requerido para controlar la contaminación del agua subterránea, sino también cualquier efecto adverso que puedan tener tales instalaciones en la estabilidad con respecto a presiones de agua debajo de la presa de relaves.

En algunos casos, puede ser más apropiado instalar sistemas de retorno en lugar de barreras de percolación. A diferencia de las barreras de percolación, los sistemas de retorno recolectan los flujos de percolación, en lugar de obstruir, de esta forma permiten que el agua contaminada sea retenida para ser tratada o dispuesta en una forma que no dañe el medio ambiente. El sistema de retorno consta de zanjas o pozos de recolección.

En la Tabla 7.2 (según Vick, 1990) se proporciona las ventajas y limitaciones de las medidas de control de percolación.

**Tabla 7.2 Resumen de las Medidas de Control de Percolación
Para Prevenir o Mitigar la Contaminación de Agua
Subterránea**

| Medidas de Control de Percolación | Tipo | Ventajas | Limitaciones |
|--|-------------------------|---|---|
| Percolación | Zanjas interceptadoras | Es económico: las instalaciones pueden ser bien controladas. | No es práctico para cimientos saturados; efectiva sólo para capas permeables poco profundas |
| | Muros de barro | Se puede construir barreras de baja permeabilidad | Costo alto; no es adecuado para terreno escarpado o suelo pedregoso; se requiere límite inferior impermeable. |
| | Cortinas de inyecciones | Se puede construir barreras a grandes profundidades; no son afectadas por la topografía del sitio | Alto costo; efectividad limitada debido a la permeabilidad de la zona inyectada con cemento; las inyecciones de cemento sólo son prácticas para suelos gruesos o uniones anchas de roca |
| Sistemas de retorno | Zanjas de recolección | Baratas; apropiadas para cualquier tipo de depósito | Completamente efectivas sólo para capas permeables superficiales, pero todavía beneficiosas en otros casos |
| | Pozos de | Profundidad | |

| | | | |
|--|-------------|---|---|
| | recolección | ilimitada; útiles como medida de recuperación | Costosos; la efectividad depende de las características acuíferas locales |
|--|-------------|---|---|

Una solución alternativa que puede ser posible en algunos casos es efectuar cierta forma de pre-tratamiento de los relaves antes de la disposición con el fin de prevenir o minimizar cualquier contaminación del agua subterránea mediante la percolación subsecuente del lixiviado.

8.0 CIERRE DE DEPOSITOS DE DESECHOS

8.1 Generalidades

Los costos de cierre y recuperación para represas de relaves varían generalmente de \$ 2,000 a \$ 12,000 por hectárea. Por lo tanto, para muchas represas más grandes, la recuperación puede costar de \$ 1 millón a \$10 millones aproximadamente, una suma de por sí considerable. Además, como resultado de la conducta un tanto irresponsable en muchas de las operaciones mineras pasadas con respecto a la recuperación, es comprensible que muchas autoridades gubernamentales requieran generalmente que el operador de la mina entregue un bono de recuperación para asegurar que los esfuerzos de recuperación planificados se efectúen realmente después del abandono de la mina. Los costos de los bonos son proporcionales a los costos estimados de la recuperación real y los incrementan. Desde el punto de vista de las consecuencias económicas, es importante que se entienda bien los propósitos del cierre y de la recuperación.

8.2 Estabilidad de Masa a Largo Plazo

8.2.1 Estabilidad de Taludes

En la Sección 5 se trató los temas relacionados con la evaluación de la estabilidad de taludes de depósitos. La diferencia principal de estabilidad entre los casos de operación y los de abandono radica en las condiciones freáticas. Generalmente cuando cesa la descarga y la poza de

decantación ya no proporciona una fuente continua de agua, la superficie freática dentro del depósito disminuye dramáticamente, originando mayor estabilidad del talud del depósito después de la recuperación que durante la operación. En consecuencia, hay menos preocupación por la estabilidad de masa de los taludes del depósito después del abandono: cualquier talud de depósito de relaves que era estable durante la operación mantendrá su integridad general después que terminen las operaciones. Esto asume, por supuesto, que se tomará medidas efectivas durante la recuperación para prevenir la acumulación de agua en el depósito como se mencionó anteriormente.

8.2.2 Estabilidad Sísmica

Durante la operación de la represa, la licuefacción de los relaves sueltos depositados en áreas altamente sísmicas puede aumentar el espectro de deslizamientos de tipo de flujo masivo durante los terremotos, tal como se mencionó previamente. Sin embargo, la falta de saturación esperada después del abandono y de la recuperación generalmente evita la licuefacción, incluso bajo mayores impactos sísmicos. Por lo tanto, la estabilidad sísmica de los depósitos de relaves abandonados está generalmente asegurada, como lo prueba la estabilidad de depósitos abandonados durante el terremoto producido en La Ligua, Chile, siempre que se tome medidas que aseguren que los depósitos permanezcan sin saturación.

8.2.3 Estabilidad Hidrológica

Desde el punto de vista hidrológico, las fallas inducidas constituyen la causa principal de la inestabilidad de masas de depósitos de relaves abandonados. La acumulación de escorrentía de agua en un depósito, además de aumentar la posibilidad de inestabilidad de talud o sísmica, puede causar una falla directa del depósito debido al reboce por la cresta o a la erosión en la base del depósito.

A pesar de que la estabilidad hidrológica es un factor importante en el diseño de un depósito estable durante la operación, no es necesariamente el caso que un depósito que está seguro desde un punto de vista hidrológico durante la operación permanecerá de esa manera después del abandono y la recuperación. Un factor importante en el planeamiento hidrológico es la selección de la avenida de diseño apropiada, y los métodos de periodo de retorno frecuentemente proporcionan una base aceptable para el diseño durante el tiempo de vida operativo de la represa. Considere, por ejemplo una represa con una vida de 30 años diseñada para manejar la avenida por un periodo de retorno de 1,000 años. La represa tendría una probabilidad de falla de 3% durante su tiempo de vida activa de 30 años. Esta probabilidad de falla puede representar un riesgo operacional razonable. Sin embargo, si la vida de la represa después del abandono y la recuperación

fuera definida arbitrariamente como 500 años, la probabilidad de falla se incrementaría a 40%, acercándose a una posibilidad de 50/50 de que se produzca la falla hidrológica en algún punto durante el periodo de 500 años en ausencia de las medidas adicionales de control de avenidas. Tiempos de vida mayores asumidos para la etapa posterior al abandono incrementarán la probabilidad de falla en forma proporcional, y una represa diseñada para cualquier avenida de periodo de retorno después del abandono fallará eventualmente si la represa recuperada tiene una vida perpetua. Esta observación aboga con solidez por el diseño hidrológico de represas abandonadas en una Avenida Máxima Probable (AMP) en vez de una basada en el periodo de retorno si es económicamente factible, ya que la Avenida Máxima Probable teóricamente no tiene posibilidad de ser excedida dentro de ningún marco de tiempo previsible.

El Diseño para el manejo de la Avenida Máxima Probable es a menudo difícil, además de enfatizar la necesidad de minimizar el influjo de escorrentía mediante la adecuada localización del sitio en vez de emplear medidas estructurales de manejo de avenidas. Se puede emplear canales de derivación para desviar la escorrentía a largo plazo, pero construir canales para la Avenida Máxima Probable o una fracción de ésta generalmente es muy costoso. Adicionalmente se puede requerir mantenimiento perpetuo del canal. Problemas similares se aplican al uso de vertederos o alcantarillas de abandono permanente, con la

desventaja adicional de que el pasaje frecuente de avenidas o el flujo continuo de corriente por la base a través de los vertederos abandonados pueden ocasionar la saturación a largo plazo de los depósitos de relaves, aumentando la posibilidad de inestabilidad de masa debido al talud de la represa o a factores sísmicos.

