

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA GEOLOGICA, MINERA Y
METALURGICA**



**ESCUELA DE POST GRADO
MAESTRIA EN MINERIA Y MEDIO AMBIENTE**

**RIESGOS Y FALLAS INDUCIDAS POR SISMOS
Y SU IMPACTO AL MEDIO AMBIENTE
EN LA PRESA DE RELAVES DE AUSTRIA DUVAZ**

Tesis

**PARA OPTAR EL GRADO DE MAESTRO EN CIENCIAS
CON MENCIÓN EN “MINERÍA Y MEDIO AMBIENTE”**

Paulino José AVELLANEDA PURI

Lima – Perú

1999

A la memoria de mi Madre quien con sus bendiciones hizo posible la culminación del presente trabajo.

A mi Padre, quien con el consejo oportuno logró hacer de mi un hombre de bien.

A mis hijos, Rafael Eloy, Carmen Judith y José Omar, verdaderos incentivos de mi afán de superación, y a Marleny Gladys; mi esposa, quien siempre supo ser para mí el apoyo invaluable.

AGRADECIMIENTO

Mi agradecimiento sincero a las personas del Ms.Sc. Ing° José Vidalón Galvez y Ms.Sc. Ing° Pedro Hugo Tumialán De La Cruz, asesores del presente trabajo de Tesis por su apoyo desinteresado e incondicional sin el cual no habría sido posible la feliz culminación del mismo.

Asimismo hago extensivo mi agradecimiento a mis colegas de la Promoción 98-II de la Maestría en Ciencias con Mención “Minería y Medio Ambiente” – U.N.I., a la vez socios de la Empresa “D&E” Desarrollo y Ecología S.A.C. – Consultores Ambientales, por haber compartido gratas experiencias relativas a temas de Conservación del Medio Ambiente, plasmadas éstas en la presente tesis.

A todos mis familiares y amigos que supieron darme su apoyo a lo largo de mi estudio a nivel de Postgrado, en especial a mis hermanos Juan y Ana, así como también a mi madrina Isabel, quienes tanto me ayudaron en los momentos difíciles.

A todas las personas ya sea de una u otra forma hicieron posible que alcanzara una de las metas más soñadas de mi vida, lograr el Grado de Maestro en Ciencias con Mención en “Minería y Medio Ambiente”.

Quisiera con todos ellos compartir el mérito que pueda alcanzar este humilde trabajo y asimismo expresar que les estaré por siempre eternamente agradecido.

José AVELLANEDA PURI

Asesores Tesis:

✓ **Ms.Sc. Ing° José VIDALON GALVEZ**

✓ **Ms.Sc. Ing° Pedro Hugo TUMIALAN DE LA CRUZ**

**RIESGOS Y FALLAS INDUCIDAS POR SISMOS
Y SU IMPACTO AL MEDIO AMBIENTE EN
LA PRESA DE RELAVES DE AUSTRIA DUVAZ**

I N D I C E

AGRADECIMIENTO	Pág.
RESUMEN	
SUMMARY	
 CAPITULO 1: NORMAS AMBIENTALES REFERIDAS A LA PROTECCION DEL MEDIO AMBIENTE EN EL PERU	
1.1 Aspectos Generales	1
1.2 Principales Normas Legales Referidas a la Protección del Medio Ambiente	2
1.3 Otras Disposiciones Legales	5
1.4 Bases Técnicas	5
 CAPITULO 2: ASPECTOS GENERALES	
2.1 Concesiones Mineras y de Beneficio	6
2.2 Ubicación y Accesibilidad	6
2.3 Fisiografía y Relieve Topográfico	6
2.4 Aspectos Climatológicos y Meteorológicos	8
2.4.1 Climatología	8
2.4.2 Parámetros Meteorológicos	8
2.4.3 Resumen de la Información Meteorológica	14
2.5 Topografía del Area del Proyecto	14
2.6 Descripción Hidrogeológica del Depósito de Relaves	15
2.7 Areas que Colindan al Depósito de Relaves	15
2.8 Aspectos Geológicos	15
2.8.1 Geología	16
2.8.2 Descripción Estratigráfica	16
2.8.3 Yacimientos Minerales	17
2.8.4 Aspectos Geotécnicos Regionales	18
2.8.5 Aspectos Hidrológicos	19
2.9 Canales de Escorrentías de Derivación y Drenaje	19
2.10 Diseño Final del Proyecto	19
 CAPITULO 3: ESTUDIO HIDROLOGICO DEL AREA	
3.1 Descripción del Sistema de Drenaje	20
3.1.1 Aspectos Generales	20
3.1.2 Características Hidromorfológicas	21
3.1.3 Descripción de las Principales Líneas Hídricas	22

3.2	Periodo de Recurrencia de Eventos Máximos	23
3.3	Cálculo de Escorrentías	24
3.3.1	Estimación de Precipitaciones	24
3.3.2	Cálculo de Precipitaciones Máximas	25
3.3.3	Estimaciones de Máximas Avenidas	27
3.4	Cálculo de Escorrentías y Diseño de Caudal	28
3.4.1	Diseño del Caudal	29
3.5	Balance de Aguas	29
3.5.1	Balance Hídrico de la Microcuenca	30
3.5.2	Manejo del Agua	30
3.6	Estructuras de Derivación	31
3.6.1	Canal Perimétrico de Escorrentía Pluvial	31
3.6.2	Canal de Drenaje	31
3.7	Borde Libre de Diseño	32

CAPITULO 4: ESTUDIO DE LOS MATERIALES DE RELAVES

4.1	Constitución de los Relaves	33
4.2	Relaves de Plantas	34
4.3	Investigaciones de Campo	34
4.3.1	Ensayos de Penetración Estándar	34
4.3.2	Correlación entre el SPT y las propiedades de los suelos	35
4.3.3	Influencia del procedimiento del SPT en la evaluación de la resistencia a la Licuación	36
4.4	Características Físicas de los Depósitos de Relaves de Austria Dúvaz	37
4.5	Características Químicas de las Aguas Superficiales	39
4.6	Propiedades Estructurales de los Relaves	39

CAPITULO 5: ANALISIS DEL COMPORTAMIENTO SISMICO DE PRESAS DE RELAVES

5.1	El Perú y los Movimientos Sísmicos	41
5.2	Casos típicos de Fallas en Presas de Relaves Peruanas en los últimos 45 años	42
5.3	Posibles formas de Fallas de una Presa de Relaves	43
5.4	Análisis Pseudo-Estático	44
5.4.1	Método Empírico	45
5.4.2	Método de la Reacción de Cuerpo Rígido	45
5.4.3	Análisis de la Reacción Visco-Elástica	46
5.4.4	Posibles valores del Coeficiente Sísmico en el Método Pseudo-Estático	47
5.5	Análisis de la Reacción Dinámica	48
5.5.1	Análisis de Estabilidad de la Presa	48
5.5.2	Análisis de Deformación de la Presa	50
5.6	Análisis del desarrollo de Licuación en Presas de Relaves	50
5.6.1	Falla de la Presa por Licuación	51

5.7 Nuevos conceptos para el estudio del Comportamiento Sísmico de Presas de Relaves	52
5.7.1 Determinación del Parámetro "n"	53
5.7.2 Determinación del Parámetro de Estado "CD"	54

CAPITULO 6: DISEÑO SISMICO DE PRESAS DE RELAVES

6.1 Introducción	55
6.2 Evaluación de la sismicidad del área del Proyecto	55
6.2.1 Determinación de la Distancia Epicentral (R)	56
6.2.2 Cálculo de la Intensidad Sísmica	56
6.2.3 Cálculo de la Magnitud Sísmica	59
6.2.4 Determinación de la duración del evento sísmico	62
6.2.5 Determinación de la aceleración y velocidad máxima del terreno	62
6.3 Comportamiento Dinámico de los Relaves	63
6.3.1 Deformación permanente de la corona	64
6.4 Análisis de Estabilidad Estático y Pseudo-Estático	65
6.4.1 Metodología de Análisis de Estabilidad	65
6.4.2 Coeficiente Sísmico (k)	67
6.4.3 Factores de Seguridad Mínimos	68
6.5 Análisis de Estabilidad Post Sismo	68
6.5.1 Generalidades del Análisis	68
6.5.2 Metodología del Análisis	71
6.5.3 Evaluación de Esfuerzos Estáticos	71
6.5.4 Terremoto de Diseño	72
6.5.5 Análisis de Respuesta Sísmica	72
6.6 Análisis de Licuación	73
6.7 Determinación del Esfuerzo Residual	75

CAPITULO 7: ANALISIS DE ESTABILIDAD FISICA DEL DEPOSITO DE RELAVES DE AUSTRIA DUVAZ

7.1 Estudio general del área del Proyecto	77
7.1.1 Pruebas de Campo	77
7.1.2 Resultados de Ensayo de Penetración y Sondajes	78
7.1.3 Determinación de la Profundidad de la Napa Freática y Condiciones de Presiones de Poro	79
7.2 Pruebas de Laboratorio sobre muestras de Relaves	79
7.2.1 Angulo de fricción interna	79
7.2.2. Pruebas cíclicas	80
7.3 Análisis Sísmico del área del Proyecto	81
7.3.1 Determinación de la Magnitud del Sismo	82
7.3.2 Determinación de la aceleración sísmica en la zona del Proyecto	82
7.4 Análisis del Potencial de Licuación de la Presa de Relaves	82
7.4.1 Análisis de Licuación de la Presa de relaves de Austria Dúvaz	82
7.5 Análisis de Estabilidad Física de la Presa de Relaves de Austria Dúvaz	87
7.5.1 Características morfológicas de la Presa	88
7.5.2 Análisis de Estabilidad de Taludes	90

7.5.3	Métodos de Cálculo	91
7.5.4	Factor de Seguridad sin Sismo (Condición Estática)	94
7.5.5	Factor de Seguridad con Sismo (Condición Pseudo-Estática)	96
7.5.6	Análisis de Estabilidad en Condiciones Post-Sismo	98
7.5.7	Deformación permanente de la Corona	100

CAPITULO 8: PLAN DE ABANDONO E IMPACTO AMBIENTAL

8.1	Contaminación e Impacto Ambiental en Austria Dúvaz	102
8.1.1	Impacto sobre el agua	102
8.1.2	Impacto sobre la tierra	103
8.1.3	Impacto sobre la atmósfera	103
8.1.4	Impacto sobre la vida (Flora, fauna y salud humana)	104
8.1.5	Impacto socio-económico	105
8.2	Plan de Abandono del Depósito de relaves de Austria Dúvaz	105
8.2.1	Mitigación de los impactos ambientales	105
8.2.2	Alternativas propuestas	106
8.2.3	Estabilización de los depósitos de relaves	110
8.2.4	Programa de monitoreo post-cierre	110
8.2.5	Uso del área rehabilitada	110

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

ANEXO "A": EVALUACION DE RIESGOS EN PRESAS DE RELAVES

VITA

REFERENCIA BIBLIOGRAFICA

RESUMEN

Como consecuencia de los estudios de campo, laboratorio y gabinete efectuados en el depósito de relaves de Austria Dúvaz, para evaluar los riesgos y fallas que serían provocados por los sismos, al extremo de que la presa colapse y ocasionen impactos negativos al medio ambiente; se presenta el procedimiento de análisis para verificar la estabilidad física de dicho depósito de relaves. En este método de análisis, se ha utilizado técnicas convencionales de análisis de estabilidad de taludes, sometidos a cargas estáticas de gravedad y sollicitaciones sísmicas. Asimismo el procedimiento indicado incorpora el análisis del potencial de licuación por presencia de agua y potencial de deformación post-sismo del depósito.

En el Capítulo 1 del estudio, se hace referencia a las principales normas legales referidas a la protección ambiental para las actividades del sector minero.

En el Capítulo 2 se informa en líneas generales sobre la Ubicación y Accesibilidad de los depósitos de relaves, además de la ubicación de la Cuenca Hidrográfica, Topografía, Climatología y Meteorología de la región.

En el Capítulo 3 se describe la hidrología de la zona, debido a la importancia vital de este factor en la estabilidad del depósito de relaves. El depósito de relaves se encuentra emplazado al pie de la laguna San Antonio, sobre la ex laguna Morococha, que a su vez conforma la quebrada de Morococha y ésta alimenta a la laguna Huascacocha. Las aguas de la quebrada de Morococha confluyen aguas abajo con la quebrada de Pucará, para conformar el río Yauli, tributario del río Mantaro.

El Capítulo 4 es dedicado al estudio de las características físicas, mecánicas y químicas de los relaves para evaluar la resistencia al corte, densificación, permeabilidad y demás parámetros básicos para el diseño.

En el Capítulo 5 se hace el análisis de comportamiento sísmico del depósito de relaves, que depende principalmente del grado de compactación y porcentaje de finos los cuales son parámetros variables pero que pueden ser controlados ya sea durante el proceso de cicloneado o durante la construcción de la presa de relaves, además del esfuerzo de confinamiento que es función de la profundidad y localización dentro de la presa.

En el Capítulo 6 se enfoca sobre el diseño sísmico de la presa de relaves, con el propósito de facilitar un mejor conocimiento del fenómeno sísmico y una mayor comprensión de los principales conceptos usados en la práctica de la Ingeniería Sísmica. En este capítulo se enuncia enfoques prácticos desarrollados por diferentes investigadores para el desarrollo de un método de diseño sismo-resistente de presas de relaves.

En el Capítulo 7 se hace la selección de la presa y se analiza su estabilidad sobre la base del método de Bishop, con y sin sismo y otros aspectos para aminorar el riesgo de licuación.

El Capítulo 8 está dedicado al Plan de Cierre e Impacto Ambiental. Se ha hecho el estudio para que en el plazo de 1,5 años sean almacenados 112 200 TMS de relaves, en una presa con altura máxima de 8 m., de este modo se podrá alcanzar un perfil homogéneo de la superficie del depósito, que será necesario para el Plan de Cierre en el marco de la ejecución de los proyectos del PAMA

SUMMARY

As consequence of the field studies, laboratory and cabinet effected in the tailings deposits of Austria Dúvaz, to evaluate the risks and defects that they would be provoked by the earthquakes, to the extreme of the fact that the prey collapse and cause negative impacts to the environment; it is presented the analysis procedure to verify the physical stability of said deposit of tailings. In this analysis method, it has been used conventional techniques of analysis of bank stability, submitted to charge statics of gravity and seismic solicitations. Also the indicated procedure incorporates the analysis of the potential of liquefaction for water presence and potential of deformation post - earthquake of the deposit.

In the Chapter 1 of the study, is taken issue with the principal legal procedures referred to the environmental protection for the activities of the mining sector.

In the Chapter 2 is informed in general lines on the Location and Accessibility of the tailings deposits, in addition to the location of the Basin Hydrographical, Topography, Climatology and Meteorology of the region.

In the Chapter 3 is described the hydrology of the zone, due to the vital importance of this factor in the stability of the tailings deposits. The tailings deposits is found located at the bottom of the lagoon San Antonio, on the ex lagoon Morococha, that at the same time certifies the bankrupt of Morococha and this feeds to the lagoon Huacracocha. The waters of the bankrupt of Morococha meet waters down with the bankrupt of Pucará, to certify the river Yauli, tax of the river Mantaro.

The Chapter 4 is devoted to the study of the characteristic physical, mechanical and chemistries of the tailings to evaluate the resistant to the court, density, permeability and other basic parameters for the design.

In the Chapter 5 is made the seismic behavior analysis of the tailings deposits, that depends mainly on the degree on compacting and percentage on fine those which are variable parameters but that they can be controlled either during the process of cyclonic or during the construction of the prey of tailings, in addition to effort of confinement that it is function of the depth and location within the prey.

In the I Capitulate 6 is focused on the seismic design of the prey of tailings, in order to facilitate a better knowledge of the seismic phenomenon and a greater comprehension of the principal concepts used in practice of the Seismic Engineering. In this chapter is stated practical approaches developed by different investigating for the development of a design method earthquake - resistant of preys of tailings.

In the Chapter 7 is made the selection of the prey and is analyzed its stability on the base of the method of Bishop, with and without earthquake and other aspects to lessen the risk of liquefaction.

The Chapter 8 is devoted to the Close and environmental impact Plan. It has been made the study so that in the term of 1,5 years will be stored 112 200 TMS of tailings, in a prey with maximum height of 8 m., of this manner will be able to reach a homogeneous profile of the surface of the deposit, that it will be necessary for the Close Plan in the framework of the execution of the projects of the PAMA

CAPITULO 1

NORMAS AMBIENTALES REFERIDAS A LA PROTECCION DEL MEDIO AMBIENTE EN EL PERU

1.0 NORMAS AMBIENTALES REFERIDAS A LA PROTECCION DEL MEDIO AMBIENTE EN EL PERU

1.1 ASPECTOS GENERALES

La actual constitución de 1993, incorpora en su texto el derecho de todos a gozar de un ambiente sano y ecológicamente equilibrado.

El Código del Medio Ambiente y los Recursos Naturales (CMARN), Decreto Legislativo N° 613, es la norma que desarrolla y da contenido al derecho recogido en la constitución. El CMARN recoge, entre otros, el principio "contaminador-pagador" que se explica por sí mismo y da la debida importancia al aspecto del control y la prevención de la contaminación ambiental. Bajo estas líneas de acción el CMARN establece la obligatoriedad de la presentación de *Estudio de Impacto Ambiental* (EIA) para todos los proyectos de obra o actividades, de carácter público o privado, que puedan provocar daños tolerables al ambiente.

El D.S. 016-93-EM - Reglamento para la Protección Ambiental en la Actividad Minero-Metalúrgica, obliga a las empresas que venían operando antes de la vigencia del Reglamento, a presentar un *Programa de Adecuación y Manejo Ambiental* (PAMA), en el que debe inscribirse las acciones e inversiones necesarias para cumplir con lo estipulado por el mencionado D.S.

En el D.S. 059-93-EM - Modificatoria del Reglamento del Título Décimo Quinto del Texto Unico Ordenado de la Ley General de Minería, se establece la metodología de elaboración y presentación del PAMA en las actividades minero-metalúrgicas. Así, en el Art. 4 se establece que el cumplimiento del PAMA (Arts. 10,11,12,13,14 y 15 del Reglamento) se desarrollará de acuerdo a las Guías de Manejo Ambiental, las que fueron aprobadas el 11 de Setiembre de 1995 según R.D. 035-95-EM/DGAA. Asimismo, en el Art. 4 de la Modificatoria se establece que el Ministerio de Energía y Minas queda facultado para aprobar los Límites Máximos Permisibles (LMPs) para efluentes líquidos minero-metalúrgicos, los que fueron posteriormente aprobados mediante R.M. 011-96-EM/VMM.

Finalmente, como consecuencia del colapso de varias relaveras a causa del sismo de Nasca, el Ministerio de Energía y Minas dicta Normas a fin de garantizar la Estabilidad de los Depósitos de Relaves R.D. 440-96-EM/96/DGM.

Posteriormente, el 20.06.97 el Ministerio aprueba la R.D. 19-97-EM/DGAA: Aprueban e Incluyen en la Guía Ambiental para el Manejo de Relaves Mineros la Estructura de Reporte de Estabilidad Física de Depósitos de Relaves.

La R.D. 224-97-EM/DGM trata de las disposiciones destinadas a uniformizar la presentación de estudios de impacto ambiental.

1.2 PRINCIPALES NORMAS LEGALES REFERIDAS A LA PROTECCION DEL MEDIO AMBIENTE

En los párrafos siguientes se detalla el conjunto de normas legales relacionadas con la temática ambiental y temas afines del sub-sector minería en el país.

1997	
1) R.D. 19-97-EM/DGAA	Aprueba e incluye en la Guía Ambiental para el Manejo de Relaves Mineros, la estructura de reporte de estabilidad física de depósitos de relaves (20 de Junio de 1997).
2) R.D. 224-97-EM/DGM	Dictan disposiciones destinadas a uniformizar la presentación de Estudios de Impacto Ambiental (17 de Junio de 1997).

1996	
1) R.D. 440-96-EM/DGM	Dictan normas a fin de garantizar la estabilidad de los depósitos de relaves (06 de Diciembre de 1996)
2) R.M. 011-96-EM/VMM	Aprueban los Niveles Máximos Permisibles para Efluentes Líquidos Minero-Metalúrgicos (13 de Enero de 1996).

1995	
1) R.D. 035-95-EM/DGAA	Aprueban Guías Ambientales como lineamientos para la elaboración de Estudios de Impacto Ambiental y Programas de Adecuación y Manejo Ambiental dentro del Subsector Minero (11 de Setiembre de 1995).
2) D.S. 11-95-EM	Modifican el Reglamento del Texto Unico Ordenado de la Ley General de Minería (28 de Mayo de 1995).
3) R.D. 013-95-EM/DGAA	Aprueban Guías para elaborar Estudios de Impactos Ambientales y programas de Adecuación y Manejo Ambiental en el Subsector Minero (31 de Marzo de 1995).

1994	
1) R.V.M. 004-94-EM/VMM	Constituyen la Comisión de Calificación y Clasificación de las Empresas de Auditoría e Inspectoría del sub-sector Minería (23 de Setiembre de 1994).
2) R.S. 004-94-EM/DGAA	Aprueban la publicación de las Guías de Monitoreo de Agua y Aire para la Actividad Minero-metalúrgica (2 de Marzo de 1994).
3) D.S. 03-94-EM	Aprueban el reglamento de diversos Títulos del Texto Unico Ordenado de La Ley General de Minería (15 de Enero de 1994).

1993	
1) Constitución Política del Estado	Se ha incluido mandatos constitucionales específicos sobre los recursos naturales. Promueve el uso sostenible de los recursos naturales y la conservación de la diversidad biológica (31 de Diciembre de 1993).
2) D.S. 059-93-EM	Modifican el Reglamento del Título Decimoquinto del Texto Unico Ordenado de la Ley General de Minería. (13 de Diciembre de 1993).
3) D.S. 036-93-EM	Modifican el D.S. N° 012-93-EM, mediante el cual se aprobó el reglamento del proceso de fiscalización de las actividades mineras, eléctricas y de hidrocarburos, dispuesto por D.L. N° 25763 (9 de Setiembre de 1993).
4) D.S. 016-93-EM	Aprueban el Reglamento del Título Decimoquinto del Texto Unico Ordenado de la Ley General de Minería, sobre el medio ambiente (1 de mayo de 1993). Modificado por D.S. 059-93-EM (13 de Diciembre de 1993)

1992	
1) D.L. 25998	Modifican Artículos 108, 126, 139 y 144 del Texto Unico Ordenado de la Ley General de Minería (26 de Diciembre de 1992).
2) D.S. 023-92-EM	Aprueban el Reglamento de Seguridad e Higiene Minera (13 de Octubre de 1992).
3) D.L. 25763	Establecen que el cumplimiento de las obligaciones relacionadas a las actividades mineras, de electricidad y de hidrocarburos podrán ser fiscalizadas a través de las Empresas de Auditoría e Inspectoría (11 de Octubre de 1992).
4) D.S. 014-92-EM	Se aprueba el Texto Unico Ordenado de la Ley General de Minería (4 de Junio de 1992).

1991	
1) R.D. 115-91-EM/DGM	Para la aprobación del Proyecto de construcción e instalación de las Plantas de Beneficio, Refinación y Depósitos de Relaves; deberán presentarse las autorizaciones y estudios siguientes: "Vertimientos de Residuos Industriales" de Ministerio de Salud; "Uso de Agua" por el Ministerio de Agricultura; "Estudio de Impacto Ambiental" y autorización de la Dirección de Asuntos Ambientales del MEM previa evaluación Técnico Ambiental (23 de Noviembre de 1991).
2) D.Leg. 708	Promulgan la Ley y Promoción de Inversiones del Sector Minero. Se modifican y complementan artículos del Código del Medio Ambiente (14 de Noviembre de 1991).
3) R. Contral 673-91-GG	Aprueban Directiva que norma procedimientos para cautelar, verificar e informar el estricto cumplimiento de las disposiciones contenidas en el Código del Medio Ambiente y Recursos Naturales (27 de Octubre de 1991).

1.3 OTRAS DISPOSICIONES LEGALES

- ❑ Código Sanitario del Perú, Decreto Ley 17505 (18-03-69).
- ❑ Ley General de Aguas, Decreto Ley 17752 (24-07-69).
- ❑ Código del Medio Ambiente y los Recursos Naturales, Decreto Legislativo 613 (08-09-90).
- ❑ Modifican la Ley General de Aguas en sus títulos I, II y III D.S. 007-83-SA (17-03-83).
- ❑ Reglamento para la Disposición de basuras mediante el empleo del método de relleno sanitario D.S. N° 6-STM (09-01-64).
- ❑ Reglamento del Título IV "De las Aguas Subterráneas" de la Ley General de Aguas D.S. N° 274-69-AP/DGA (30-12-69).

1.4 BASES TECNICAS

- ❑ Guía para la elaboración de PAMA, Ministerio de Energía y Minas del Perú.
- ❑ Protocolo de Monitoreo de Calidad de Agua y Aire en la Industria Minera- Ministerio de Energía y Minas, Dirección General de Asuntos Ambientales.
- ❑ Guía Ambiental de manejo de Agua en operaciones Minero Metalúrgicas- MEM.
- ❑ Protocolo de Monitoreo de Calidad de Agua - MEM.
- ❑ Guía para el Manejo de Relaves Mineros - MEM.
- ❑ Guía Ambiental para el Manejo de Drenaje Acido de Mina - MEM.
- ❑ Guía Ambiental para el Cierre y Abandono de Minas - MEM.

CAPITULO 2

ASPECTOS GENERALES

2.0 ASPECTOS GENERALES

2.1 CONCESIONES MINERA Y DE BENEFICIO

Los depósitos de relaves de Morococha, ubicados en la zona Noreste de la ex laguna del mismo nombre, que alberga los relaves provenientes de la operación de la Planta Concentradora PUQUIOCOCHA de la Sociedad Minera Puquiococha S.A. entre los años 1930 y 1960; fueron transferidos a la Sociedad Minera Austria Dúvaz en el año 1977, al haber adquirido los Derechos Mineros y la Planta de Beneficio correspondientes.

2.2 UBICACIÓN Y ACCESIBILIDAD

Los depósitos de relaves de PUQUIOCOCHA, ubicados en la ex laguna de Morococha, de la Sociedad Minera Austria Dúvaz S.A. se encuentran en el departamento de Junín, provincia de Yauli, distrito de Morococha a una altitud de 4 500 a 4 600 m.s.n.m. La relavera (**Plano 2.1**) está ubicada entre las siguientes coordenadas geográficas:

76° 03' 20" a 76° 03' 40" Longitud Oeste
11° 43' 20" a 11° 43' 30" Latitud Sur

Para llegar al depósito de relaves de PUQUIOCOCHA, desde Lima se hace uso de la Carretera Central vía asfaltada hasta el Km 142 y a 35 Km antes de la ciudad de La Oroya. De este punto se toma un desvío carrozable, aproximadamente de 800 m. El recorrido total es de casi 3 horas de viaje utilizando una camioneta.

2.3 FISIOGRAFIA Y RELIEVE TOPOGRAFICO

La topografía del distrito minero de Morococha es abrupta, tipo alpina, con elevaciones que están por lo general entre los 4 400 y 5 000 metros sobre el nivel del mar, ubicada al este de Lima, en la región central del país; próxima al eje de la cordillera o línea de divortium aquarum entre la Vertiente del Pacífico y la Vertiente del Atlántico.

El relieve del área presenta fuertes contrastes topográficos, desde lugares montañosos e inhóspitos hasta valles abruptos y encañonados.

Se puede distinguir los siguientes rasgos geomorfológicos:

- a. El flanco occidental andino, que se caracteriza por una topografía abrupta con alineamiento de cumbres que limitan las cuencas de los valles profundos que descienden hacia la costa; está limitado por las estribaciones occidentales y el borde del Altiplano, a una altitud que varía de 800 a 4 000 m.s.n.m.
- b. También se caracteriza por una cadena de cerros continuos que van incrementando progresivamente su altitud y relieve, estos se suceden a lo largo del frente andino y a ambos lados de los valles que descienden del antiplano a la costa; en sentido general puede deducirse su superficie de erosiones inclinadas hacia el oeste. Por otro lado, el flanco occidental andino está disectado por los ríos principales que corren del Altiplano y Divisoria Continental hacia la costa con dirección aproximada oeste y suroeste. Estos han formado valles profundos y encañonados, que en sección transversal presentan bancos con superficies inclinadas abruptas y amplias que indican los restos de antiguas etapas de valles y cañón.
- c. Zona de altiplanicies, que está representada por una área de relieve moderado con formas topográficas de típico modelado glaciar y fluvio-glaciar integrado por pampas y colinas, cadenas de cerros suaves y concordantes, cuya altitud va ascendiendo progresivamente desde los 4000 m.s.n.m. hasta la Divisoria Continental. Además está disectada por ríos con valles de típico modelado glaciar y fluvio-glaciar, pues destacan formas topográficas de valles glaciares, con forma de "U", valles colgados, superficies estriadas, circos glaciares, lagunas glaciares y depósitos morrénicos y fluvio-glaciares. El Altiplano con las características morfológicas indicadas representa un remanente de la superficie Puna.
Geográficamente corresponde a las regiones de Puna y Janca. La puna está comprendida entre 4 000 y 4 800 m.s.n.m.. Correspondiendo la región Janca a las zonas encima de los 4 500 m.s.n.m., que en el área alcanzan hasta los 5 400 m.s.n.m..
- d. Vestigios de superficie Puna, que se caracterizan por altiplanicies y cadenas de cerros con cimas truncadas por la erosión y se extienden a través del Altiplano así como en la Divisoria Continental y en el flanco occidental andino. En la Divisoria Continental se observa restos de la "superficie puna", labrados en la serie clástica de Capas rojas Casapalca del terciario inferior y ocasionalmente en afloramiento de rocas cretácicas e intrusivas. Estos corresponden a los restos de una superficie madura que fue elevada hasta la posición actual y que luego en el curso del cuaternario, fue desnudada y disectada por erosión de tipo glaciar y fluvio-glaciar. Estos son cumbres concordantes de morfología suave o escarpada a una altitud que varía de 4 000 a 5 000 m.s.n.m.. Han sido labradas en rocas sedimentarias mesozoicas en la zona de Ticlio.
- e. Zonas de altas cumbres, que corresponden a la parte más alta de la cordillera occidental donde la Divisoria Continental es el rasgo topográfico dominante que se extiende en dirección NO-SE, constituye una muralla continua de cerros suaves y abruptos de típico modelado glaciar y algunos con restos de nieve perpetua con altitudes que varían entre 4 800 y 5 400 m.s.n.m.; así se tiene a Ticlio a 4 850 m.s.n.m.

Junto a esta Divisoria Continental hay un conjunto de lagunas glaciares que constituyen las nacientes de los ríos que drenan hacia el Pacífico y el Atlántico.

2.4 ASPECTOS CLIMATOLOGICOS Y METEOROLOGICOS

2.4.1 CLIMATOLOGIA

El clima del área de estudio, según la clasificación de Thorntwaite es de lagunas cuya acción termoreguladora de sus aguas favorece el microclima, particularmente en las noches de cielo despejado, evitando las caídas extremas de temperatura.

Debido a la morfología de la región se puede distinguir tres subtipos climáticos:

El primer subtipo climático está relacionado a las áreas circundantes a los pastizales que existen en la zona, que en noches despejadas generan una fuerte radiación térmica del suelo hacia la atmósfera, dando lugar al proceso de inversión térmica que causa las heladas.

El segundo subtipo climático está constituido por las extensiones que corresponden al tipo húmedo-frígido con estaciones de otoño e invierno carentes de lluvias.

El tercer subtipo corresponde a las partes altas de las montañas, con clima gélido que permite la formación de hielo y nieve permanente y que restringe la formación de vegetación.

2.4.2 PARAMETROS METEOROLOGICOS

2.4.2.1 Temperatura

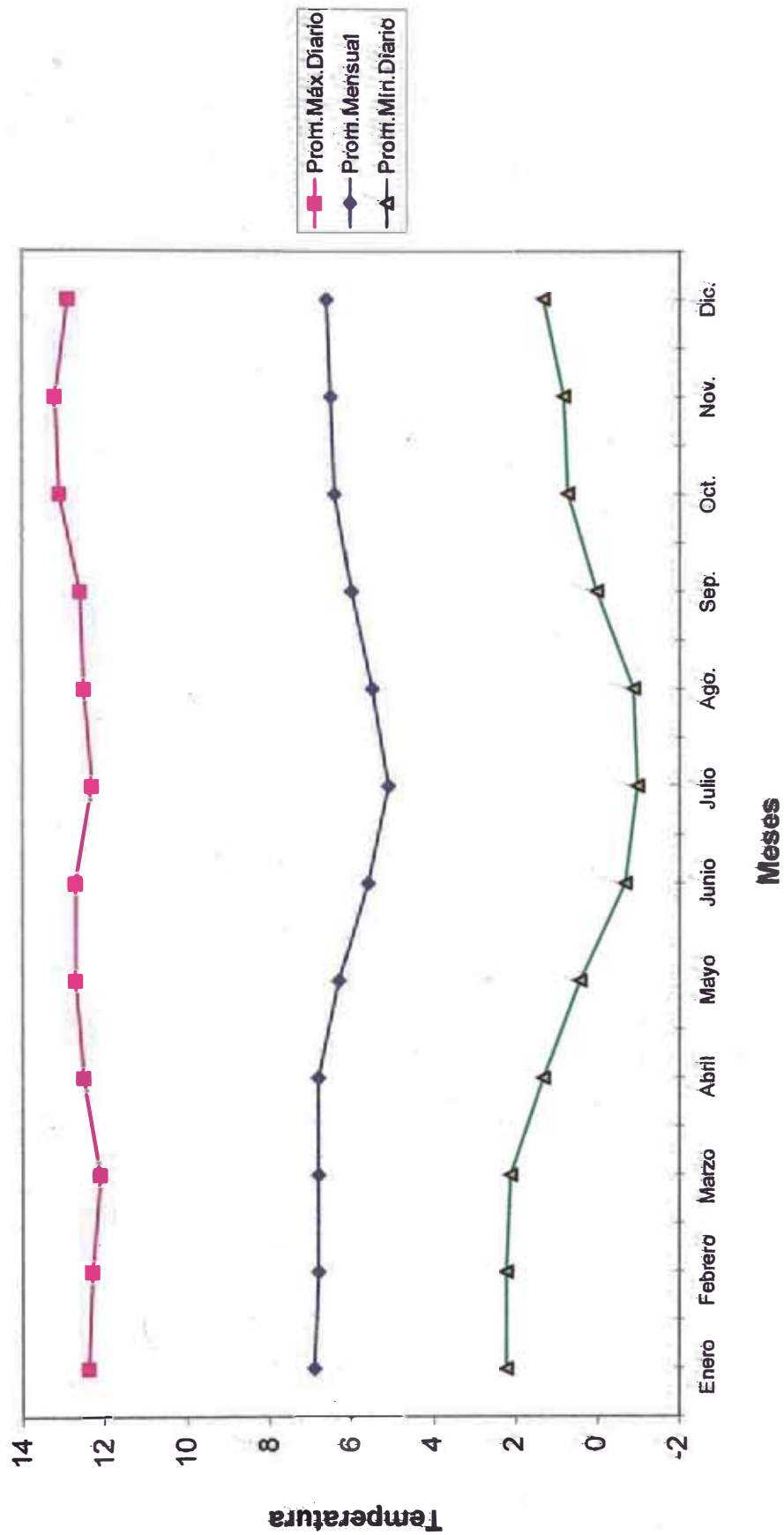
La temperatura es una variable meteorológica relacionada a la altitud. A elevaciones sobre los 4 500 m.s.n.m., la temperatura media es baja y estacionalmente estable.