Para configuraciones de represas a media ladera y al fondo del valle, la superficie final de relaves depositados por descargas periféricas de gruesos se inclinará desde la cresta de la represa hasta la parte de atrás de la represa donde la superficie de los relaves se unen a la superficie natural del suelo. En estos casos una renivelación menor de la superficie de relaves puede permitir que la escorrentía circule por la parte de atrás de la represa en lugar de acumularlo en ella.

Para todos los tipos de depósitos - a través del valle, en la ladera, al fondo del valle, y diques de anillo completamente encerrados - se puede prevenir la acumulación de agua tapando la represa con material cuya parte más alta está cerca del centro de la represa e inclinado para drenar hacia su perímetro. El desecho de mina puede proporcionar una fuente conveniente de material de recubrimiento. Sin embargo, se requiere cantidades mayores de material para producir un talud nominal del recubrimiento de 0.5 a 1%, incluso para represas relativamente pequeñas. También, se debe añadir material adicional para prevenir depresiones por empozamiento de agua que por otro lado ocasionaría la sedimentación de lamas debido

al peso del material de recubrimiento. No es común que se requiera un adicional de 3 m o más del material de recubrimiento para compensar el asentamiento en la zona con lamas.

8.3 Estabilidad Contra la Erosión a Largo Plazo

Un propósito adicional y esencial de la recuperación es prevenir la erosión a largo plazo por aire o agua del depósito abandonado. Los relaves son notablemente propensos a formar quebradas debido a la erosión por escorrentía del agua, y sólo se necesita considerar la semejanza entre los relaves y las arenas que incluyen dunas migratorias para darse cuenta de la necesidad de protección contra la erosión por el viento.

Mientras la erosión por el viento es principalmente un factor en superficies planas y no accidentadas, la erosión por el agua es más frecuentemente un problema en los taludes de depósitos. A pesar de que no hay disponible métodos analíticos adecuados para la modelación del potencial de erosión de agua como una función de lo empinado del talud del depósito, la experiencia indica que los taludes de depósitos de relaves de menor pendiente que 3:1 se requiere generalmente para una resistencia razonable a la erosión y el establecimiento de vegetación. A veces se prefiere los taludes de menor pendiente que 5:1 (U.S. Nuclear Regulatory Commission, 1979). Si

finalmente se requerirá estos taludes de depósito para propósitos de protección contra la erosión después del abandono, puede que existan pocos motivos para elaborar esfuerzos de diseño que justifiquen taludes de depósitos más empinados para la represa durante la operación. En efecto, los requerimientos de recuperación en vez de las consideraciones de estabilidad operativa pueden finalmente controlar el empinamiento de los taludes de depósitos.

8.4 Contaminación Ambiental

Mientras la percolación generalmente disminuye y eventualmente cesa después del término de la descarga de relaves activos, en algunos casos puede ser necesario tomar precauciones especiales relacionadas con la recuperación. En particular, la oxidación de la pirita aumenta considerablemente en la zona no saturada. Por este motivo, ya que la superficie freática disminuye en una represa abandonada, la oxidación de piritas, si es que existen en los relaves, se acelerará en gran medida, produciendo pH reducido y liberación incrementada de contaminantes metálicos. Estos contaminantes producidos por la oxidación, potencialmente mucho más nocivos que los presentes durante la operación de la represa, pueden ser lixiviados dentro del agua subterránea por infiltración de precipitación sobre la superficie de la represa. Para prevenir la lixiviación de contaminantes en tales casos, frecuentemente se requiere una cubierta de arcilla sobre la superficie de la

represa en abandono y recuperación, junto con la nivelación para prevenir el empozamiento de la escorrentía. En el caso particular de los relaves ricos en pirita, se debería considerar la opción de mantener condiciones saturadas en el depósito después del abandono para prevenir la oxidación a largo plazo.

8.5 Retorno de la Tierra al Uso Productivo

Mientras el objetivo final de la recuperación - para lograr que el área de almacenamiento de desechos vuelva al uso productivo - es ciertamente un objetivo deseable, el término "uso productivo" tiene diferentes significados para diferentes personas y proporciona un tema continuo de debate. Para una compañía minera, el uso productivo en el futuro puede significar permitir la posibilidad de volver a explotar el depósito de desecho para obtener valores minerales no recuperados: para otros, el desarrollo de subdivisiones del depósito puede ser deseable. La definición de "uso productivo" influye considerablemente en la manera mediante la cual el depósito de desecho puede ser eventualmente recuperado.

Generalmente, el uso productivo se define en el contexto de los patrones de uso de tierra que existieron antes del desarrollo de la mina, y esta definición aboga por que el área vuelva a tener cierta semejanza de su configuración que tenía antes del minado y de su cubierta vegetativa. Sin embargo, incluso aquí los objetivos pueden no ser claros. La

revegetación del depósito con pastos introducidos pueden ser adecuados para uso productivo como pradera para el pastoreo de ganado. Por otro lado, estas especies de pastos introducidos pueden no ser apropiadas para el hábitat de la fauna silvestre, que requiere una cubierta más diversa de especies nativas (Jones, 1982). Mientras la controversia consiste en debates sobre el uso productivo, la definición de objetivos específicos es esencial si la recuperación se debe llevar a cabo en una forma sistemática y planeada. La coordinación con las autoridades reguladoras es un elemento esencial para definir un enfoque que sea aceptable a todas las partes, incluyendo ciudadanos locales y grupos ambientales (Palmy y Gwilym, 1980).

8.6 Métodos de Estabilización

8.6.1 Generalidades

De los propósitos de recuperación tratados arriba, frecuentemente el más problemático desde el punto de vista técnico y el más difícil de lograr es estabilizar la represa contra la erosión a largo plazo a causa del viento y el agua. Mientras que asegurar la estabilidad de masa, prevenir la contaminación ambiental, y retornar el área al uso productivo puede requerir un esfuerzo sustancial a un costo considerable, la mayor preocupación sobre la efectividad en recuperación se centra generalmente en lograr la estabilidad contra la erosión

a largo plazo. Es aquí donde surgen los asuntos técnicos difíciles.

Inmediatamente después de que cesa la descarga de relaves, la superficie de la represa generalmente incluirá una playa de arena por encima del agua, relativamente firme y seca, una superficie de lamas saturada y suave, y un área sumergida cubierta por una poza de decantación. Asumiendo que debe prevenirse la represa permanente de agua por las razones previamente discutidas, el primer paso para efectuar la estabilización es permitir que se seque toda la superficie de la represa. El secado preparatorio puede requerir largos periodos de tiempo dependiendo del clima, el tamaño de la poza de decantación, y la naturaleza de los relaves. El objetivo es lograr una superficie lo suficientemente firme para soportar el peso de los equipos empleados en los esfuerzos de estabilización. El secado de la poza de decantación puede ser mediante evaporación o por drenaje a una planta de tratamiento de efluentes dependiendo de las características climáticas locales, con el tiempo requerido dependiendo del tamaño de la poza, la capacidad del tratamiento, y las tasas netas de evaporación. La desecación y la consolidación de las superficies de lamas puede tomar considerable tiempo, que se puede estimar sobre una base preliminar empleando métodos desarrollados por Krisek et. al. (1977) para relleno dragado. En el caso extremo de lamas de fosfato depositadas sin floculantes u otros medios para acelerar la consolidación,

puede tomar varios meses para que la superficie se vuelva lo suficientemente firme para soportar el peso de un hombre y muchos años para soportar equipos de peso ligero.