La temperatura media anual en la zona de proyecto es de 6,3°C presentándose la menor temperatura media en Julio con 5,1°C y la mayor temperatura en Enero con 6,9°C.

El rango de variación oscila entre una temperatura máxima mensual de 13,2°C en Noviembre y una temperatura mínima mensual de -0,7°C en el mes de Junio. La temperatura máxima diaria registrada ha sido de 19,1° C y la mínima llegó a -8,1°C en el periodo registrado.

Esta información ha sido tomada de la Estación Meteorológica Upamayo, ubicada en la naciente del Río Mantaro (Lago de Chinchaycocha o Junín) a una altitud de 4 115 m.s.n.m. y a 60 Km. de Morococha; y se puede considerar bastante representativa del área del proyecto. En el **Cuadro 2.1** y **Figura 2.1**, se muestra la variación mensual de la temperatura tomada de dicha Estación.

Figura 2.1 PROMEDIO DE LA VARIACION DE TEMPERATURA (°C)



CUADRO 2.1
VARIACION MENSUAL DE LA TEMPERATURA EN °C

MESES	PROMEDIO MENSUAL	MÁXIMO DIARIO	MÍNIMO DIARIO
Enero	6,9	12,4	2,2
Febrero	6,8	12,3	2,2
Marzo	6,8	12,1	2,1
Abril	6,8	12,5	1,3
Mayo	6,3	12,7	0,4
Junio	5,6	12,7	-0,7
Julio	5,1	12,3	-1,0
Agosto	5,5	12,5	0,9
Setiembre	6,0	12,6	0,0
Octubre	6,4	13,1	0,7
Noviembre	6,5	13,2	0,8
Diciembre	6,6	12,9	1,3
PROMEDIO	6,3	12,7	0,6

Fuente: Estación Meteorológica Upamayo (Lago de Junín)

2.4.2.2 Humedad relativa

La humedad relativa promedio anual es de 76% oscilando estacionalmente entre un máximo de 80% durante el verano a un mínimo de 74% durante el invierno.

En el **Cuadro 2.2**, se puede apreciar la variación estacional de la humedad relativa de los valores registrados en la estación meteorológica Upamayo.

CUADRO 2.2
HUMEDAD RELATIVA (%)

MESES	PROMEDIO
Enero	77
Febrero	78
Marzo	80
Abril	78
Mayo	78
Junio	74
Julio	74
Agosto	74
Setiembre	76
Octubre	75
Noviembre	74
Diciembre	75
PROMEDIO	76

Fuente: Estación Meteorológica Upamayo (Lago de Junín)

2.4.2.3 Horas de sol

La variación de la duración media diaria de horas de sol es de 4,5 horas siendo estacionalmente estable variando de un máximo de 5,7 horas a un mínimo de 3,1 horas en promedio mensual entre invierno y verano respectivamente.

En el **Cuadro 2.3**, se puede apreciar la variación estacional de la duración media de horas de sol registradas en la estación meteorológica Upamayo.

CUADRO 2.3
DURACION MEDIA DE HORAS DE SOL (Horas)

MESES	PROMEDIO
Enero	3,1
Febrero	3,6
Marzo	3,5
Abril	4,7
Mayo	5,0
Junio	5,5
Julio	5,7
Agosto	5,4
Setiembre	4,7
Octubre	4,6
Noviembre	4,4
Diciembre	3,7
PROMEDIO	4,5

Fuente: Estación Meteorológica Upamayo (Lago de Junín)

2.4.2.4 Radiación Solar

La radiación solar en el área del proyecto alcanza un valor promedio anual de 422,9 W/m² variando entre un máximo de 447,7 W/m² en el mes de Noviembre a un mínimo de 402,6 W/m² en el mes de Febrero.

En el **Cuadro 2.4**, se puede apreciar la variación estacional de la radiación registrada en la estación meteorológica Upamayo.

CUADRO 2.4
RADIACION SOLAR (W/m²)

MESES	PROMEDIO
Enero	407,8
Febrero	402,6
Marzo	410,2
Abril	424,1
Mayo	408,7
Junio	407,2
Julio	414,4
Agosto	431,2
Setiembre	433,5
Octubre	442,3
Noviembre	447,7
Diciembre	436,5
PROMEDIO	422,9

Fuente: Estación Meteorológica Upamayo (Lago de Junín)

2.4.2.5 Velocidad del viento

Los vientos generalmente son ligeros e infrecuentes, con velocidad promedio diaria de 1,4 m/s que varía estacionalmente entre un máximo de 1,6 m/s a un mínimo de 1,3 m/s entre el verano y el invierno respectivamente. La dirección predominante es de Noreste a Suroeste en la estación Meteorológica Upamayo, pero la topografía local puede alterar los patrones de viento en forma considerable.

En el **Cuadro 2.5**, se puede apreciar la variación estacional de la velocidad de vientos registrados en la estación meteorológica Upamayo.

CUADRO 2.5
VELOCIDAD DE VIENTO (m/s)

MESES	PROMEDIO
Enero	1,5
Febrero	1,6
Marzo	1,5
Abril	1,4
Mayo	1,3
Junio	1,3
Julio	1,3
Agosto	1,3
Setiembre	1,5
Octubre	1,5
Noviembre	1,5
Diciembre	1,5
PROMEDIO	1,4

Fuente: Estación Meteorológica Upamayo (Lago de Junín)

2.4.2.6 Evaporación

Los registros de evaporación de la estación meteorológica Upamayo muestran que la evaporación total anual promedio es de 1 092 mm/año variando entre un máximo de 1 244 mm/año a un mínimo de 866 mm/año.

En el Cuadro 2.6 y Figura 2.2, se puede apreciar la variación estacional de la evaporación de los valores registrados en la estación meteorológica Upamayo.

CUADRO 2.6
EVAPORACION TOTAL MENSUAL (mm/mes)

MESES	PROMEDIO MENSUAL
Enero	105
Febrero	110
Marzo	104,7
Abril	73,2
Mayo	84,1
Junio	78,5
Julio	77
Agosto	85
Setiembre	92
Octubre	99,8
Noviembre	99
Diciembre	109,4
PROMEDIO	109,2

Fuente: Estación Meteorológica Upamayo (Lago de Junín)

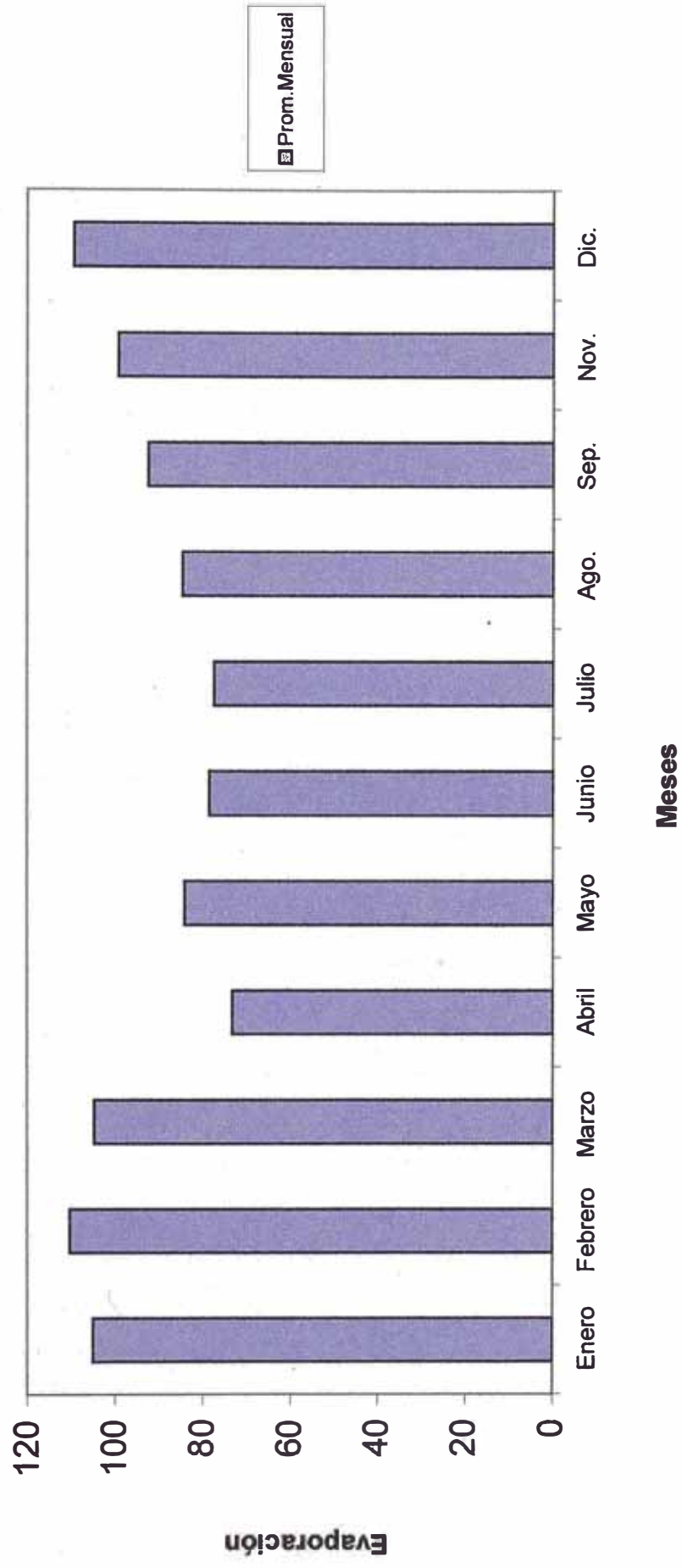
Durante el estudio del transvase Mantaro realizado por la consultora Binnie & Partners, ésta utilizó información meteorológica de parámetros como temperatura, humedad relativa, radiación solar y velocidad del viento, para determinar en forma teórica la evaporación a partir de la fórmula de Penman, en vez de la información directa medida en la Estación Meteorológica de Upamayo.

La evaporación total anual promedio estimada por Binnie & Partners es de 1 107 mm/año, no existiendo diferencia sustancial con los valores reportados por la estación Meteorológica de Upamayo como para revisar el cálculo de la evaporación de la fórmula de Penman.

2.4.2.7 Precipitación

El área de proyecto pertenece a la vertiente del Atlántico. El régimen de precipitaciones es gobernado principalmente por la orografía propia de los Andes Peruanos.

Figura 2.2 VARIACION MENSUAL DE LA EVAPORACION



La zona del proyecto cuenta con información pluviométrica registrada en zonas aledañas como para tener estimados adecuados de los valores esperados de precipitación total mensual para el área de Morococha.

Para las estimaciones de parámetros meteorológicos se cuenta con los registros de nueve estaciones con información parcial actualizada hasta Diciembre de 1995, estas estaciones pluviométricas son: Huehue, Milloc, (Binnie & Partners, Ingenieros Consultores: Los recursos de Agua para la Gran Lima, Setiembre, 1970) Casapalca, Cazapatos, Atocsaico, Marcapomacocha, Corpacancha, Morococha y Huascacocha.

Para el análisis de eventos extremos se ha recopilado información de la precipitación máxima en 24 horas de las estaciones Carhuacayán, Yantac, Casapalca y Marcapomacocha.

Los resultados de precipitación total mensual de la estación pluviométrica de Marcapomacocha, se muestran en el **Cuadro 2.7**

CUADRO 2.7
PRECIPITACION TOTAL MENSUAL (mm)

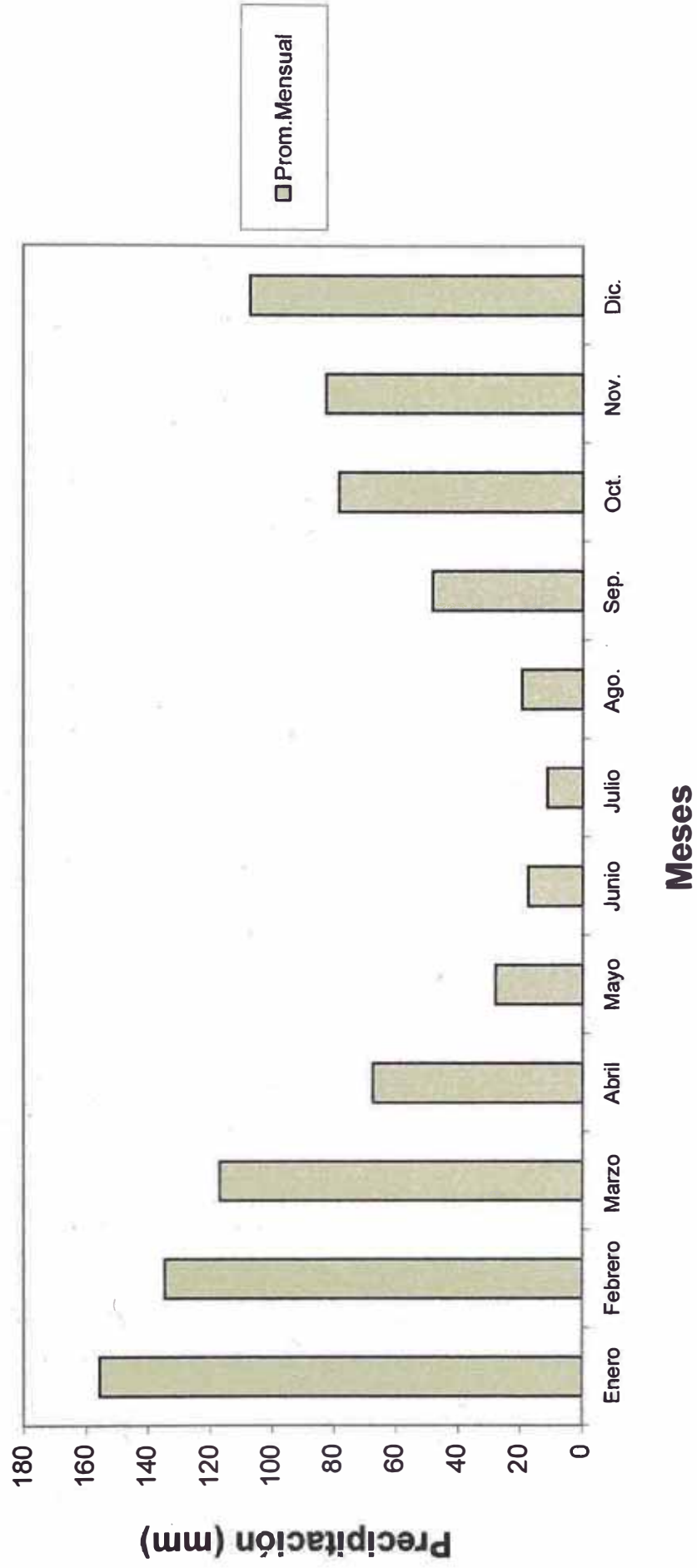
MESES	PROMEDIO MAXIMO	PROMEDIO	PROMEDIO MÍNIMO
Enero	156,0	267,0	47,0
Febrero	135,0	219,0	47,0
Marzo	117,0	207,0	48,0
Abril	67,5	132,0	29,8
Mayo	28,0	67,0	0,0
Junio	18,0	85,0	0,0
Julio	11,5	37,8	0,0
Agosto	20,0	53,6	0,0
Setiembre	48,0	116,1	31,1
Octubre	79,0	160,0	31,1
Noviembre	83,0	204,0	28,5
Diciembre	107,0	197,0	57,6
TOTAL	867	1174	589

Fuente: Estación Pluviométrica de Marcapomacocha

La distribución mensual de la precipitación se muestra en la **Figura 2.3**, donde se puede apreciar que prácticamente el 80% de la precipitación total anual se concentra entre los meses de Noviembre a Abril, lo cual determina también el comportamiento de las descargas durante el año.

La precipitación promedio anual en el área del proyecto varía entre 850 y 950 mm/año.