Una vez que se ha realizado un razonable grado de secado y desecación de la superficie del depósito, pueden continuar los esfuerzos de estabilización, generalmente de acuerdo a tres opciones básicas: enrocado, estabilización química, o revegetación. Estas opciones no son mutuamente exclusivas y pueden ser empleadas en combinación. Por ejemplo, el enrocado puede ser empleado para estabilizar los taludes de depósitos, con vegetación empleada sobre la superficie de la represa. De manera similar, la estabilización química puede ser empleada en conjunto con la revegetación. Estas tres opciones básicas son tratadas individualmente en las siguientes secciones.

8.6.2 Enrocado

El uso de enrocado para estabilización de erosión se deriva de su uso convencional para propósitos de ingeniería como protección de canales y protección de taludes para prevenir la erosión por el agua. Para propósitos de estabilización contra erosión por agua y viento, el "enrocado" incluye no sólo fragmentos de roca clasificada convencionalmente sino también grava. También se ha empleado escoria de fundición como una cubierta estabilizadora para depósitos de relaves (Dean et.

al., 1974). La efectividad del enrocado para estabilizar suelos contra la erosión se evidencia en la naturaleza por el desarrollo de "pavimento de desierto", una capa superficial de cantos rodados que quedan después de la erosión por el viento de suelos arenosos que forman una superficie efectiva resistente a la erosión por largos periodos de tiempo.

Las reglas para clasificar el enrocado y determinar el espesor de la cubierta de enrocado para aplicaciones convencionales de ingeniería se proporciona en el U.S. Bureau of Public Roads (1967). Sin embargo, estas reglas pueden no aplicarse al enrocado para estabilización de erosión. Por ejemplo, debido a que las velocidades de agua que fluyen sobre el enrocado de recuperación en superficies relativamente planas son generalmente bajas y debido a que una función principal de partículas de enrocado debe romper el impacto de las gotas de lluvia, sólo una capa delgada de enrocado, lo necesario para cubrir la superficie, se puede requerir para la estabilización. También, capas de filtros debajo del enrocado grueso probablemente no se requiera para propósitos de recuperación excepto posiblemente en taludes empinados. En realidad, la investigación ha mostrado que para materiales con tamaño de partícula similar al de la grava, mientras más fina sea la grava, se necesitará menos grosor de cubierta para prevenir la erosión por el viento (Chepil et. al., 1963).

El enrocado para propósitos de estabilización puede estar fácilmente disponible en muchos sitios en la forma de desmonte

de mina o de sobrecarga extraída. Sin embargo, el costo para cubrir completamente un depósito de desmonte, incluso con una capa relativamente delgada, puede ser alto. Además, el enrocado contribuye poco para mejorar la vegetación y en algunos casos puede retardar severamente la revegetación de los relaves subyacentes por procesos naturales, retrasando o previniendo el retorno al uso productivo de la tierra. Aunque se ha sugerido que el enrocado puede conducir a la deposición de partículas transportadas por el viento que forman un hábitat apropiado para el crecimiento de vegetación (Dreesen et. al., 1978), la observación de depósitos de talud detrítico parecidos al enrocado en la naturaleza proporciona poco sustento a este punto de vista.

8.6.3 Estabilización Química

Para el control de polvo se ha empleado un número de productos químicos en spray, dando lugar a su limitada aplicación para la estabilización de erosión por el viento en un contexto de recuperación. Los agentes para estabilización química utilizados para el control temporal de erosión de relaves incluyen polímeros elastoméricos, lignosulfato de calcio (un desecho producido por fábricas de papel), emulsiones de asfalto, silicatos de sodio y adhesivos resinosos. En general, la estabilización química no puede ser considerada una medida de recuperación permanente. Generalmente se requiere una nueva aplicación de los agentes químicos sobre una base anual a un

costo que fluctúa entre \$500 a \$1000 por hectárea aproximadamente.

A pesar de que no es suficiente para la recuperación a largo plazo, la estabilización química todavía puede ser de valor. Morrison y Simmons (1977), por ejemplo, describen el uso de una emulsión de resina de petróleo para minimizar que el polvo vuele con el viento desde porciones expuestas de pozas de relaves operativas. También, se puede emplear estabilización química para aumentar la estabilización vegetativa durante periodos iniciales, cuando los almácigos o plántones son más propensos a ser erosionados por chorros de arena o a ser enterrados por relaves llevados por el viento. (Dean y Havens, 1970).

8.6.4 Estabilización Vegetativa

La vegetación es la más común y generalmente la opción de estabilización preferida para depósitos de relaves. Si se puede establecer una cubierta vegetativa que se perpetúe por sí sola, no sólo se puede minimizar la erosión por agua y viento, sino también se puede hacer que el depósito vuelva a tener cierta semejanza con su apariencia original y al uso de tierra. En climas favorables y para relaves de composición química favorable, la revegetación puede necesitar sólo poco esfuerzo o puede ocurrir por procesos naturales durante un periodo de tiempo razonablemente corto. Sin embargo en climas

áridos o para relaves que tienen bajo pH, o altas concentraciones de metales pesados o sales, el establecimiento de vegetación puede ser un proceso largo, difícil y costoso.

A pesar de que la revegetación ha sido planeada para muchos depósitos actualmente activos, se ha llevado a cabo relativamente pocos programas de recuperación de relaves con un término exitoso. Esta sección trata el complejo y amplio conjunto de factores que comprenden las estrategias de revegetación para depósitos de relaves.

8.6.4.2 Requerimientos de Vegetación

El crecimiento de vegetación depende de dos factores principales: las características climáticas y la naturaleza del medio en el que se desarrolla. Para el éxito de la revegetación se necesita que el programa se adapte a las restricciones impuestas por ambos.

El fuerte efecto del clima en el crecimiento de la vegetación es evidente intuitivamente, y desde el punto de vista de la revegetación, a menudo parece que las minas de alguna forma tienen una perversa tendencia a estar ubicadas en climas que son áridos, fríos o inhóspitos para el crecimiento de vegetación. Las bajas precipitaciones frecuentemente presentan mayores dificultades en la revegetación, a pesar de que se ha efectuado estabilización vegetativa en forma exitosa en climas áridos (Ludeke, 1973).

El medio dentro del cual se efectúa el crecimiento vegetativo

también tiene una influencia importante en la revegetación. Las características de suelo que influyen en el crecimiento de vegetación incluyen:

- Textura
- Fertilidad
- Toxicidad

La textura se refiere al tamaño de grano del suelo así como también al grado de agregación o aglomeración de partículas individuales. Los suelos de textura fina pueden retener humedad excesiva cuando están húmedos o pueden ser compactos cuando están secos, inhibiendo la penetración de la raíz. Los suelos gruesos, por otro lado, puede no ser capaces de retener la humedad suficiente para nutrir a las plantas, incluso con la presencia de precipitación adecuada.

El crecimiento saludable de la planta es promovido por un suelo bien agregado compuesto de aglomerados de partículas de textura más fina; las partículas individuales de grano más fino que comprende los agregados retienen el agua y los nutrientes, mientras que los agregados por sí mismos permiten el drenaje y la penetración de la raíz.

La fertilidad del suelo se refiere a los nutrientes requeridos para el crecimiento de la planta, incluyendo nitrógeno, potasio y fósforo, así como también a las bacterias y hongos necesarios.

La toxicidad del medio de crecimiento impedirá o matará a

las plantas que se están desarrollando. Mientras que metales pesados como hierro, manganeso, zinc, y cobre son necesarios en cantidades muy pequeñas para el crecimiento saludable de las plantas, la presencia de los mismos constituyentes en concentraciones más altas pueden retardar o impedir el desarrollo de las plantas. A pesar de que los niveles de umbral varían, las concentraciones totales de metales que exceden 0.1% para elementos individuales frecuentemente prueban ser tóxicos (Bradshaw y Chadwick, 1980). También pueden ser dañinos fuera de límites relativamente estrechos, el pH y la salinidad.

Juzgados por estos criterios, muchos tipos de relaves proporcionan un medio de crecimiento pobre tomando como base las características de textura, fertilidad, toxicidad, o las tres juntas. Los relaves no tienen una textura ideal. Las arenas de relaves tienen características pobres de retención de humedad, mientras que las lamas son pobremente aireadas y se vuelven compactadas en el secado; ambos factores inhiben la penetración de la raíz (Ripley et. al., 1978). Desde el punto de vista del nutriente, generalmente se halla que los relaves son deficientes particularmente en nitrógeno, pero también en potasio y fosfato (Dean et. al., 1974; Nielson y Peterson, 1972). También están ausentes las bacterias fijadoras del nitrógeno.

La toxicidad química a veces presenta mayores problemas. Un bajo pH puede tener un efecto directo sobre las semillas y

plantas mediante ataque ácido. Además, los iones metálicos liberados por el bajo pH, particularmente hierro, cobre, zinc y plomo, son frecuentemente tóxicos para las plantas (Peterson y Nielson, 1973), y los problemas de toxicidad de los metales pueden desarrollarse en etapas muy inoportunas en el desarrollo de las plantas. Por ejemplo, los relaves que contienen piritas pueden originalmente ser adecuadamente bajos en contenido de metal para soportar la germinación inicial de la semilla, pero pueden luego volverse altamente tóxicos desde el punto de vista del pH y del metal como resultado de la oxidación de la pirita (Nielson y Peterson, 1972). El proceso de acidificación, que puede producirse desde un periodo de pocos meses hasta de unos años, puede ocurrir justo a tiempo para matar un conjunto bien establecido de plantas jóvenes. Asimismo, la excesiva salinidad puede también matar a las plantas al inducir un gradiente osmótico a través de las raíces que produce deshidratación y que hace éstas se marchiten (Dean y Havens, 1970).

Para revegetar los relaves directamente sin tierra vegetal superior se requiere que se resuelvan las deficiencias relacionadas con el clima y el medio de crecimiento. Esto puede presentar dificultades pero no son problemas insuperables. En climas secos se puede emplear la irrigación, al menos en forma temporal. Las técnicas tales como irrigación por goteo (Bach, 1973) y trampas de

condensación (Hodder, 1979) han sido adaptadas para irrigación de relaves, además de irrigación convencional por aspersión. Sin embargo, se debe tener cuidado al irrigar taludes para evitar la erosión mediante la escorrentía concentrada proveniente del riego (Bengson, 1979). El mejorar las deficiencias en textura y nutrientes frecuentemente va de acuerdo con técnicas tales como cubierta de paja retenedora de humedad, hidrosiembra y el uso de aditivos tales como lodos de aguas servidas. (Day y Ludeke, 1979; Dean et. al., 1974). Mejorar la toxicidad química de los relaves puede ser difícil, pero la neutralización con cal de relaves de bajo pH tiene que efectuarse para aumentar el pH a 5.5 a 6.5 aproximadamente (Sutton, 1973; Sorrell, 1974). Sin embargo, es posible que no se asegure la permanencia del tratamiento con cal y puede ser que se tenga que aplicar periódicamente si el ácido es traído a la superficie por la humedad en los relaves. En algunos casos, el pre-lixiviado por infiltración de agua puede reducir los metales o sales tóxicos de la superficie a niveles tolerables.

Puede ser que se requiera un esfuerzo considerable para modificar los relaves con el fin de proporcionar condiciones que conduzcan a dirigir la revegetación. La alternativa es cubrir todo el depósito con tierra vegetal superior, una opción cada vez más requerida por las reglamentaciones. La tierra vegetal superior se aplica comúnmente a la superficie

del depósito en profundidades que varían de 15 a 100 cm. Sin embargo, como lo observó Ripley et. al. (1978), el empleo de tierra vegetal superior no lo cura todo y frecuentemente comprende grandes gastos. Para ser efectiva, la tierra vegetal superior debe ser retirada de la superficie del depósito y almacenada en pilas durante toda la vida activa del depósito; el prestar tierra vegetal superior desde áreas externas al depósito significaría despejar un tajo de préstamo esencialmente equivalente en área al depósito, un procedimiento que produce muy poco o ningún beneficio. El almacenamiento en pilas de tierra vegetal superior por periodos de muchos años le robaría los nutrientes, bacterias, hongos y organismos que mejoran la textura, dejando potencialmente un material casi tan estéril como los relaves que se intentan cubrir.

A pesar de estas desventajas, el empleo de tierra vegetal superior puede ser la única solución si las condiciones químicas de los relaves son tan severas para ser mejoradas por otros medios. Barth y Martin (1981) observaron que puede ser necesario colocar una capa de grava filtrada entre la superficie de relaves y la capa de tierra vegetal superior para prevenir la migración hacia arriba de contaminantes dentro de la tierra vegetal superior por capilaridad, un procedimiento que generalmente comprende grandes gastos. Asimismo, para los relaves ricos en pirita, el empleo de tierra vegetal superior con un suelo de baja permeabilidad

puede ser obligatorio para prevenir la lixiviación de ácido por infiltración.

8.6.4.3 Factores Ambientales

Además del clima y del medio de crecimiento, las características ambientales del hábitat de las plantas influyen en el establecimiento y la regeneración de vegetación. Estos factores ambientales se presentan en una escala muy pequeña y pueden variar sobre distancias cortas.

Para la revegetación directamente en relaves, el movimiento de la arena por el viento puede inhibir el establecimiento de los almácigos o plántones mediante la erosión por chorro de arena o enterrando las plantas jóvenes antes de que sus sistemas de raíces puedan tener algún efecto estabilizador. Las semillas pueden también ser desecadas o transportadas a áreas de crecimiento no deseables. Las medidas de mitigación para prevenir el chorro de arena incluyen la estabilización química temporal, la aspersion de agua para mantener una superficie mojada, el uso de cortavientos, cubierta gruesa retenedora de humedad y el empleo de surcos.