Figura 2.3 VARIACION MENSUAL DE LA PRECIPITACION (mm)



Teniendo como base el mapa de isoyetas se ha determinado la precipitación promedio anual en cada una de las subcuencas analizadas para efectos de determinar el caudal promedio anual en los sitios de interés.

2.4.3 RESUMEN DE LA INFORMACION METEOROLOGICA

En el **Cuadro 2.8**, tenemos anotados los principales parámetros meteorológicos correspondientes a la zona de Morococha.

CUADRO 2.8
INFORMACIÓN METEOROLÓGICA - CUENCA MOROCOCHA

Temperatura Media Anual	6,0°C
Temperatura Mínima Promedio Anual	0,3°C
Temperatura Máxima Promedio Anual	12,3°C
Humedad Relativa Media Anual	76%
Evapotranspiración Total Anual	1 080 mm/año
Precipitación Media Anual	867 mm/año
Precipitación Máxima Anual	1 174 mm/año
Precipitación Máxima en 24 Hrs. (Promedio de varias estaciones)	44 mm/24 hr
Precipitación Promedio en 24 hrs.	29,5 mm/24 hr

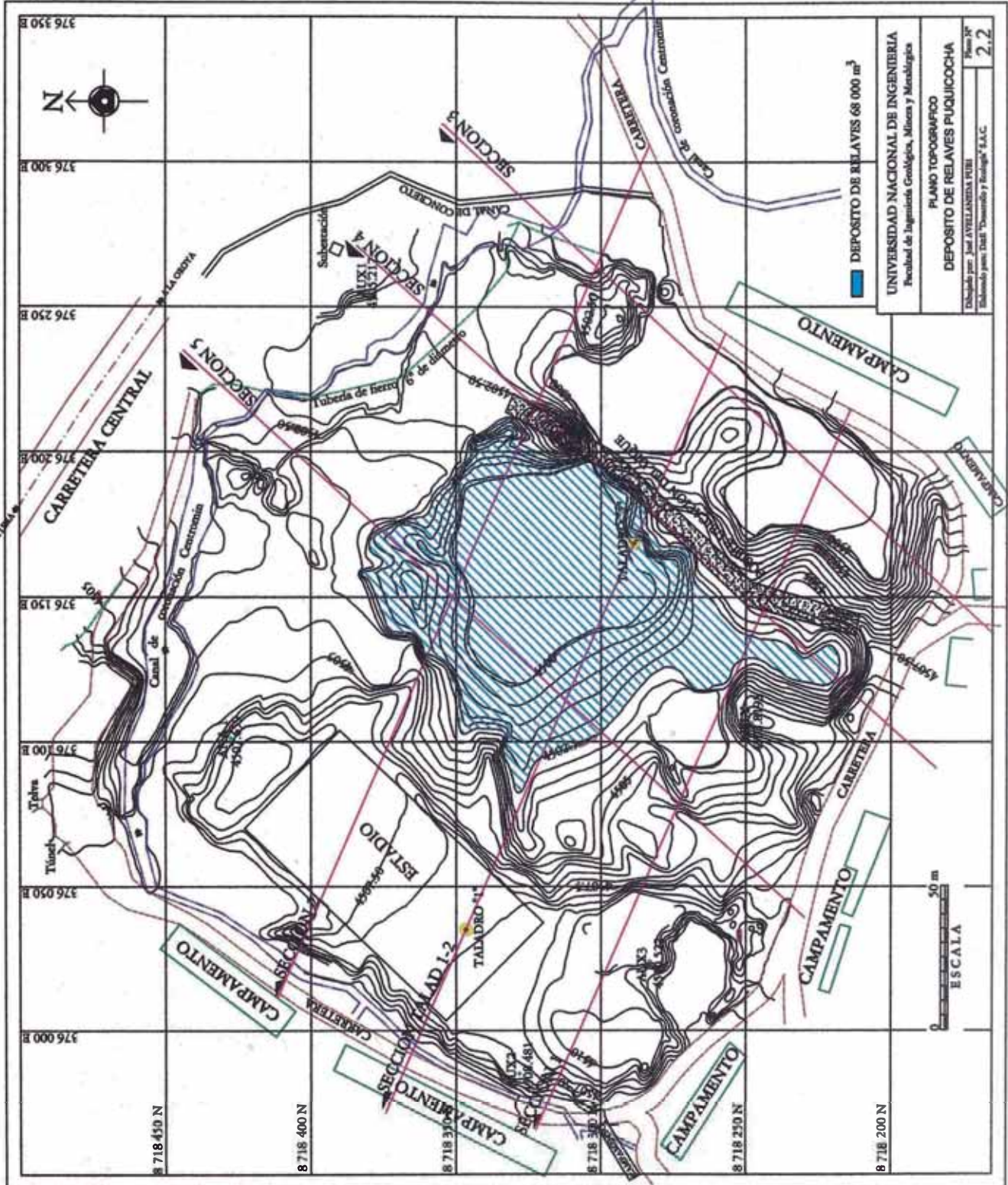
2.5 TOPOGRAFIA DEL AREA DEL PROYECTO

Para los fines de caracterizar volumétricamente el depósito de relaves se ha preparado un Plano Topográfico a escala 1/1000 con sus correspondientes secciones, tanto longitudinales como transversales (**Ver Plano 2.2**).

Con los perfiles y curvas de nivel se han calculado las áreas y volúmenes del depósito, así como el volumen faltante para que el depósito quede emparejado, tal como se muestra en el **Cuadro 2.9**.

CUADRO 2.9

RELAVES	COTA m.s.n.m.	AREA Has.	VOLUMEN m ³	VOLUMEN FALTANTE m ³
Depósito	4 500 – 4 512	6,8	168 000	00



2.6 DESCRIPCION HIDROGEOLOGICA DEL DEPOSITO DE RELAVES

Las diferentes calicatas y perforaciones realizadas en la zona, nos dieron información sobre la presencia del nivel freático a 6,20 m en la zona superior del depósito (cancha de fútbol – cota 4 508 m.s.n.m.) con una potencia de 1,80 m., así mismo en la parte central sur del depósito existen afloramientos del nivel freático, ubicados en la cota 4 500 m.s.n.m. Este afloramiento respecto del punto anterior ubicado a 120 metros. (Ver Figuras 2.4A, B, C) da una diferencia del nivel freático de 1,80m. haciendo una gradiente de 1,5%. Una segunda perforación ubicada antes del dique, con nivel freático en superficie, se encontró el suelo a 1,20 m. La potencia promedio del acuífero es de 1,50 m. y el área estimada para este depósito es de 40 000 m², lo que hace un volumen total de 60 000 m³.

Las pruebas de laboratorio arrojaron densidades del material de 3,5 Ton/ m³, por otro lado el Peso Aparente del material se calculó en 1,75 Ton/ m³, como tal la diferencia de 3,5 y 1,75 estará constituida por el volumen de agua alojada en la zona del acuífero dentro del depósito, haciendo un volumen de 30 000 m³ de agua.

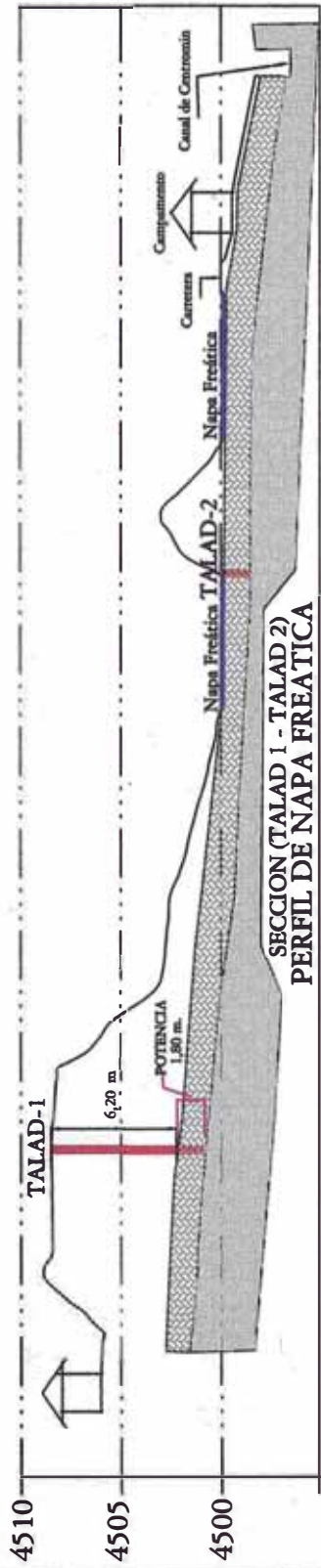
2.7 AREAS QUE COLINDAN CON EL DEPOSITO DE RELAVES

El depósito de relaves de Puquiococha se ubica en la parte alta de la ex laguna de Morococha, teniendo como uno de sus límites los depósitos de relaves de Centromín. Al depósito lo rodean diferentes grupos del campamento de la Empresa, hacia el Oeste se encuentra el yacimiento de Toromocho y bordeando por el lado Este encontramos la Carretera Central como se observa en el Plano 2.2. La presencia de esta carretera es importante porque ésta tiene su correspondiente canal de escorrentías. Este canal podrá acopiar parte de las aguas de la cuenca de San Antonio y podrá ser dirigido al canal de derivación que desarrollará el Proyecto para su evacuación final, de tal manera de controlar los excesos de aguas, sin dañar el depósito de relaves.

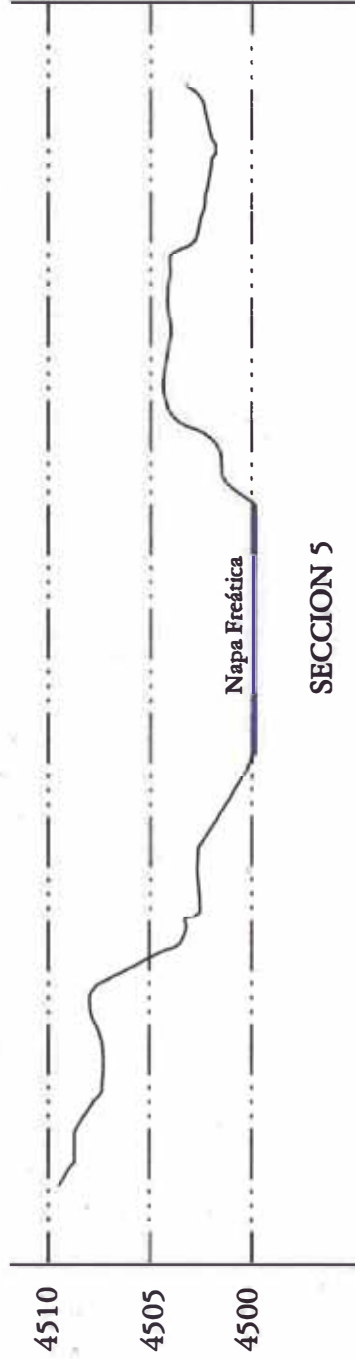
2.8 ASPECTOS GEOLOGICOS

En el Perú, los riesgos geológicos tienen mayor importancia en la ubicación de depósitos de relaves que en la mayoría de los demás países. La Cordillera de los Andes se encuentra entre las cadenas de montaña más jóvenes del mundo, la cual continúa desarrollándose, por lo que ocurren procesos de desgaste y erosión de diversa índole con gran rapidez desde un punto de vista geológico.

Las características geológicas de cada lugar afectan la estabilidad física de las presas de relaves y la movilidad de los contaminantes potenciales hacia y en el agua subterránea. En determinadas circunstancias, algunas condiciones geológicas adversas, si no son demasiado severas pueden ser mitigadas mediante trabajos con



SECCION (TALAD 1 - TALAD 2)
PERFIL DE NAPA FREATICA



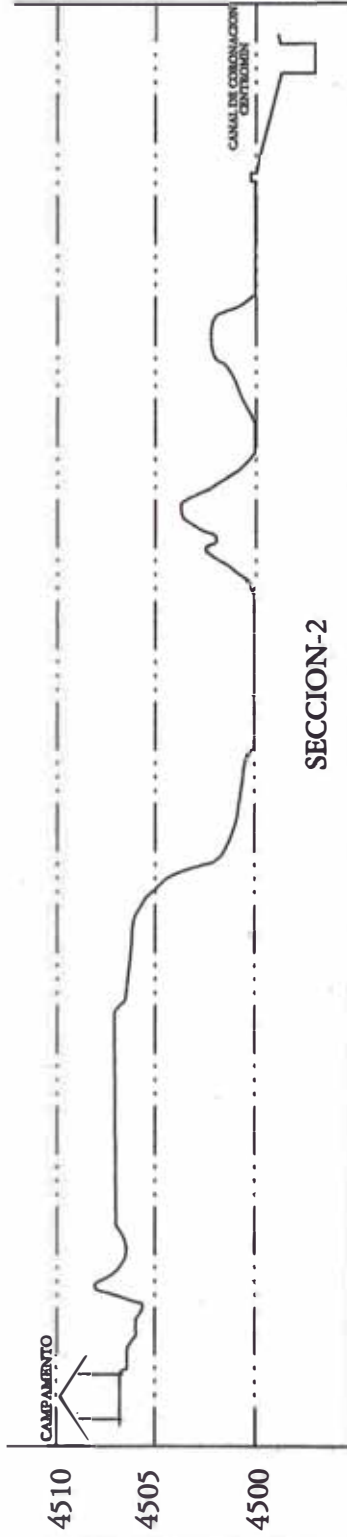
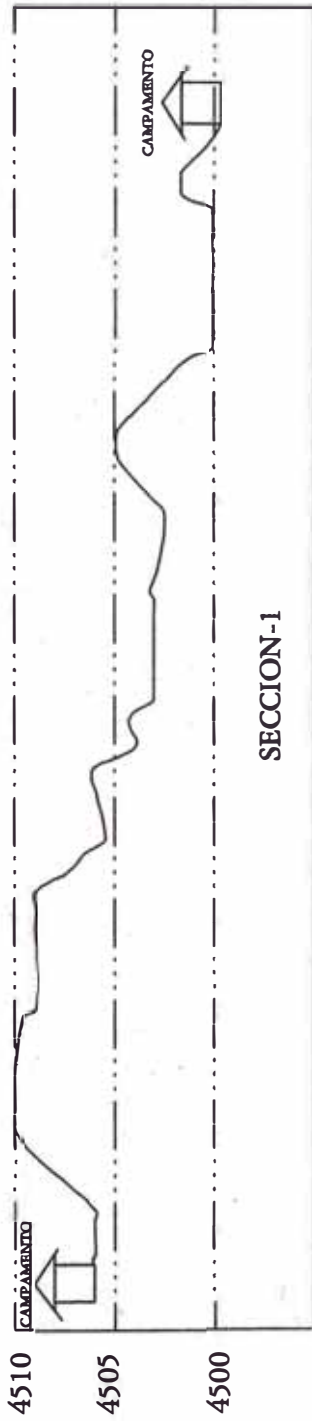
SECCION 5



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
Facultad de Ingeniería Geológica, Minera y Metalúrgica

PLANO DE PERFILES TRANSVERSALES
DEPOSITO DE RELAVES PUQUIOOCHA

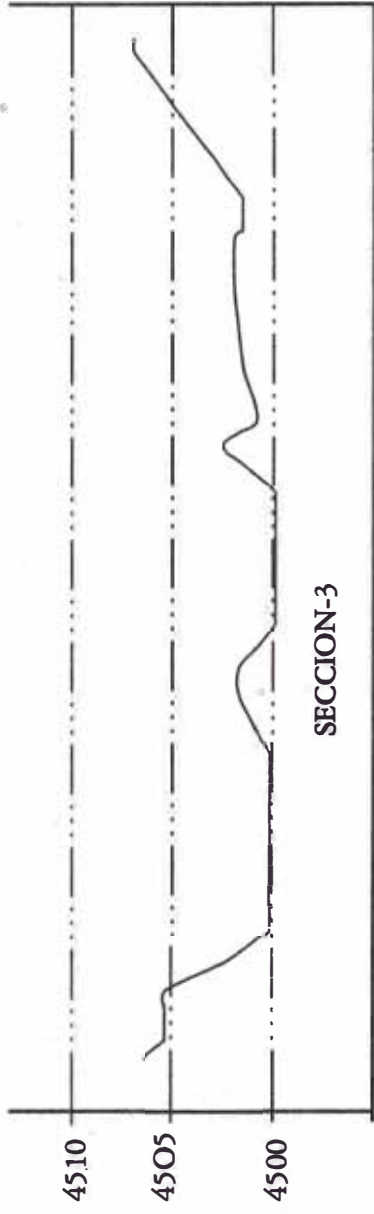
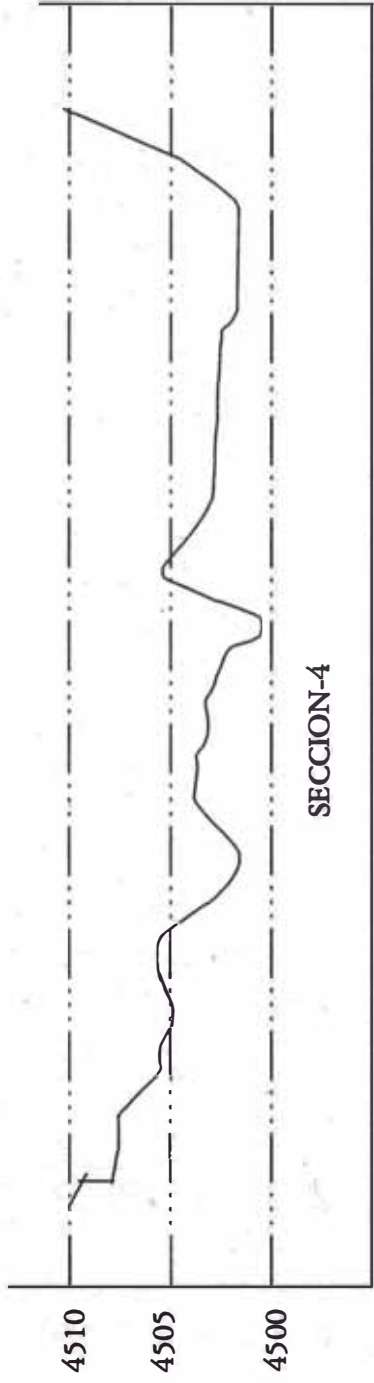
Diseñado por: José AYLLANDEA PUEI
Elaborado por: Darío Domínguez y Escobedo S.A.C. Página N°
2.4A



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
Facultad de Ingeniería Geológica, Minera y Metalúrgica

PLANO DE PERFILES TRANSVERSALES
CURVAS DE NIVEL CANCHA DE RELAVES

Dibujado por: José AVILA ANDREA POTOSI
Evaluado por: DMS "Desarrollo y Tecnología" S.A.C. **Figura N° 2.4B**



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA Facultad de Ingeniería Geológica, Minera y Metalúrgica
PLANO DE PERFILES TRANSVERSALES DEPOSITO DE RELAVES PUQUIOCOCHA
Diseñado por: JUAN AVELLANEDA PUZU Elaborado por: DABÍ THAMAZOBA y RODRÍGUEZ S.A.C.
Figura N° 2.4C

diseños de ingeniería, que a veces son costosos, pero en otras es mejor evitarlas cambiando la ubicación a un lugar alternativo.