Otros elementos de los microambientes vegetativos que pueden ser severos en las superficies de depósito de relaves son la temperatura y la radiación. La mayoría de plantas son productivas entre temperaturas de 5 a 35 C. Sin embargo, no son raras las temperaturas sostenidas de superficies en suelos naturales que exceden 60 C, y las temperaturas en

superficies de depósitos de colores oscuros y/o que miran hacia el Sur pueden ser incluso mayores. En algunos casos, se ha identificado las altas temperaturas de superficies como el principal factor que restringe la revegetación sobre desmonte de mina (Ripley et. al., 1978). Por otro lado, mientras las superficies de relaves de colores claros pueden ser más frías que las de colores oscuros, pueden ya no ser apropiadas para el crecimiento de plantas. Las superficies de colores claros reflejan mucho más la radiación solar, teniendo efectos directos destructivos en el follaje de las plantas o efectos indirectos vía el incremento de la carga de calor en las hojas. Las medidas de mitigación para corregir la temperatura y los extremos de radiación están limitadas al sombreado y en algunos casos proporcionando una cubierta pesada de paja, a pesar de que la mejor solución es probablemente seleccionar especies adaptadas a las condiciones microclimáticas. Así, por ejemplo, las especies apropiadas para taludes de depósito que miran hacia el norte pueden ser diferentes de las especies deseables que están expuestas en dirección hacia el sur.

Los microclimas pueden ser modificados en cierto grado mediante técnicas de preparación de la superficie, por ejemplo, el uso de surcos profundos. Estas técnicas comprenden la construcción de depresiones o cuencas que proporcionan un grado de protección a los almácigos o

plantones contra la radiación y el chorro de arena por el viento, mientras que al mismo tiempo actúa como una trampa para recolectar la humedad de la superficie (Hodder, 1979).

Un último factor ambiental que debemos mencionar relacionado con el establecimiento de vegetación es la pasedura, ya sea por el ganado doméstico o por fauna silvestre. Las etapas iniciales de germinación de almácigos y crecimiento son de suma importancia para el éxito de la revegetación, y frecuentemente es obligatorio el empleo de cercas u otras medidas para proteger el área con vegetación de los efectos de la pasedura. Fedkenheuer et. al. (1980) observan que el daño ocasionado por roedores en las áreas que han sido sembradas con semillas sobre los depósitos de relaves puede también inhibir el establecimiento de los plantones y/o almácigos.

8.6.4.4 Selección de Especies

Los especialistas de la recuperación deberían discutir ampliamente sobre la selección de especies empleadas en la revegetación, y específicamente, sobre si se debiera usar especies de plantas nativas o introducidas. También se incluiría en la discusión los asuntos relacionados con el uso productivo; por ejemplo, la revegetación con especies naturales puede proporcionar cubierta para el hábitat de la fauna silvestre, mientras que las especies introducidas pueden ser más apropiadas para forraje y pasedura

eventuales. Para entender algunos de estos asuntos comprendidos en la selección de especies, es necesario explorar el concepto de sucesión de comunidad de plantas, un proceso que se presenta en la naturaleza y que también ocurre durante la revegetación del depósito.

Cuando un área ha sido devastada, como por ejemplo, por incendio, avenida, avalancha o construcción de depósitos de relaves - se presenta una serie de reemplazos de biota, lo que se denomina sucesión. Las especies pioneras que inicialmente invaden el área serán las más apropiadas para el nuevo suelo y las condiciones del microclima. Después de cierto periodo, estas especies mejorarán el desarrollo del suelo y cambiarán las características microclimáticas hasta el punto que otras especies más adecuadas a las condiciones cambiadas invadirán, se sobrepondrán a la comunidad pionera, y se establecerán. La sucesión natural en terrenos elevados progresa generalmente a través de una serie de etapas más o menos bien definidas - por ejemplo, desde pastos y hierba mala anuales, a especies herbáceas permanentes, arbustos y a árboles que no toleran la sombra y a árboles que toleran la sombra. El proceso puede realizarse ya sea durante unos años o incluso durante unos siglos. No sólo la sucesión de comunidades se aplica a las áreas naturales sino que los estudios de área de disposición de desmonte de mina de hasta 50 años de antigüedad proporcionan evidencia de que también

ocurren tendencias definidas de sucesión en áreas que han sido revegetadas (Harthill y McKell, 1979).

La diversidad de especies es una consideración importante en la sucesión de comunidades de plantas. Las comunidades pioneras constan generalmente de un número limitado de especies, algunas son apropiadas para las condiciones iniciales relativamente duras. Mientras que las condiciones de suelo y microclima son modificadas por generaciones sucesivas de crecimiento de plantas, especies adicionales se vuelven establecidas, lo que incrementa la diversidad de la comunidad. Eventualmente una comunidad culminante se vuelve establecida, con una amplia diversidad de especies que permiten resistir el ataque de insectos, enfermedades, sequías u otras perturbaciones ambientales normales. La comunidad culminante existe en un equilibrio dinámico a largo plazo con el medio ambiente; la mezcla de especies puede cambiar de vez en cuando en respuesta a los cambios ambientales, pero a través de su diversidad la comunidad culminante tiene la capacidad de restablecerse eventualmente en más o menos su composición inicial.

Aplicando estos conceptos a la recuperación de depósitos de relaves, se puede ver que el establecimiento de una comunidad culminante estable y que se perpetúa por sí sola es el objetivo final de la revegetación. El medio más común de lograr este fin es emplear especies introducidas para la revegetación inicial. Ordinariamente, está disponible una

variedad de especies introducidas, permitiendo la selección de estas plantas que pueden estabilizar rápidamente la superficie mediante suelos poco profundos que sostienen sistemas de raíces, tasas de crecimiento rápidas y alta producción de semillas. El uso de las especies introducidas también ofrece la oportunidad para el empleo de variedades especiales resistentes a la sal o resistentes a los metales, siendo un factor importante y a veces crucial en los intentos para revegetar la superficie de relaves tóxicos directamente sin empleo de tierra vegetal superior (Bradshaw et. al., 1978). A menudo se prefiere el uso de especies introducidas debido a la flexibilidad en seleccionar aquellas variedades de plantas que tienen características compatibles con suelos iniciales de depósitos y condiciones de microclima.

La alternativa es el empleo de especies nativas para la revegetación. Johnson y Putwain (1981) discutieron las ventajas y desventajas de especies nativas versus especies introducidas. Ellos proporcionaron varios casos del uso de revegetación seminatural en hierro, bauxita, manganeso, níquel, cobre y otros tipos de relaves demostrando que la revegetación con especies naturales, a pesar de que a menudo es costosa y difícil, puede tener éxito en establecer una cubierta que perpetúa por sí misma. Si se realiza con éxito, la revegetación que emplea especies nativas puede acelerar el establecimiento de la comunidad culminante y acortar el

tiempo requerido para retornar el área disturbada a su antigua apariencia y al uso de la tierra. En climas secos, los bajos requerimientos de agua de algunas plantas nativas puede hacer que la irrigación inicial sea innecesaria o por lo menos no tan crítica.

Sin embargo, frecuentemente la revegetación con especies nativas es difícil. Los intentos para revegetar con especies nativas que comprenden la comunidad culminante en las tierras adyacentes pueden ser inútiles para evitar los procesos naturales y necesarios de la sucesión de la comunidad de plantas. Las condiciones iniciales de microambiente y de suelo en la superficie del depósito generalmente serán bastante diferentes de aquellas sobre tierras adyacentes disturbadas. En realidad, el ambiente del depósito puede que nunca sea el mismo, dando cierta razón para creer que la comunidad culminante en el área recuperada debería consistir necesariamente en las especies nativas que existieron antes de ser alteradas.