2.8.1 GEOLOGIA

La Cordillera de los Andes, en el Perú Central, tiene un ancho aproximado de 300 kilómetros y ha sido extensa e intensamente plegada y fallada. El distrito minero de Morococha está ubicado en el centro, a 8 kilómetros al Este de la divisoria continental conocido con el nombre de Ticlio.

El rasgo estructural más importante de la geología de Morococha es un anticlinal complejo de rumbo NW-SE (Ver **Plano 2.3**), cuyo eje tiene una inclinación de 10°-15° al NW. Este anticlinal, que localmente se llama Anticlinal Morococha, forma la parte Norte de una estructura regional mayor, que es el domo de Yauli. Este domo se extiende desde San Cristóbal hacia Morococha, a través del pueblo de Yauli de donde toma su nombre.

2.8.2 DESCRIPCION ESTRATIGRAFICA

La secuencia estratigráfica de Morococha la constituyen rocas del Paleozoico y Mesozoico y que están comprendidas dentro de las siguientes unidades litológicas: Grupo Excelsior, Grupo Mitu, Grupo Pucará, Grupo Goyllarisquizga y Grupo Machay.

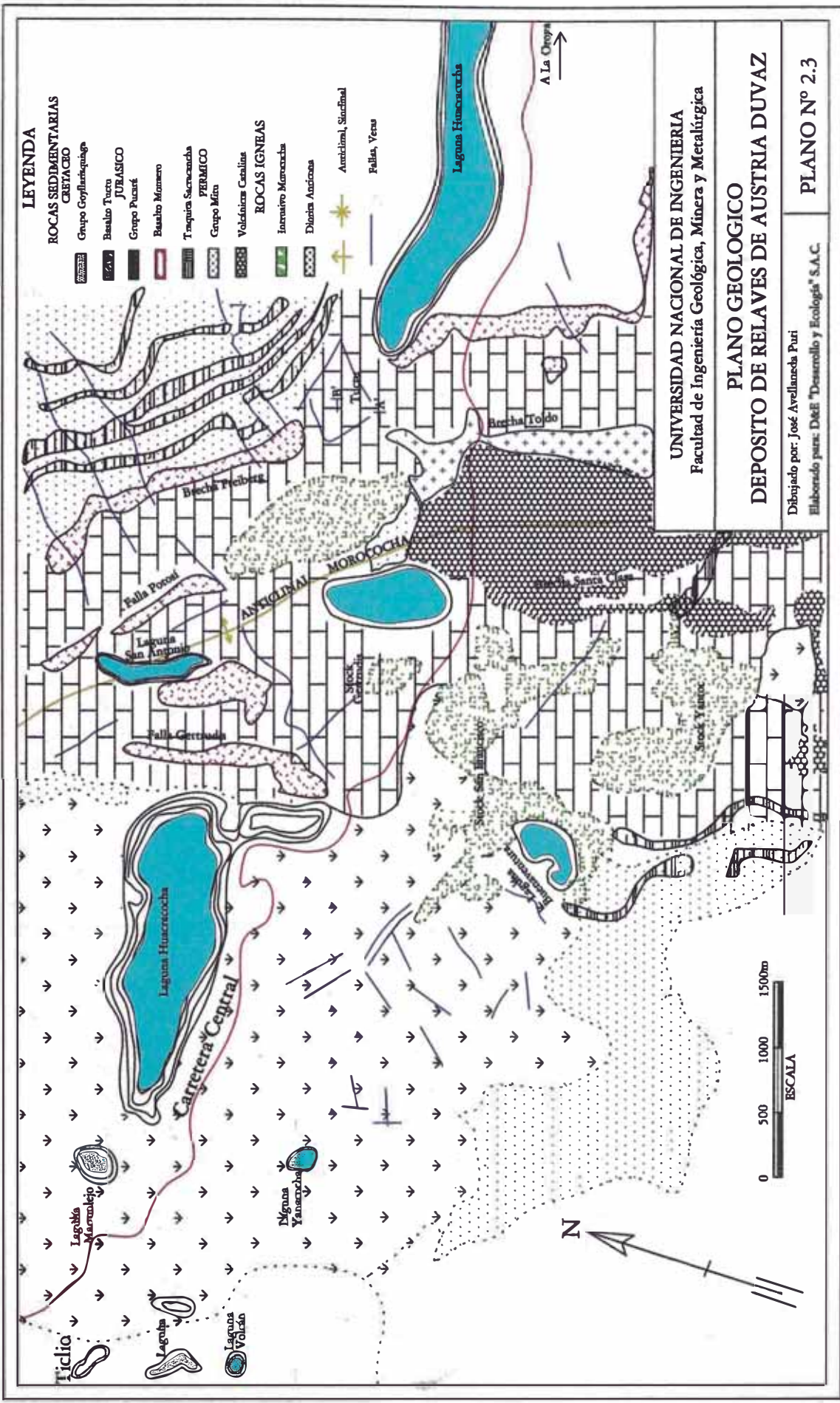
1. Silúrico – Devónico

Grupo Excelsior.- El grupo Excelsior representado por las filitas Excelsior (lutitas y filitas de color negro y verde olivo, fuertemente plegadas y cruzadas por venillas irregulares y lentes de cuarzo lechoso); que constituyen las rocas más antiguas conocidas en la región. Las filitas Excelsior afloran fuera del distrito de Morococha en Yauli, Carahuacra y San Cristóbal donde forman el núcleo del domo de Yauli; sin embargo en el nivel 1700 de la mina de Morococha (1700 pies debajo de superficie), a lo largo del túnel Kingsmill, se han encontrado algunas exposiciones de filitas.

2. Pérmico

Grupo Mitu.- El grupo Mitu está representado en el distrito minero de Morococha por los volcánicos Catalina (formación Yauli), los cuales están considerados como una fase volcánica del grupo Mitu. Los volcánicos Catalina del Permiano forman el núcleo del anticlinal Morococha, desde superficie hasta el nivel 1700 (Túnel Kingsmill). Estos volcánicos afloran en la parte Sur del distrito (área de Cajoncillo) a lo largo del eje del anticlinal, pero en forma más amplia en Yauli y San Cristóbal.

Los volcánicos Catalina del Permiano forman el núcleo del anticlinal Morococha, desde superficie hasta el nivel 1700 (Túnel Kingsmill). Estos volcánicos afloran en



la parte Sur del distrito (área de Cajoncillo) a lo largo del eje del anticlinal, pero en forma más amplia en Yauli y San Cristóbal.

3. Jurásico

Grupo Pucará.- El grupo Pucará está representado por la caliza Pucará, que es un nombre genérico que se da a las calizas del Triásico Superior y Jurásico Inferior y cuya transición Triásico-Jurásico no está delimitada con exactitud. Ambas fueron descritas por D.H. McLaughlin (1924) quien sugirió como nombre regional el término caliza Pucará. Más tarde W.F. Jenks (1951) propuso el nombre de grupo Pucará para estas mismas calizas.

La caliza Pucará está extensamente expuesta al centro y Norte del distrito y en ambos flancos del anticlinal. Está formada por calizas de color gris claro a blanco que sobreyacen concordantemente al grupo Mitu. La caliza Pucará contiene vetas, mantos y cuerpos mineralizados. Dos derrames lávicos están interestratificados con las calizas, estos son: el basalto Montero y la traquita Sacracancha que actúan como capas llaves. La edad de la caliza Pucará en el distrito, llamada localmente caliza Potosí, es asignada al Jurásico inferior (Lías).

4. Cretácico

Grupo Goyllarisquizga.- El grupo Goyllarisquizga está representado en el distrito de Morococha por una secuencia constituida por un conglomerado rojo basal en aparente concordancia sobre la caliza Pucará. Luego se suceden areniscas y lutitas, capas de cuarcita de 6 metros de espesor y capas de caliza gris interestratificada con derrames lávicos o diques capas de diabasa y basalto. Toda esta secuencia está expuesta al Norte, Noreste y Suroeste del distrito. Los horizontes basálticos son generalmente amigdaloides, en tanto que los diabásicos son porfiríticos. Al Norte del distrito se conoce hasta 12 horizontes con espesores que varían de 3 a 61 metros, mientras que al Suroeste, sólo se conoce tres, con espesores de 5 a 15 metros.

Grupo Machay.- El grupo Machay está representado por la caliza Machay, la cual está expuesta en las afueras del distrito, al Suroeste y Oeste, en las áreas de Buenaventura, Galera y Ticlio. El grupo Machay, que yace en concordancia sobre el grupo Goyllarisquizga, consiste de una caliza gris azulada, masiva con restos de fósiles, en la parte inferior. Luego viene una caliza gris clara que contiene horizontes de caliza carbonosa, lutácea, margosa y caliza fosfatada. Los últimos 12 metros de la secuencia son de lutita negra que contiene amonites y pelecípodos.

2.8.3 YACIMIENTOS MINERALES

La complejidad de la historia geológica del distrito y los distintos tipos de rocas de diferente composición han dado lugar a la formación de una variedad de depósitos minerales que se extienden ampliamente en el distrito.

1. Tipos y Forma de los Depósitos

Después de la última etapa del plegamiento "Quechua" y la formación de las fracturas de tensión, vino el período de mineralización; soluciones residuales mineralizantes, originadas probablemente de los stocks San Francisco y Gertrudis (monzonita cuarcifera y pórfido cuarífero), invadieron el distrito dando lugar a la formación de vetas, mantos, cuerpos arracimados y cuerpos de contacto.

Vetas.- Las vetas mejor mineralizadas fueron formadas a lo largo de las fracturas de tensión. Las fallas de cizalla, por contener mucho panizo, no fueron mineralizadas o fueron pobremente mineralizadas; sin embargo presentan en forma errática zonas bien mineralizadas formando pequeños clavos, como por ejemplo la falla Huachuamachay. Las vetas han sido formadas principalmente por relleno de fracturas, aunque, cuando la roca de caja ha sido la caliza, las vetas se han formado por relleno y reemplazamiento irregular de las cajas.

Mantos y Cuerpos Arracimados.- Los mantos y cuerpos arracimados se encuentran localizados al Oeste del anticlinal, en la caliza Pucará. La caliza está generalmente marmolizada con algunos horizontes silicatados. Los mantos que siguen la estratificación de la caliza, en realidad son pocos; mayormente se trata de cuerpos irregulares que pueden seguir en parte la estratificación, pero luego la cruzan.

Cuerpos de Contacto.- Los cuerpos de contacto se encuentran localizados en los alrededores de los stocks San Francisco y Gertrudis en contacto con la caliza Pucará, la cual se encuentra fuertemente alterada a silicatos hidratados. Estos cuerpos son irregulares y han sido formados por reemplazamiento de la caliza hidratada.

2. Mineralogía

Los minerales comerciales más abundantes son: calcopirita, tetraedrita, enargita, esfalerita y galena. La calcosita y covelita son minerales supergénicos. La molibdenita está ampliamente distribuida en vetillas de cuarzo en los stocks San Francisco y Gertrudis. Los minerales de ganga más abundantes son: pirita, magnetita y cuarzo.

En el área de influencia de Morococha, se encuentran en operación los siguientes depósitos minerales: Austria Dúvaz, depósito en explotación de un yacimiento metálico con un nivel de explotación de 500 ton/día; Centromin Perú unidad de producción Morococha; Minera Santa Rita, con su unidad Churruca; Minera Yauli y Compañía Minera Volcan (Unidad Ticlio).

2.8.4 ASPECTOS GEOTECNICOS REGIONALES

Corresponde a la parte Este de la cordillera Occidental, y las estructuras afectan a unidades que van desde el Paleozoico al Mesozoico. Geográficamente se ubica en el lado oriental de la Cordillera Occidental en una faja de aproximadamente 18 a 20 km. de ancho, orientada de Noroeste a Sureste, conocido como el domo de Yauli.

Dentro de este rasgo morfoestructural podemos reconocer el Plegamiento Hercínico, que compromete a unidades del paleozoico inferior pertenecientes al grupo Excelsior, cuyas estructuras corresponden a la parte marginal de la cadena hercínica, con pliegues visibles de dimensiones centimétricas a hectométricas cuyos ejes tienen una dirección NNO a SSE.

Estructuralmente el grupo Excelsior constituye un anticlinal cerrado conocido como domo de Yauli; soporta en sus flancos al grupo Mitu al que a su vez ha sido traslapado, en su flanco oeste por rocas mesozoicas (zona imbricada) debido a fallas diversas de bajo ángulo.

La fase terdihercínica probablemente actuó con fallamientos normales levantando al grupo Excelsior.

También se reconoce el plegamiento andino.

2.8.5 ASPECTOS HIDROLOGICOS

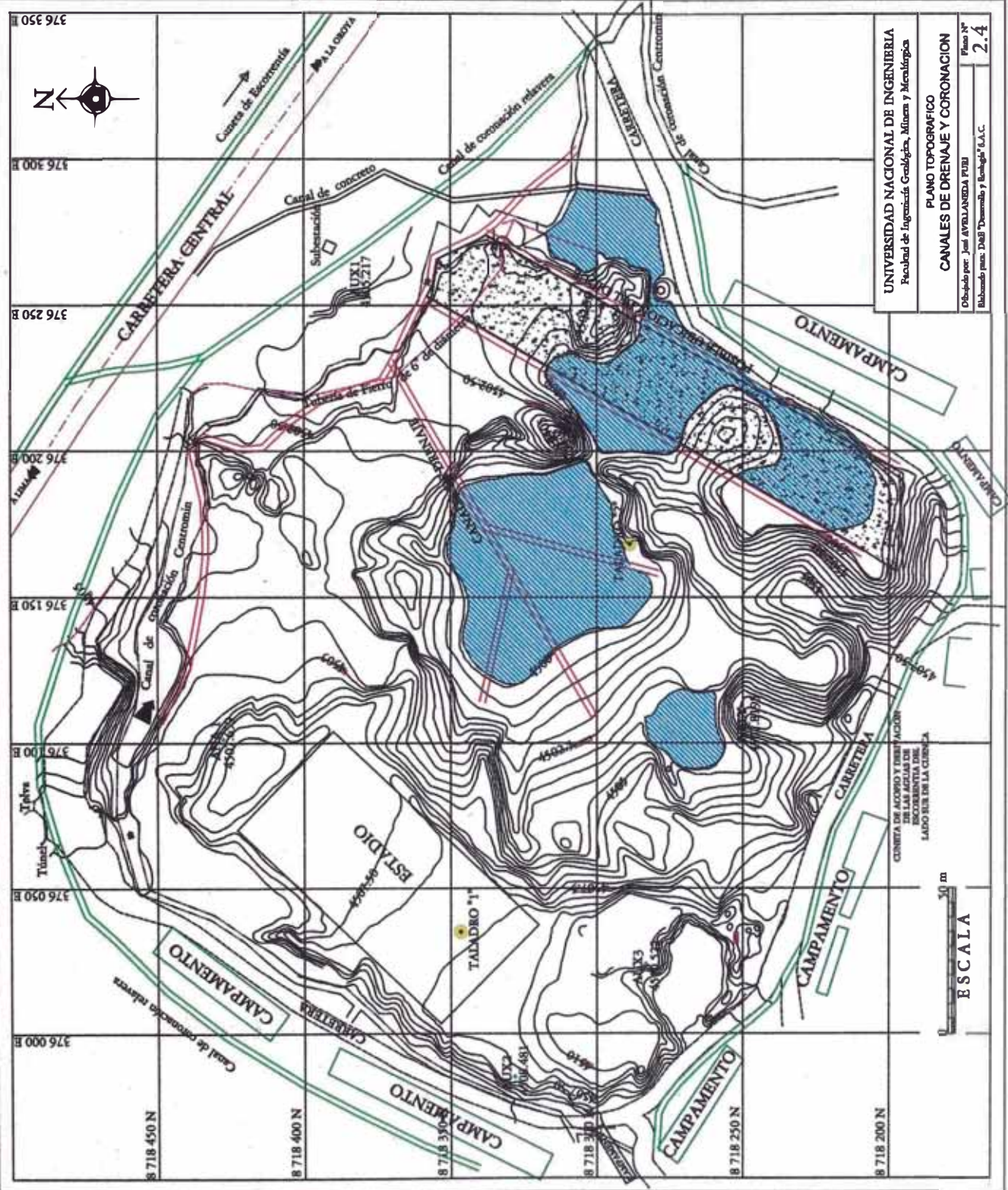
Los depósitos de relaves de Puquiococha tienen una relación directa con la Cuenca de San Antonio, de la que forman parte; además, es importante la cuenca de Morococha porque se ubica aguas abajo y como tal recibe todas las aguas de San Antonio; finalmente es importante para este estudio la descripción de la Cuenca de Huacracocha que también es un tributario de la cuenca de Morococha.