Muchas especies nativas puede no ser adecuadas para la necesidad crítica de prevenir la erosión por viento y agua durante las etapas iniciales importantes del establecimiento de la vegetación: si esta erosión no se revisa rápidamente, puede que sea imposible desarrollarse después las condiciones que conducen al crecimiento de plantas. Por ejemplo, las especies nativas culminantes a menudo tienen sistemas de raíces profundas que buscan agua, baja

producción de semillas, y bajas tasas de crecimientos, mientras que las especies más adecuadas para la estabilización inicial deberían idealmente tener raíces superficiales que se expandan, rápido crecimiento, y alta producción de semillas.

El establecer la cubierta inicial con especies nativas es a menudo complicado por el perfil de los requerimientos del suelo y la disponibilidad de semilla. Al emplear especies nativas, generalmente es obligatorio que se emplee tierra vegetal superior, y a menudo es necesario despejar, almacenar en pilas y reemplazar meticulosamente y por separado los diversos estratos de tierra vegetal superior. Además, frecuentemente las fuentes de semillas adecuadas para las plantas nativas no se encuentran disponibles, requiriendo que las plantas que crecen a partir de semillas o los almácigos o plantones sean cultivados en invernaderos o terrenos cultivados, a veces muchos años antes de la recuperación para plantas de crecimiento lento.

Generalmente, es posible en muchos casos el uso de especies nativas para la revegetación inicial, pero puede ser difícil, costoso y riesgoso. Los casos donde las especies nativas son apropiadas son en la mayoría de los casos aquellos donde es factible el uso de tierra vegetal superior y donde se ha determinado que los objetivos de recuperación relacionados con la apariencia o el hábitat de la fauna silvestre tienen más peso que la protección a corto plazo

contra la erosión y que las consideraciones económicas. Sin tener en cuenta si se emplea especies nativas o introducidas, en la selección de especies es importante que sean compatibles los factores relacionados con el sitio y las características de las especies. Aquellas especies escogidas para la revegetación deberían adaptarse a las características de suelo, el potencial de erosión, y el microclima de los depósitos de relaves. Las características de las especies que rigen la adaptabilidad a las condiciones del sitio incluyen la facilidad de propagación, los métodos de plantación requeridos y cronogramas, el desarrollo y profundidad de raíces y el potencial para competición entre especies en la mezcla (Schiechtel, 1980). Se debería preferir las especies adaptables a una amplia gama de condiciones a aquellas que pueden sobrevivir sólo bajo circunstancias limitadas, con el fin de minimizar el riesgo de discordancia entre las características de las especies y las condiciones del sitio.

En resumen, el objetivo de la revegetación debería ser llegar principalmente a una comunidad culminante estable, que puede ser o no la misma a la de la tierra no disturbada adyacente. En algunas circunstancias, y mediante cuidado inusual y gastos, puede ser posible establecer una comunidad de especies nativas cercana a la culminante. Sin embargo, la forma más común de llegar a esta comunidad estable es empezar con una comunidad pionera de crecimiento rápido de

especies introducidas adaptadas al suelo específico, microclima y condiciones de humedad del depósito - una comunidad que después da paso a una comunidad culminante más diversa y adaptable mediante tendencias naturales de sucesión.

8.6.4.5 Secuencia de Revegetación

Generalmente, los esfuerzos de revegetación siguen una serie de pasos de acuerdo con los principios y técnicas discutidas anteriormente. Mientras los procedimientos específicos son únicos para cada depósito de relaves y régimen climático, los siguientes son elementos representativos del proceso:

1. Preparación del plantío. La preparación del plantío es necesaria para preparar la etapa para el establecimiento de la comunidad a corto plazo. Las operaciones iniciales pueden incluir el nivelado o el empleo de surcos para mejorar el microclima. Si se está intentando la revegetación directa de los relaves, la preparación del plantío puede también requerir el uso de cal, de una cubierta retenedora de humedad, así como de fertilizantes. En forma alternativa, colocar una capa gruesa de tierra vegetal sobre la superficie del depósito puede formar un plantío favorable.
2. La revegetación a Corto Plazo. Es una práctica común tanto en ambientes húmedos como en secos basarse

ampliamente en pastos para la fuente primaria inicial de cubierta del terreno a corto plazo, a pesar de que las hortalizas (como por ejemplo, la alfalfa) son a veces favorecidas debido a su capacidad para fijar el nitrógeno (Day y Ludeke, 1981). Generalmente se incluye muchas especies en la mezcla de semillas inicial para incrementar la diversidad y reducir la posibilidad de falla total de la comunidad. Debido a que los requerimientos de semillas pueden ser diferentes a los de las especies dentro de la mezcla, la selección de especies, densidad de siembra, y fecha de siembra deben ser determinados a partir de un conocimiento amplio de las condiciones locales del sitio y las especies individuales (Ripley et. al., 1978).

Las prácticas de siembra incluyen la siembra en surcos, siembra a voleo, o el transplante de plántones si se está empleando arbustos. Generalmente, hay una práctica de siembra más apropiada para cada especie, y el empleo de especies múltiples frecuentemente requiere métodos de compromiso. La hidrosiembra es una técnica útil que emplea semillas, fertilizante y cubierta superficial retenedora de humedad rápida y uniformemente en una operación única y es útil especialmente en áreas blandas o taludes con acceso difícil.

En climas áridos, la irrigación temporal puede ser necesaria para asegurar el rápido establecimiento de la

cubierta de vegetación a corto plazo. La irrigación puede ser por aspersión o por sistemas de goteo, dependiendo principalmente de las especies seleccionadas.

3. Vegetación a Largo Plazo. Para lograr el objetivo final de conseguir una comunidad estable auto sostenible, debe ocurrir una transición entre la vegetación a corto plazo y la de largo plazo. En algunos casos, esto se puede dejarse a la invasión por especies nativas después que se ha asegurado la vegetación a corto plazo y el desarrollo del suelo está en marcha. En otros casos, por ejemplo cuando la irrigación ha sido empleada temporalmente para establecer la comunidad a corto plazo, puede ser necesario o deseable mejorar el proceso de sucesión natural volviendo a plantar una mezcla más variada de especies apropiadas para la siguiente etapa de la sucesión de comunidad, como los arbustos. La necesidad de mejoramiento artificial del proceso de sucesión dependerá del éxito de los esfuerzos previos a corto plazo y del uso de tierra final propuesto del área de recuperación. Sin embargo, todos los esfuerzos de revegetación deberían trabajar hacia la autoregeneración y el manejo mínimo en el largo plazo.

9.0 RECOMENDACIONES

En base a las observaciones de las operaciones actuales de desechos de mina en el Perú, se debería observar que existen muchos puntos que son específicamente típicos del Perú:

- La mayoría de las áreas mineras del Perú son sísmicamente activas y generalmente están incluidas dentro de la Zona 1, la categoría de sismicidad más alta del sistema de las tres zonas peruanas. A pesar de que las evaluaciones sísmicas específicas del sitio son altamente recomendables, se debería observar que las variaciones a lo largo del rango de aceleraciones horizontales de diseño obtenidas de 0.15 a 0.21 g producen variaciones en los factores de seguridad de los estudios de estabilidad sólo en un pequeño porcentaje. Otros parámetros de entrada son más críticos para la estabilidad general de una instalación.
- Existe una amplia variación en la cantidad y calidad de la información geotécnica disponible para sitios existentes. Los diseños para las instalaciones mineras existentes y las planificadas deberían ser revisados por un ingeniero calificado para asegurar que las instalaciones han sido o serán construidas con estándares aceptables.
- Posiblemente el factor más crítico en determinar la estabilidad de un depósito de relaves es la ubicación de la superficie freática. En consecuencia, la instalación de piezómetros y su monitoreo regular y continuo son

importantes para determinar la superficie freática y sus fluctuaciones de acuerdo a las estaciones. En algunos casos, puede ser necesario instalar más de un piezómetro a lo largo de una sección de talud con el fin de delinear mejor la superficie.

- Junto con lo arriba mencionado, una de las estrategias de costo más económico para incrementar la estabilidad de una instalación marginal es disminuir la superficie freática en el depósito. A pesar de que esto puede realizarse mediante una variedad de sistemas de drenajes activos o pasivos, la permeabilidad relativamente baja de muchos relaves restringe la zona efectiva de los drenajes. Los drenajes también son propensos a la obstrucción. Un enfoque más efectivo es generalmente minimizar, en primer lugar, el influjo de agua dentro del depósito de relaves.
- Los canales de derivación de agua ubicados directamente cuesta arriba de un depósito de relaves pueden prevenir de que lleguen a los relaves la mayor parte de la escorrentía y gran parte del flujo del subsuelo superficial.
- A pesar de que el agua en la superficie de una poza de relaves es un resultado inevitable de la descarga de relaves, se puede hacer mucho para minimizar la cantidad de agua que se infiltra en el depósito y que aumenta la superficie freática. Los métodos de costo más económico pueden ser la modificación de las prácticas del manejo de agua para disminuir la superficie freática y aumentar la

estabilidad. Las estrategias incluyen: (1) Depositar los relaves bastante lejos de la represa con el fin de minimizar la cantidad del agua de relaves estancada adyacente a la represa; (2) descarga de gruesos de los relaves, en vez de una descarga de punto único, con el fin de formar una playa para mantener el agua estancada fuera de la represa; (3) La decantación activa del agua estancada sobre la superficie de la poza. Esto frecuentemente se realiza mejor mediante una barcaza de bombeo. El agua decantada puede ser devuelta a la planta para reprocesamiento, pero incluso la descarga directa de agua generalmente es preferible a tener que percolarse el agua través de los relaves.

- La construcción de bermas en la base es un método efectivo para incrementar la estabilidad de un talud. Sin embargo, se debe tener cuidado durante el diseño y la construcción para asegurar que se cumplan los criterios de filtro, y que la berma en la base sea drenada adecuadamente en el largo plazo.
- Una práctica aparentemente común es la reactivación de represas de relaves antiguas abandonadas. Mientras que en algunos casos esto puede ser aceptable, la represa reactivada debe estar conforme con el diseño original. Por ejemplo, el tamaño final y la altura puede no exceder los del diseño original. Si dichos criterios de diseño tan importantes son cambiados, o si el diseño original no está

de acuerdo con las normas modernas, se solicita un nuevo conjunto de investigaciones y un rediseño completo del depósito.

10.0 Referencias

- ASTM (American Society for Testing and Materials), 1997, "Annual Book of ASTM Standards", Vol. 04.08, "Soil and Rock; Dimension Stone, Synthetics".
- Bach, D., 1973, "The Use of Drip Irrigation for Vegetating Mine Waste Areas", Proceedings of 1st International Tailings Symposium, Miller Freeman, San Francisco.
- Barth, R., Martin, B., 1981, "Reclamation of Phytotoxic Tailings", Minerals and the Environment, Vol. 3, No. 2.
- Bengson, S., 1979, "Irrigation Techniques for Tailings Revegetation in the Arid Southwest", Proceedings of 2nd International Tailings Symposium, Miller Freeman, San Francisco.
- Berti, G., Villa, F., Dovera, D., Genevois, R., Brauns, J., 1988, "The Disaster at Stava/Northern Italy," Hydraulic Fill Structures, D. Van Zyl and S. Vick (eds.), Geotechnical Special Publication No. 21, ASCE.
- Bradshaw, A., Chadwick, M., 1980, "The Restoration of Land", Blackwell, Oxford.
- Bradshaw, A., Johnson, M., Humphries, M., 1978, "The Value of Heavy Metal Tolerance in the Revegetation of Metalliferous Mine Wastes", Environmental Management of Mineral Wastes, Proceedings of NATO Advanced Study on Waste Disposal and the Renewal and Management of Degraded Environments, Sijthoff and Noordhoff, Netherlands.
- Chepil, W., Woodruff, N., Siddoway, F., Fryrear, D., Armburst, D., 1963, "Vegetative and Nonvegetative Materials to Control Wind and Water Erosion", Proceedings Soil Science of America, Vol. 27.

- Day, A., Ludeke, K., 1979, "Disturbed Land Reclamation in an Arid Environment", Proceedings of 2nd International Tailings Symposium, Miller Freeman, San Francisco.
- Day, A., Ludeke, K., 1981, "The Use of Legumes for Reclaiming Copper Mine Wastes in the Southwestern USA", Minerals and the Environment, Vol. 3, No. 1.
- Dean, K., Havens, R., Glantz, M., 1974, "Methods and Costs for Stabilizing Fine-Sized Mineral Wastes", RI 7896, U.S. Bureau of Mines.
- Dean, K., Havens, R., 1970, "Stabilization of Mineral Wastes from Processing Plants," Proceedings of Second Mineral Waste Utilization Symposium, U.S. Bureau of Mines and IIT Research Institute, Chicago, Illinois.
- Dibiagio, E., 1974, "Contribution to Discussion", "Field Instrumentation in Geotechnical Engineering", Butterworths, London.
- Dibiagio, E., Myrvoll, F., Valstad, T., Hansteen, H., 1982, "Field instrumentation , observations and performance evaluation of the Svartevann dam", Transactions of 14th International Congress on Large Dams, Rio de Janeiro.
- Dobry, R., Alvarez, L., 1967, "Seismic Failures of Chilean Tailings Dams," Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering, ASCE, Vol. 93, No. SM6.
- Dorbath, L., Cisternas, A., Dorbath, C., 1990, "Assessment of the Size of Large and Great Historical Earthquakes in Peru," Bulletin of Seismic Society of America, Vol. 80, No. 3.
- Dreesen, D., Marple, M., Kelley, N., 1978, "Contaminant Transport, Revegetation and Trace Element Studies in

- Inactive Uranium Mill Tailings Impoundments", Proceedings of Symposium on Uranium Mill Tailings Management, Colorado State University, Vol. 1.
- Dunnicliff, J., 1988, "Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance", John Wiley and Sons.
- Edwards, R., 1990, "Seismic Behavior of 'Los Leones' Tailings Dam", Proceedings of International Symposium on Safety and Rehabilitation of Tailings Dams, Australian National Committee on Large Dams, Sydney, (BiTech Publishers, Vancouver).
- ENR, 1937, "Mine Tailings Slide Destroying Town," Engineering News Record, June 3.
- Fedkenheuer, H., Heacock, H., Lewis, D., 1980, "Early Performance of Native shrubs and Trees Planted on Amended Athabasca Oil Sand Tailings, Reclamation Review, Vol. 3.
- Finn, W., Yogendrakumar, H., Lo, R., Ledbetter, R., 1990, "Seismic Response Analysis of Tailings Dams", Proceedings of International Symposium on Safety and Rehabilitation of Tailings Dams, Australian National Committee on Large Dams, Sydney, (BiTech Publishers, Vancouver).
- Foote, L., Kill, D., Bolland, A., 1970, "Erosion Prevention and Turf Establishment Manual", Minnesota Department of Highways.
- Hanks, T.C., Kanamori, H., 1979, "A Moment Magnitude Scale", Journal of Geophysical Research, Vol. 84, pp. 2348-2350.
- Harthill, M., McKell, C., 1979, "Ecological Stability -Is This a Realistic Goal for Arid Land Reclamation?", Ecology and Coal Reserve Development, Pergamon Press, Elmsford, N.Y.
- Hodder, R., 1979, "Innovations in Planting Techniques for