2.9 CANALES DE ESCORRENTIAS DE DERIVACION Y DRENAJE

En el plano topográfico (**Plano 2.4**) mostramos la ubicación de los correspondientes canales de drenaje y derivación para un adecuado manejo de las aguas acumuladas y de lluvias, especialmente para eventos extraordinarios.

2.10 DISEÑO FINAL DEL PROYECTO

La reconstrucción del dique, diseñado para mantener la estabilidad estática y pseudoestática; los diferentes canales para el manejo de las soluciones y la uniformidad de la superficie se muestran en el (**Plano 2.4**). Con estas obras de Estabilidad Física del depósito, pasaremos a la siguiente fase que es el Plan de Cierre de este depósito en cumplimiento del PAMA.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
Facultad de Ingeniería Geológica, Minería y Metalúrgica

PLANO TOPOGRAFICO
CANALES DE DRENAJE Y CORONACION

Elaborado por: Juan AYDOLANDEA PUEB
Elaborado por: DAB'D' Desimado y Benigno S.A.C.
Folio N° 2.4

CAPITULO 3

ESTUDIO HIDROLOGICO DEL AREA

3.0 ESTUDIO HIDROLOGICO DEL AREA

3.1 DESCRIPCION DEL SISTEMA DE DRENAJE

3.1.1 ASPECTOS GENERALES

La geografía del Perú presenta una morfología muy particular, originada por la presencia de la Cordillera de los Andes, es por esta razón que el emplazamiento de los depósitos superficiales de relaves deben haberse construido en lugares favorables.

La *climatología* de la cuenca donde está ubicada la relavera debe ser estudiada detenidamente determinándose el *balance hidrológico* y el régimen de precipitaciones pluviales.

Otro valor importante es la *escorrentia*, que representa el volumen total de agua que desciende al subsuelo para alimentar la napa freática.

De esta manera el *balance hidrológico* lo podremos determinar con la intensidad de las precipitaciones pluviales y el valor de la evapotranspiración. Para el caso de Austria Dúvaz, este centro minero no cuenta con una estación meteorológica donde pueda realizarse registro de lluvias, evaporación atmosférica y temperatura del medio ambiente.

El sistema hidrográfico del área de estudio de Austria Dúvaz, está constituido por los diversos deshielos a lo largo del eje de la cordillera o línea de divortium aquarum entre las aguas de la vertiente del Pacífico y la vertiente del Atlántico, conformando un sistema de lagunas. Así en la zona de Morococha, los deshielos forman una serie de lagunas, cuyas descargas van a dar al río Pucará, que es un afluente del río Yauli, que a su vez confluye en el río Mantaro.

El sistema hidrográfico local está constituido por la antigua laguna Morococha cuyos tributarios son las quebradas Huacracoche y San Antonio. Los flujos de agua de Morococha fluyen a la laguna Huascacocha y ésta se junta con el río Pucará y el río Yauli, para ambos alimentar al río Mantaro.

La quebrada Huacracoche, confluye en el extremo sur oeste y contornea el lado sur de la ex laguna descargando finalmente a la quebrada Huascacocha. Este tributario no tiene influencia sobre el emplazamiento del depósito de relaves en estudio.

La cuenca de San Antonio está limitada por el Nevado Yanashinga y el Cerro Shanshamarca (cota 4 850 m.s.n.m.) cuyos deshielos alimentan la Laguna San Antonio, a partir de la cual nace la quebrada del mismo nombre y drena con dirección SE hacia la antigua laguna de Morococha; esta quebrada es luego encausada por el canal de coronación existente en la zona aguas arriba de los

depósitos de relaves de Centromin Morococha. Los depósitos de relaves de Austria Dúvaz forman parte de la cuenca de San Antonio, aguas abajo y antes de confluir con la cuenca de Huacracocha (**Figura 3.1**). En la cuenca alta se ubica la mina Tachman.

El depósito de relaves de Austria Dúvaz que ocupa la parte alta de la ex laguna de Morococha tiene las siguientes dimensiones (Ver **Cuadro 3.1**).

CUADRO N° 3.1

Relavera	Cota	Area (Has)	Volumen (m ³)	Volumen Libre (m ³)
Depósito	4 500	6,80	168 000	68,000

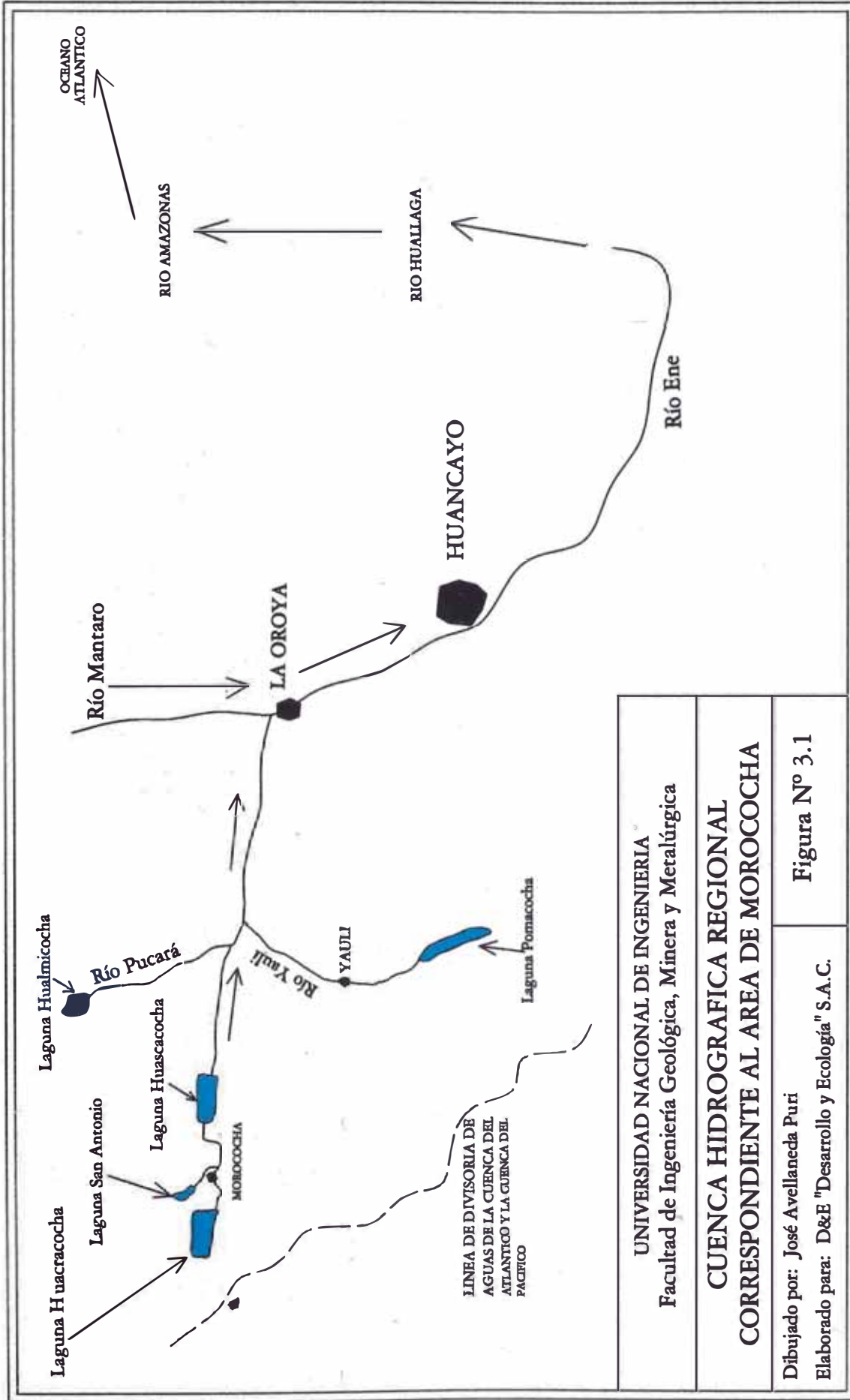
La zona de estudio, la ex laguna de Morococha tiene un régimen hídrico estacional muy marcado como lo es en la mayor parte de la serranía peruana con fuertes precipitaciones en los meses de Diciembre a Abril y prácticamente ausencia en los meses de Mayo a Setiembre; de un promedio anual de 870 mm se estima que el 75% de la precipitación ocurre en los meses de lluvia.

En general el sistema hidrográfico está constituido por dos sistemas bien definidos, las lagunas de acopio de agua y las áreas de escorrentías que, por lo general, alimentan a estas lagunas. El ciclo anual del movimiento hídrico podría simplificarse en una etapa de disminución del volumen de las lagunas, el balance de aguas se hace negativo (alta evaporación, infiltraciones y pocas lluvias) y luego por un llenado de éstas en los meses de lluvia cuando el balance de aguas se hace positivo. Para el caso de eventos extraordinarios las lagunas llenas trasvasan sus aguas a las lagunas que se ubican aguas abajo y ocasionan movimientos hídricos de escorrentías aguas abajo, en todo caso deberá mantenerse libres los cursos para que estas escorrentías puedan transcurrir sin problemas.

3.1.2 CARACTERISTICAS HIDROMORFOLOGICAS

A continuación se describe algunos parámetros relevantes:

- Indice de Circularidad (Kc).- Expresa la relación entre el perímetro y la circunferencia de un circuito cuya área es igual a ella, indica irregularidad respecto a la circunferencia, cuanto más irregular, mayor será el Kc para la cuenca. Un valor de Kc de 1,23 (cerca a la forma circular) da una mayor oportunidad de crecientes rápidas.
- Factor de Forma (Ff).- La forma de la cuenca afecta los hidrogramas de escorrentía y las tasas de flujo máximo, en las cuencas alargadas los cauces captan las precipitaciones a lo largo de su curso en varios puntos, atenuándose las posibles crecientes.
Para la cuenca el $Ff = 1,33$ (forma romboide), las concentraciones de producen en un punto y da mayores probabilidades de crecientes rápidas.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
 Facultad de Ingeniería Geológica, Minera y Metalúrgica

**CUENCA HIDROGRAFICA REGIONAL
 CORRESPONDIENTE AL AREA DE MOROCOCHA**

Dibujado por: José Avellaneda Puri
 Elaborado para: D&E "Desarrollo y Ecología" S.A.C.

Figura N° 3.1

- Densidad de Drenaje (Dd).- El sistema de drenaje está conformado por un curso principal y sus tributarios, en general cuanto más largo sea el primero, existirán más bifurcaciones en la red de drenaje.
El valor encontrado $Dd=0,73$ km de río/km² indica una moderada densidad.

El Cuadro 3.2 presenta los demás parámetros hidromorfológicos:

**CUADRO N° 3.2
PARÁMETROS HIDROMORFOLÓGICOS
DE LA MICROCUENCA SAN ANTONIO**

Area de cuenca (A)	3,348 9 km ²
Perímetro de cuenca (P)	8,012 km
Longitud del curso principal	2,4 km
Longitud de cursos secundarios	1,42 km
Longitud total de cursos	3,82 km
Indice de circularidad (Kc)	1,23 (1)
Factor de forma (Ff)	0,26 (2)
Densidad de drenaje (Dd)	1,14 km de río/km ²
Dirección de drenaje	N-S
Escurrimiento superficial (Es)	110 m (3)
Número total de quebradas	6
Frecuencia de quebradas	1,79 Qds/km ²
Altitud media de la cuenca	4 680 m.s.n.m.
Pendiente media del río	8,6%
Pendiente media del terreno	30%
Cota superior (presa)	4 508
Cota pie de presa	4 500
Cota naciente de quebrada principal	4 850
Cota máxima (Nevado Yanashinga)	5 200
Tipo de drenaje	Dendrítico

- (1) Menos oportunidad de crecientes que en una cuenca de forma circular $Kc = 1,0$
 (2) Forma rectangular
 (3) La lluvia recorrerá 110 m antes de llegar a un curso de agua.

3.1.3 DESCRIPCION DE LAS PRINCIPALES LINEAS HIDRICAS

Sistema de drenaje natural en el área del Proyecto:

El sistema hidrográfico del área de estudio está constituido por una serie de lagunas, cuyas descargas van conformando un curso principal denominado quebrada San Antonio con dirección a Morococha, aguas abajo confluye con la quebrada Pucará para formar el río Yauli, el cual es un afluente importante del río

Mantaro; es así que el depósito de relaves se encuentra emplazado al pie de la laguna San Antonio sobre la ex laguna Morococha.

El río Yauli desemboca en el río Mantaro por su margen derecha, formando parte del sistema hídrico de la vertiente oriental del Atlántico (cuenca del Mantaro).

La quebrada de Morococha nace en los bofedales y la laguna de Huacracocho, recibiendo las aguas de la quebrada San Antonio para alimentar la laguna Huascacocha; estas quebradas tienen un régimen hídrico estacional con una pequeña descarga en período de estiaje, estos ciclos húmedos y secos no son conocidos exactamente, pero están relacionados al "Fenómeno del Niño" fuerte y extraordinario.

La quebrada San Antonio nace en los bofedales producto de los deshielos del Nevado Yanashinga y el cerro Shanshamarca alimentando la laguna del mismo nombre; producto de la descarga de la laguna se forma la quebrada San Antonio que discurre de Norte a Sur, esta es encausada por el llamado Canal de Coronación de la cancha de relaves de Centromin.

Las características hidrológicas de la cuenca se describen en el **Cuadro 3.3**.

CUADRO N° 3-3

Quebrada	Area de Cuenca (km ²)	Longitud (km)
San Antonio	3,35	2,45 (1)
Huacracocho	16,04	6,08

(1) Longitud del río desde la naciente hasta la confluencia con la presa de relaves.

3.2 PERIODO DE RECURRENCIA DE EVENTOS MAXIMOS

El periodo de recurrencia o periodo de retorno de un determinado fenómeno es el tiempo promedio después del cual dicho fenómeno puede volver a presentarse.

Los eventos máximos que interesan para fines de prevención en la Estabilidad Física de un Depósito de Relaves de conformidad con lo estipulado en la "Guía Ambiental para el Manejo de Relaves Mineros" son los caudales de avenidas para períodos de retorno de 500 y 1000 años. La metodología seguida ha consistido en determinar los valores de máximas precipitaciones para los mismos períodos de recurrencia, tomando de ellos los máximos valores con los que han sido determinados los caudales de avenidas, utilizando para ello procedimientos y fórmulas usuales que se encuentran en la literatura técnica.

3.3 CALCULO DE ESCORRENTIAS

3.3.1 ESTIMACION DE PRECIPITACIONES

Se cuenta con informaciones incompletas de períodos de precipitaciones de las estaciones de Morococha, del área de Casapalca de la zona correspondiente a Marcapomacocha y de estaciones ubicadas en la Pampa de Junín.

Las precipitaciones promedio medidas en un año contiguo para el área donde se desarrollaron los Proyectos de Marcapomacocha, dieron valores promedios de 867 mm/año. Para la zona de Cerro de Pasco la precipitación promedio para la cuenca de San Juan es de 893 mm/año (método de las Isoyetas). Las precipitaciones promedio medidas para la zona del Lago Junín dan valores de 847 mm/año. Las precipitaciones máximas para Marcapomacocha son de 1 174 mm/año.

Las precipitaciones mensuales medidas en Morococha varían de un máximo, en tiempos de lluvias de 160 mm/mes a valores de sólo 12 mm/mes para los tiempos de estiaje. El promedio anual alcanza los 868 mm/año.

Los valores promedio de evaporación para la zona están calculados en 1107 mm/año, ocasionando un balance de agua anual negativo.

Otra forma para determinar las descargas anuales en la microcuenca San Antonio-Morococha, es con la metodología propuesta en el "Estudio de la Hidrología del Perú", elaborado en convenio por el Instituto Italo-Latino Americano IILA), el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI) y la Universidad Nacional de Ingeniería (UNI).