- Diverse Shrub Cover on Mine Tailings", Proceedings of 2nd International Tailings Symposium, Miller Freeman, San Francisco.
- ICOLD, 1989, Bulletin 74, "Tailings Dam Safety Guidelines", Commission Internationale des Grands Barrages, Paris.
- ICOLD, 1994, Bulletin 97, "Tailings Dams: Design of Drainage", Commission Internationale des Grands Barrages, Paris.
- ICOLD, 1996, Bulletin 104, "Monitoring of Tailings Dams", Commission Internationale des Grands Barrages, Paris.
- Jennings, J., 1979, "The Failure of a Slimes Dam at Bafokeng, Mechanisms of Failure and Associated Design Considerations," The Civil Engineer in South Africa, June.
- Johnson, M., Putwain, P., 1981, "Restoration of Native Biotic Communities on Land Disturbed by Metalliferous Mining", Minerals and the Environment, Vol. 3, No. 3.
- Jones, C., 1982, "Western Reclamation - Using the Best Guess", High Country News, Vol. 14, No. 9.
- Krizek, R., Casteleiro, M., Tuncer, B., 1977, "Desiccation and Consolidation of Dredged Materials", Journal of the Geotechnical Division, ASCE, Vol. 103, No. GT12.
- Kulhawy, F. H., Mayne, P.W., 1990, "Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design", Cornell University, EL-6800, Research Project, 1493-6, prepared for Electric Power Research Institute,.
- Lo, R., Klohn, E., 1990, "Seismic Stability of Tailings Dams", Proceedings of International Symposium on Safety and Rehabilitation of Tailings Dams, Australian National Committee on Large Dams, Sydney, (BiTech Publishers,

Vancouver).

Ludeke, K., 1973, "Vegetative Stabilization of Copper Mine Tailing Disposal Berms of Pima Mining Company", Proceedings of 1st International Tailings Symposium, Miller Freeman, San Francisco.

Makdisi, F., Seed, H., 1978, "Simplified Procedure for Estimating Dam and Embankment Earthquake Induced Deformations", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 104, No. GT7.

Marcusen, W., Hynes, M., Franklin, G., 1990, "Evaluation and Use of Residual Strength in Seismic Safety Analysis of Embankments", Earthquake Spectra, Vol. 6, No. 3.

Marticorena, D., 1991, "Importancia de la Microzonificación de Riesgos Para Prevenir Procesos Geodinámicos Externos," Proceedings 9th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Viña del Mar.

Morrison, W., Simmons, L., 1977, "Chemical and Vegetative Stabilization of Soils:", U.S. Bureau of Reclamation, Report No. REC-ERC-76-13.

Nielson, R., Peterson, H., 1972, "Treatment of Mine Tailings to Promote Vegetative Stabilization", Bulletin 485, Utah State University Experimental Research Station.

Palmy, F., Gwilym, R., 1980, "Preparing and Presenting Environmental Impact Statements in Support of Mining Operations with Particular Reference to Uranium Mining", Minerals and the Environment, Vol. 2, No. 3.

Penman, A.D.M., 1982, "Instrumentation Requirements for Earth and Rockfill Dams", Geotechnical Problems and Practice of Geotechnical Engineering, A.A. Balkema, Rotterdam.

- Peterson, H., Nielson, R., 1973, "Toxicities and Deficiencies in Mine Tailings", Ecology and Reclamation of Devastated Lands, Gordon and Breach, New York.
- Ripley, E., Redman, R., Maxwell, J., 1978, "Environmental Impact of Mining in Canada", Center for Resource Studies, Queens University.
- Schiechtl, H., 1980, "Bioengineering for Land Reclamation and Conservation", University of Alberta Press, Edmonton.
- Schmertmann, J., 1979, "Statics of SPT", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 105, No. GT5.
- Seed, H., Tokimatsu, K., Harder, L., Chung, R., 1985, "Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluations", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 111, No. GT12.
- Seismological Society of America (SSA), 1997, "Research Letters", Volume 68, No. 1.
- Skempton, A., 1986, "Standard Penetration Test Procedures and the Effects in Sands of Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size and Overconsolidation", Geotechnique, Vol. 36, No. 3.
- Sorrell, S., 1974, "Establishing Vegetation on Acidic Coal Refuse Materials without Use of Topsoil Cover", 1st Symposium on Mine and Preparation Plant Refuse Disposal, National Coal Association.
- Sutton, P., 1973, "Establishment of Vegetation on Toxic Coal Mine Spoils", Research and Applied Technology Symposium on Mined Land Reclamation, National Coal Association.
- Terzaghi, K., Peck, R., 1967, "Soil Mechanics in Engineering

- Practice", Wiley, New York.
- Transportation Research Board (TRB), 1996, "Landslides: Investigation and Mitigation", A. K. Turner and R. L. Schuster, eds., National Academy Press, Washington, D.C.
- U.S. Army Corps of Engineers (COE), 1970, "Stability of Earth and Rockfill Dams", EM-1110-2-1902, Washington, D.C.
- U.S. Army Corps of Engineers (COE), 1990, "Hydraulic Design of Spillways", EM-1110-2-1963, Washington, D.C.
- U.S. Army Corps of Engineers (COE), 1991, "Hydraulic Design of Flood Control Channels", EM-1110-2-1601, Washington, D.C.
- U.S. Bureau of Public Roads, 1967, "Use of Riprap for Bank Protection", Hydrological Engineering Circular No. 11, U.S. Department of Transportation.
- U.S. Nuclear Regulatory Commission (NRC), 1985, "Liquefaction of Soils During Earthquakes", CETS-EE-001, National Academy Press, Washington, D.C.
- U.S. Nuclear Regulatory Commission (NRC), 1979, "Draft Generic Environmental Impact Statement On Uranium Milling", NUREG-0511, U.S. Nuclear Regulatory Commission.
- Velarde, J., Pyke, R., Beike, M., 1983, "Design of an Embankment to Retain Gold Tailings", Proceedings of 7th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vancouver.
- Vick, S.G., 1990, "Planning, Design, and Analysis of Tailings Dams", Bitech Publishers, Vancouver.
- Vick, S., Dorey, R., Finn, W., Adams, R., 1993, "Seismic Stabilization of St. Joe State Park Tailings Dams," Geotechnical Practice in Dam Rehabilitation, L. Anderson

(ed.), Geotechnical Special Publication No. 35, ASCE.

Vick, S., Villachica, C., Mogrovejo, J., Calzado, L., Julio 1995, "Guía Ambiental para el Manejo de Relaves Mineros", Ministerio de Energía y Minas, Lima.

Wali, M. (ed), 1975, "Practices and Problems of Land Reclamation in Western North America", University of North Dakota Press.

Youngs, R.R., Chiou S.J., Silva, W.J., Humphrey, J.R., 1997, "Strong Ground Motion Attenuation Relationships for Subduction Zone Earthquakes", SSA, Vol. 68, No. 1.