De acuerdo a los mapas del "Estudio de la Hidrología del Perú" en mención, la microcuenca San Antonio-Morococha, va en el cuadrante F-10 zona pluviométrica 3, sub zona pluviométrica 123₁₀, cuya relación lineal entre elevación y precipitación se encuentra definida por la siguiente ecuación:

$$M(h) = 400 + 0,56(Y-3400) \text{ ----- (3.1)}$$

Donde:

M(h) : Precipitación media anual en un punto (mm)
Y : Altitud (m.s.n.m.)

Considerando la altitud media de 4 300 m.s.n.m. se tiene:

$$M(h) = 904 \text{ mm/año}$$

3.3.2 CALCULO DE PRECIPITACIONES MAXIMAS

La estimación de la precipitación máxima probable tiene por objeto proporcionar información básica para el diseño del vertedero de demasías, el diseño de obras de desvío durante la construcción, etc., como también para obtener una idea de las máximas precipitaciones en la cuenca.

La información básica utilizada para el análisis de crecidas, fue obtenida de los registros de precipitaciones máximas existentes, medidas en estaciones cercanas al área de estudio.

Se empleó dicha información básica para establecer estimados de precipitaciones máximas diarias e instantáneas sobre la base del análisis de frecuencia, complementados por análisis regionales de sistemas similares al área de estudio.

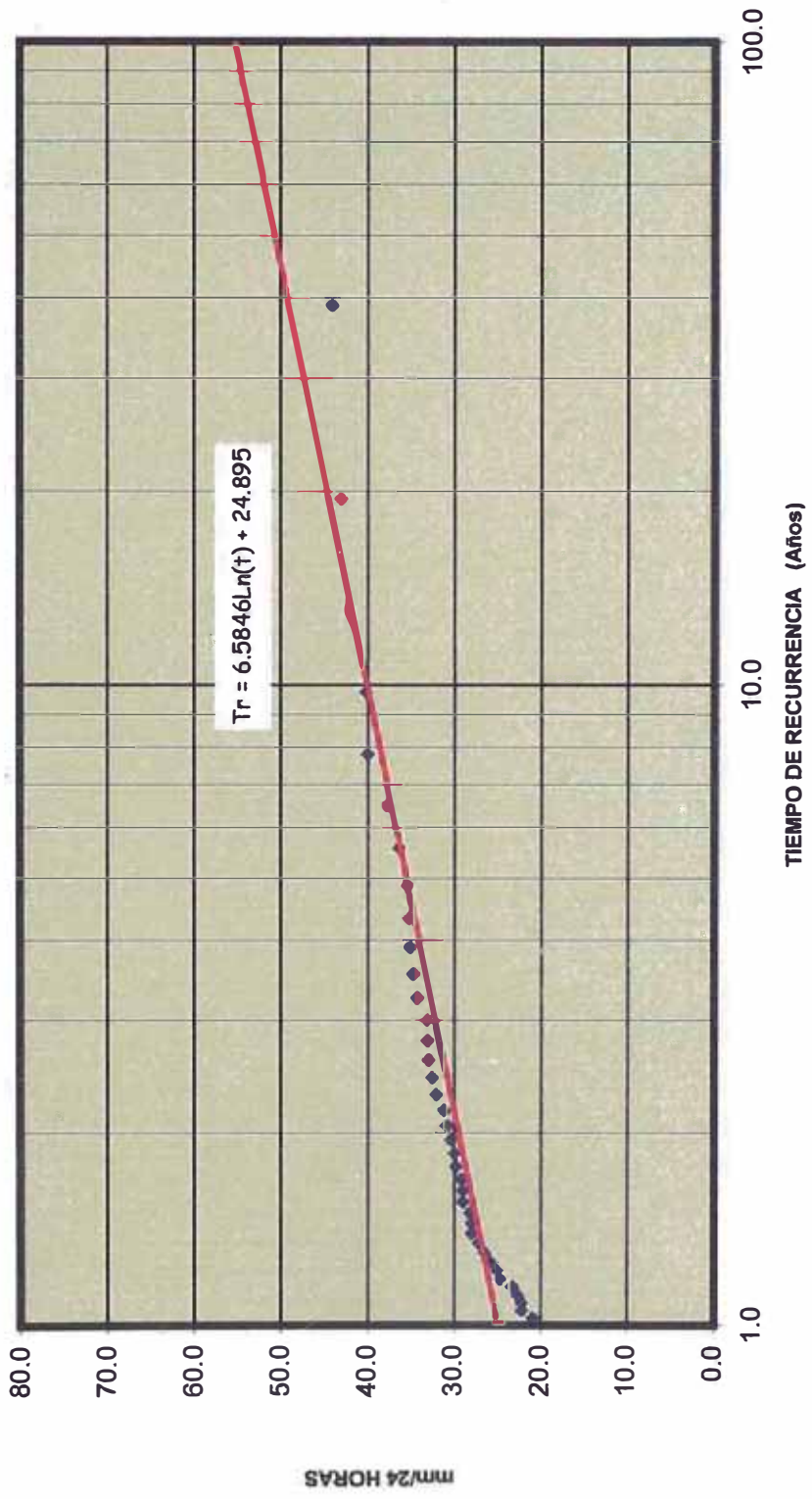
Cálculo por el método pluviométrico:

Dado que no existe información continua de precipitaciones máximas por 24 horas, se ha tomado información parcial de varias estaciones de la zona de Junín y se ha estimado promedios o tendencias (modo para el caso de más de tres datas para un mismo año, de esta manera se ha construido el **Cuadro 3.4** donde se indica una secuencia de máximas precipitaciones posibles para un periodo de 38 años (1955 a 1992) y luego se ha aplicado el método de Mac-Math-INRENA y gráficamente se ha construido la recta que correlaciona las máximas precipitaciones al año medidas para 24 horas, en función del logaritmo del tiempo (Ver **Figura 3.2**).

La correlación lineal lograda es la siguiente:

$$\text{Pricip. Máxima} = 6,5846 \text{ Ln}(t) + 24.895 \text{ ----- (3.2)}$$

**Figura 3.2 CORRELACION DE PRECIPITACIONES
VS. TIEMPO DE RECURRENCIA**



CUADRO 3.4
INFORMACION DE MAXIMAS PRECIPITACIONES CERCANAS
AL AREA DE PROYECTO (1955 a 1992), dadas en mm/ 24 hrs

ORDEN DE MAXIMA PRECIPITACION (1955-1992) (m)	TIEMPO DE RECURRENCIA Tr (años)	PRECIPITACION MAXIMA (mm/24horas)
1	39.0000	44.0
2	19.5000	43.0
3	13.0000	42.0
4	9.7500	40.2
5	7.8000	40.0
6	6.5000	37.7
7	5.5714	36.4
8	4.8750	35.3
9	4.3333	35.1
10	3.9000	35.0
11	3.5455	34.6
12	3.2500	34.2
13	3.0000	33.0
14	2.7857	33.0
15	2.6000	32.9
16	2.4375	32.5
17	2.2941	32.0
18	2.1667	31.1
19	2.0526	30.8
20	1.9500	30.4
21	1.8571	30.0
22	1.7727	29.8
23	1.6957	29.2
24	1.6250	29.0
25	1.5600	29.0
26	1.5000	28.2
27	1.4444	28.0
28	1.3929	28.0
29	1.3448	27.2
30	1.3000	26.5
31	1.2581	25.8
32	1.2188	25.0
33	1.1818	24.6
34	1.1471	23.2
35	1.1143	22.7
36	1.0833	22.2
37	1.0541	22.2
38	1.0263	20.9

n= 38 años de observación (1955-1992)

Tr = (n+1)/m

En el **Cuadro 3.5** se ha ordenado las posibles precipitaciones proyectadas de acuerdo a la expresión analítica encontrada y a su vez comparada con las ocurridas en el terreno.

CUADRO 3.5

TIEMPO DE RECURRENCIA Tr (años)	PRECIPITACIÓN PROMEDIO REAL	PRECIPITACION PROYECTADA mm/24horas
5	35,1	35,49
10	39,8	40,06
25	45,1	46,09
50	-----	50,65
100	-----	55,22
200	-----	59,78
500	-----	65,82

3.3.3 ESTIMACIONES DE LAS MAXIMAS AVENIDAS

La intensidad de lluvia máxima y el caudal de avenida se calculan mediante las siguientes fórmulas:

$$I = \frac{h_t T}{t} \quad \text{-----} \quad (3.3)$$

$$Q = \frac{C \times I \times S}{1000 \times 3600} \quad \text{-----} \quad (3.4)$$

Donde:

- I : Intensidad de lluvia máxima (mm/hr)
- h_t, T : Precipitación máxima para un período de t horas, una vez cada T años (mm)
- Q : Caudal de avenida (m³/seg)
- T : Período de retorno del evento (años)
- C : Coeficiente de escorrentía (0,5 a 0,6 para zonas altas o cabeceras)
- S : Area de la cuenca

Para el desarrollo de esta metodología se ha determinado el área de la cuenca, desde las nacientes hasta el eje de la presa de relaves, delimitadas por la divisora de aguas y la altitud media de la cuenca, siguiendo los cálculos de los parámetros hidromorfológicos (**Cuadro 3.2**).

- Area de la cuenca San Antonio 3 349 460 m²
- Altura media de la cuenca 4 550 m.s.n.m.
- Valor medio de la distribución de probabilidades de la precipitación anual sobre la cuenca 867 mm/año

3.4.1 DISEÑO DEL CAUDAL

Tomando en consideración la fuerte pendiente del terreno en ambos flancos y de acuerdo al caudal máximo calculado, la canaleta en mención deberá tener una sección rectangular de 1,0 m de base y 0,80 m de altura, con una pendiente de 0,15%. El canal de coronación de este depósito debe recibir además, las aguas colectadas del canal existente al costado de la carretera central. Así mismo, con el objeto de evitar filtraciones a través de la sección mojada, se deberá construir un revestimiento de dichas canaletas mediante muros de mampostería.

Para los cálculos de diseño se ha considerado la fórmula de Maning,

$$Q_{\max} = \frac{A * R^{2/3} * S^{1/2}}{C} \text{ ----- (3.5)}$$

Donde:

Q_{\max}	:	Caudal de tormenta
A	:	Area de sección del caudal
R	:	Radio hidráulico (A/P)
S	:	Gradiente hidráulico
C	:	Coefficiente de rugosidad (0,02)
P	:	Perímetro mojado

3.5 BALANCE DE AGUAS

La ecuación del Balance o equilibrio de agua es:

$$\Delta v = V_i + V_p - V_e - V_f - V_{int} \text{ ----- (3.6)}$$

Donde:

Δv	=	Incremento de volumen en el embalse, en m ³
V_i	=	Volumen de ingreso, en m ³
V_p	=	Volumen de precipitación en el embalse, en m ³
V_e	=	Volumen de evaporación, en m ³
V_f	=	Volumen de filtración, en m ³
V_{int}	=	Volumen retenido en vacíos del relave

Según el área del espejo de agua que se encuentra, se puede considerar para la evaporación los 2/3, debido a que el agua tiende a ocupar el área aguas arriba y el relave se acumula en el lugar donde es depositado.

La filtración se hallará mediante la ecuación de Darcy:

$$Q_F = K * I * A \text{ ----- (3.7)}$$

Donde:

- Q_F = Caudal de filtración, en m^3/s
- K = Permeabilidad, en m/s
- I = Gradiente hidráulico = 1
- A = Area normal al flujo, en m^2

En este caso se considera toda el área por ser área húmeda. De esta manera se tendrá el valor de la filtración expresado en m^3/mes .

Debemos considerar la información que se proporciona sobre el volumen que acompaña al relave y que es depositado en la poza que se añade al rendimiento de su cuenca tributaria; obteniéndose el caudal total del mes.

Respecto al agua retenida en los vacíos, si no se tuviera información para su cálculo se puede asumir que es igual al 1% del volumen que ingresa.

3.5.1 BALANCE HIDRICO DE LA MICROCUENCA

El balance de aguas para la región es positivo durante los meses de avenidas (Diciembre a Marzo) pues por un lado las precipitaciones son muy altas (sobrepasan los 125 mm/mes) y los valores de evapotranspiración son del orden de los 85 mm/mes generando escorrentías en la quebrada y llenado de las lagunas.

Por otro lado, durante los meses de transición (Abril-Mayo y Noviembre), las escorrentías se alimentan de la humedad del suelo y manantiales remanentes y finalmente en los meses de estiaje (Junio a Octubre), las escorrentías son mínimas llegando en muchos casos a tener caudales mínimos menores de 20 l/seg o secarse completamente.

3.5.2 MANEJO DEL AGUA

No se ha encontrado ningún tipo de quenas ni sistema de canales de evacuación de aguas, sin embargo se ha recabado información en el sentido de que parte del agua era utilizada para las operaciones mineras; por esta razón y por la necesidad de contar con áreas secas vecinas al dique posiblemente se contaba con una depresión a manera de laguna de donde se podría bombear fácilmente el agua para las operaciones mineras. De una operación promedio de 250 TM/día aproximadamente se ingresaba alrededor de $800 m^3$ de agua, de las cuales posiblemente el 40% era recuperada para ser reutilizada, unos $200 m^3/día$ se infiltraban (entre 30 a 40% del agua existente) y el resto, aproximadamente unos $200 m^3/día$, se evaporaba.

De acuerdo al V.S. Bureau of Reclamation, se propone las siguientes pérdidas por filtraciones:

SUELO PREDOMINANTE	PERDIDA POR FILTRACION (%)
Marga arenosa y arcilla	42,2
Aluvión rico	27,1
Marga arenosa, limo y marga con grava	25,8
Ceniza volcánica, arena y grava	29,6
Marga arenosa	43,6

3.6 ESTRUCTURAS DE DERIVACIÓN

En el área de estudio se está considerando la construcción de un canal de cabecera (**Plano 2.4**), capaz de recibir las aguas de escorrentías de la cuenca de San Antonio; por otro lado se construirá canales de derivación en los taludes que rodean al depósito con el fin de resguardarlo de las escorrentías de agua de lluvia de los cerros aledaños.

3.6.1 CANAL PERIMETRICO DE ESCORRENTIA PLUVIAL

Para el caso de escorrentías pluviales se cuenta con las siguientes medidas:

- El borde libre de la Laguna San Antonio varía de 1,5 a 2 metros, capaz de retener hasta 16 000 m³ de aguas de escorrentías de la cuenca del mismo nombre, esto es aproximadamente el 80% de las máximas precipitaciones que podrían acaecer en 100 años.
- El canal perimétrico ubicado a un costado de la Carretera Central, tienen las siguientes dimensiones: 0,70 m. x 0,60 m. y es capaz de acopiar flujos de hasta 0,50 m³/seg ya sea de las ecorrentías locales o los rebalses de la Laguna San Antonio.
- Finalmente se hará un canal perimétrico con la capacidad de soportar los excesos de una precipitación máxima creíble, para un período de 200 años (61,7 mm/24 horas). El canal de seguridad y de cabecera tendrán una sección de 0,75 m² y podrán sostener flujos de hasta 0,7 m³/seg, considerando los aportes del canal de la carretera, los de rebalse de la Laguna San Antonio y otros locales.

3.6.2 CANAL DE DRENAJE

Para disminuir la posibilidad de ocurrencia del fenómeno de licuación sísmica de los relaves antiguos depositados en la cimentación, el que tiene un espesor de 3,0 metros; deberá construirse un sistema de drenaje tanto en la parte anterior al dique como posterior. Para ambos casos el objetivo es mantener el nivel freático lo más bajo posible y durante el tiempo de clausura del depósito, deprimir la napa freática en todo lo que sea posible.

Una obra de drenaje similar, la está realizando CENTROMIN-PERU S.A. en la Mina Morococha, adyacente al depósito de Austria Dúvaz. El ancho del canal será

de una dimensión mínima de 1,0 m. y una profundidad de tal manera que alcance en lo posible al suelo original del depósito. El canal podrá rellenarse con un material similar al del filtro-dren o con material rico en calizas, de tal manera que pueda garantizarse neutralidad para el caso de presentarse drenaje ácido de roca. Se espera que el canal disminuya la cota del nivel freático actual, mediante el drenaje de las aguas pluviales superficiales, la derivación de las aguas de cabecera y el drenaje de las aguas subterráneas.

3.7 BORDE LIBRE DE DISEÑO

La remodelación final del dique, contemplará un borde libre de diseño de 1 metro, respecto al máximo nivel que alcanzarán los depósitos de relaves; para un área de cerca de 4 Ha, el borde libre podrá almacenar hasta un volumen de 40 000 m³ de agua, hasta antes que ocurra el desbordamiento. Este volumen es capaz de soportar el volumen de las aguas de escorrentías de San Antonio, para el caso de una máxima precipitación en 500 años y que el canal de coronación fallara.

CAPITULO 4

ESTUDIO DE LOS MATERIALES DE RELAVES

4.0 ESTUDIO DE LOS MATERIALES DE RELAVES

4.1 CONSTITUCION DE LOS RELAVES

Los relaves producidos en las explotaciones mineras no son iguales y dependen del mineral a ser extraído. La variedad de los procesos de formación y los componentes metálicos ó minerales que lo conforman hacen muy difícil una generalización de las propiedades genéricas de los relaves, incluso dentro de la misma mina.

En general tienen una granulometría muy fina, conteniendo desde arena hasta polvo de roca; éstas son partículas más o menos equidimensionales de cuarzo (más del 80% tamiz N° 200), y de poca o nula plasticidad. Normalmente son materiales ML (Limos arenosos), con características de compresibilidad baja y alta porosidad como corresponde a materiales sin consolidar vertidos en suspensión, también poseen cierta resistencia al corte con valores de ángulo de fricción interna (ϕ) similares a los limos y arenas finas angulosas y una cohesión aparente cuando están saturados.

Diversos autores han derivado de las características de los limos no plásticos, su tendencia a la *licuación* similar a las arenas sueltas.

Se estudió el potencial de licuación de materiales no plásticos a partir de la distribución granulométrica, estableciendo un rango de distribución de granos para suelos susceptibles a *licuación*.

Sobre esto Antonio Jiménez Salas (Ampliación de la Presa de Relaves de la Cía. de Minas Orcopampa – Tisis de Grado, Alfredo FLORIANO PEREZ, F.I.C., U.N.I.) anota que, por tratarse de minerales no cohesivos, sub consolidados y con una densidad relativa muy baja, los relaves son especialmente susceptibles a fenómenos de *licuación* y colapso bajo el efecto de sacudidas sísmicas producto de voladuras, e incluso por efecto de la energía liberada en valles estrechos.

Con fines referenciales (Ver **Cuadro 4.1**), se establece algunas propiedades geotécnicas de los relaves mineros, (con excepción de carbones, fosfatos, yeso y caolín), recopilados por Jiménez Salas de distintos autores; quien enuncia las partículas gruesas ó arenas que conforman los taludes de las presas, de los relaves totales.

Esta distribución es importante, pues las partículas gruesas separadas convenientemente (por ciclones ú otros), mejoran las características de sedimentación y consolidación del material al utilizarse en la construcción del parámetro exterior.

CUADRO N° 4.1

PROPIEDADES GEOTECNICAS DE LOS RELAVES

	(I)	PESO ESPECIFICO DE SOLIDOS (t/m ³) Ss	HUMEDAD (%) Wn	GRANULOMETRIA			COMPACTACION		COMPRESIBILIDAD		PERMEABILIDAD DAD K (cm/seg)	RESISTEN CIA φ (°)
				D ₅₀ (mm)	D ₁₀ (mm)	#200 (%)	e _{MAX}	e _{MIN}	C _c (cm ² /seg)	C _v (cm ² /seg)		
Hierro	G	3,49	36,5	0,22	0,06	16,3	1,90	0,98			6,4x10 ⁻⁴	33
	T	4,1-4,3	20	0,05	0,01	89	1,28	0,64	0,235	2x10 ⁻³	0,4x10 ⁻⁴	38
	Gc			0,25	0,08	16	0,85	0,55				35
Cobre	G			0,20	0,07						10 ⁻² a 10 ⁻⁴	38-45
	T	2,7-2,9		0,09	0,01	44	1,00	0,60	0,150	5x10 ⁻²	10 ⁻⁴ a 10 ⁻⁵	34
	Gc	2,7		0,30	0,08	7	1,08	0,54			10 ⁻² a 10 ⁻³	33-39
Plomo	G	2,9-3,0		0,10	0,03	10	1,04	0,62	0,100		3,5x10 ⁻⁴	
	Gc	3,1-3,4		0,25			1,29	0,56				39-40
Estaño	T	2,65		0,60	0,02		0,80	0,50			1,8x10 ⁻⁴	34
	Gc			0,80	0,17		0,90	0,55			10 ⁻²	35
Tungsteno Molibdeno	G	2,84	5	0,35	0,15	8	1,00	0,62	0,080		10 ⁻² a 10 ⁻³	44
	T											
Oro	T	3,1		0,03	0,002						9x10 ⁻²	36
	T	2,8-3,3	37-51	0,03	0,001	60-80			0,140-0,027	5x10 ⁻³	20x10 ⁻⁷	41,5

NOTAS (I): T - Relaves totales
 G - Fracción Gruesa (Próxima al Dique)
 Gc - Arenas cicloneadas

Referencia: Antonio Jiménez Salas (Ampliación de la Presa de Relaves de la Cía. de Minas Orcopampa – Tisis de Grado, Alfredo FLORIANO PEREZ, F.I.C., U.N.I.)

4.2 RELAVES DE PLANTAS

De la composición de los relaves de las plantas dependerán las propiedades físicas y químicas de los materiales finales. Los relaves de las minas metálicas están formados por materiales de cuarzo duro, lodo de piedra con grandes diferencias en sus propiedades físicas. Los relaves muy finos con alto contenido de sílice pueden tener un alto ángulo de corte en altas densidades con poca o ninguna cohesión, y sin embargo ser susceptible a la erosión por acción del viento y el agua. Altas concentraciones de feldespatos pueden tener alta resistencia al corte, cuando están frescas, pero se pueden transformar químicamente en arcillas con el tiempo reduciendo su resistencia. Cantidades relativamente menores de sulfuros pueden oxidarse y formar una costra y disminuir el pH de tal forma que el desarrollo vegetativo es difícil o imposible sin adicionar tierra vegetal o alterar el material de alguna manera. Grandes cantidades de relaves de sulfuros pueden inflamarse por combustión instantánea o producir escurrimiento de ácidos, óxidos de hierro o hidróxidos, que pueden contaminar grandes áreas en una cuenca de drenaje. El cianuro de sodio de las plantas de tratamiento del material de oro requiere un largo tiempo de retención en la laguna de relaves, y a veces requiere de tratamiento con cloro u otros agentes oxidantes para destruir el cianuro y llevarlo hasta límites tolerables (menor a 0,30 ppm) antes de su descarga. Los residuos de las minas de uranio pueden ser muy peligrosos por muchos años debido a los productos radiactivos que producen.

Como parte de los estudios generales de un Proyecto, se debe efectuar en los laboratorios de la Planta Concentradora un análisis de las características químicas y distribución granulométrica del material, sobre un período de muestreo de 8 horas, con muestras de relaves totales.

4.3 INVESTIGACIONES DE CAMPO

Para determinar las características físico-mecánicas de los materiales del relave podemos utilizar diversos métodos de investigación de campo. La mayoría de estos métodos se basan en la medida de la resistencia que ofrece el suelo al avance de un aparato llamado **PENETROMETRO**. Si se introduce el Penetrómetro uniformemente en el suelo, el procedimiento se llama *Prueba de Penetración Estática (CPT)*. Si se ensaya a golpes se llama *Prueba de Penetración Dinámica (SPT)*.

4.3.1 ENSAYO DE PENETRACION ESTANDAR (ASTM-D1586)

El método de investigación de campo ampliamente utilizado en todo el mundo para la determinación de las características de resistencia de suelos naturales y materiales de relave, es el *Ensayo de Resistencia a la Penetración Estándar* (ó **SPT** por sus siglas en inglés); es un ensayo dinámico ejecutado por medio de un muestreador de dimensiones normalizadas. Se realiza dejando caer un martillo que pesa 63,5 Kg.

sobre la barra de perforación desde una altura de 76 cm. El número de golpes N necesario para producir una penetración de 30 cm. es considerado como la resistencia a la penetración.

4.3.2 CORRELACION ENTRE EL SPT Y LAS PROPIEDADES DE LOS SUELOS

Se presenta a continuación algunas de las propiedades de los suelos que pueden ser correlacionadas con los valores de la resistencia a la penetración.

4.3.2.1 Angulo de Fricción Interna

Para la determinación del ángulo de fricción interna se puede utilizar las correlaciones empíricas existentes para suelos arenosos basados en los valores de N de resistencia a la penetración del ensayo de penetración (SPT), que son presentados en la **Figura 4.1**.

En esta figura se puede observar que la correlación propuesta por Ohsaki (1959) proporciona una curva promedio a los otros presentados por diversos autores. La fórmula empírica propuesta por Ohsaki es la siguiente:

$$\phi = \sqrt{20N} + 15$$

Donde:

ϕ = Angulo de fricción interna del suelo.

N = Número de golpes por cada 30 cm de penetración del ensayo SPT (glps/pie).

Los valores de N tienen que ser corregidos por efecto de sobrecarga utilizando la expresión propuesta por Seed (1984):

$$N_1 = N * C_N$$

Donde:

N_1 = Resistencia a la penetración estándar normalizada

C_N = Factor de corrección para normalizar la resistencia a la penetración a un esfuerzo efectivo de sobrecarga de 1 Kg/cm²

Liao y Whitman (1985) proponen la siguiente expresión para este factor de corrección:

$$C_N = \sqrt{1 / \bar{\sigma}_0}, \quad \bar{\sigma}_0 \text{ en Kg/cm}^2$$

Donde: $\bar{\sigma}_0$ es el valor del *esfuerzo efectivo vertical inicial*. El valor máximo de C_N es 2.

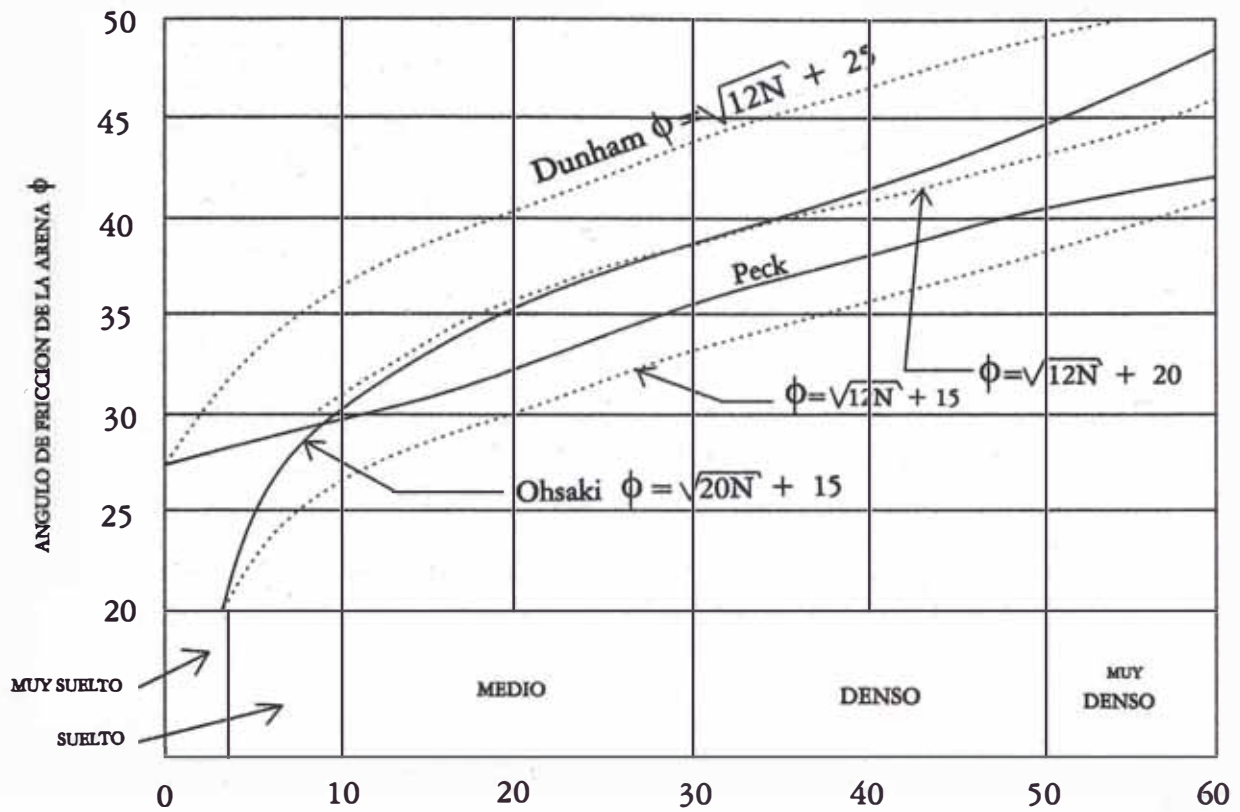


Figura 4.1 ANGULO DE FRICCION INTERNA DE ARENAS EN FUNCION DEL VALOR DE N DE SPT

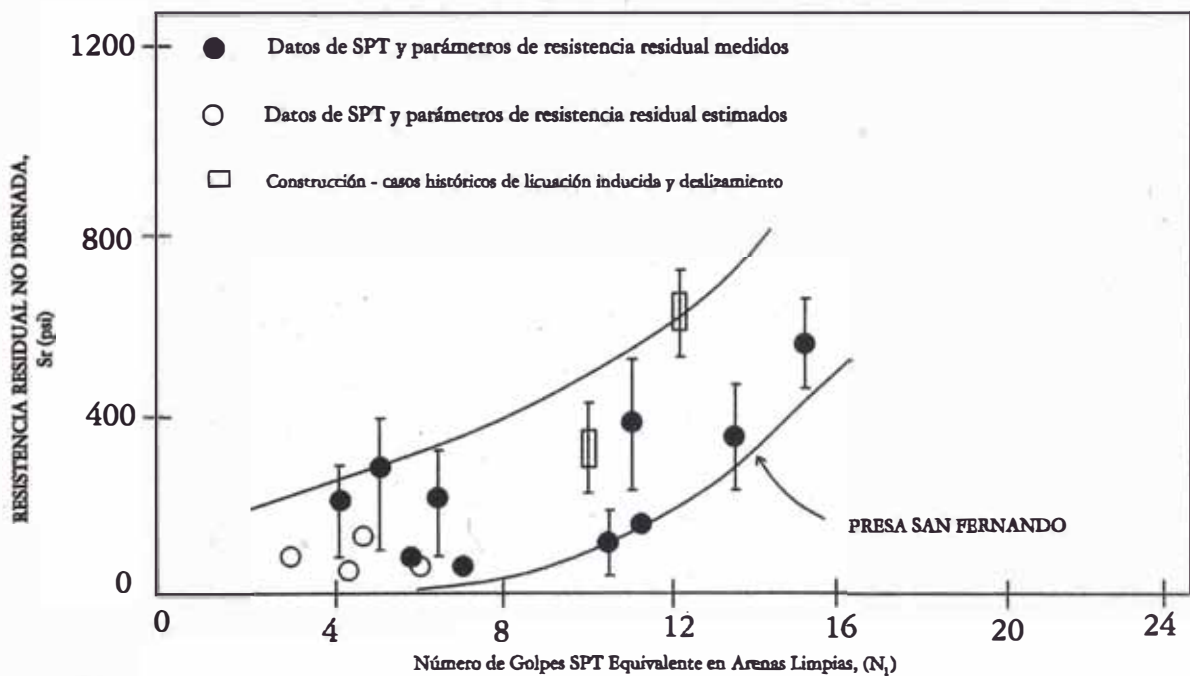


Figura 4.2 CORRELACION ENTRE RESISTENCIA RESIDUAL Y EL VALOR DE $(N_1)_{60}$ (Seed y Harder, 1990)

La correlación empírica indicada ha sido propuesta para *suelos arenosos*, por lo que puede ser utilizada para el caso de *arenas de relaves*. Dada las características de plasticidad nula de la mayoría de los limos de relaves existentes en los depósitos, se puede afirmar que la correlación presentada también puede servir de referencia para estimar el ángulo de fricción en este tipo de materiales.

4.3.2.2 Resistencia Residual

Para evaluar el grado de estabilidad post-sismo de un depósito, es necesario conocer la *resistencia residual* de los materiales que sufrirán licuación durante un evento sísmico. El comportamiento general de arenas saturadas bajo una condición de carga cíclica depende de la relación de vacíos y es independiente del esfuerzo de confinamiento. En vista de esto la alternativa más práctica para la estimación de este parámetro es a partir de los resultados de ensayos in-situ como el *Ensayo de Penetración Estándar (SPT)*. Para tal efecto, puede utilizarse la correlación conservadora propuesta por Seed y Harder (1990), la cual es ilustrada en la **Figura 4.2**.

4.3.3 INFLUENCIA DEL PROCEDIMIENTO DEL SPT EN LA EVALUACION DE LA RESISTENCIA A LA LICUACION

El incremento del uso de la prueba de resistencia a la penetración estándar como índice de la resistencia del suelo a la licuación durante un sismo, sugiere la normalización de esta prueba para la práctica de ingeniería. La resistencia a la penetración estándar es un factor convencionalmente medido usando diferentes clases de martillos, diferentes energías y sistemas con diferentes grados de eficiencia, diferentes tipos de fluidos de perforación y diferentes tubos de ensayo. En consecuencia la interrogante radica acerca de la correlación entre la resistencia a la licuación y la resistencia a la penetración modificada, N_1 , (Seed, 1981, 1983 y Tokimatsu y Yoshimi, 1983), los cuales son bastante usados en la práctica para evaluar el potencial de licuación del suelo.

Seed (1984) propone el equipo y procedimiento estándar, cuyas características están resumidas en el Cuadro siguiente:

CUADRO 4.2

RECOMENDACIONES DE ESTANDARIZACION DEL EQUIPO Y PROCEDIMIENTO PARA EL SPT

OBJETIVO	RECOMENDACIONES
Muestreador	Muestreador con: (a) Diámetro externo DE = 5.08 cm. (b) Diámetro interno DI = 3.50 cm.
Medida del taladro	A o AW para profundidades menores a 15,25 metros. N o NW para grandes profundidades.
Energía Liberada	2909,5 cm-Kg (60% del máximo teórico caída libre).
Porcentaje de golpes	30 a 40 golpes por minuto.
Cálculo de la resistencia a la penetración	El rango de medida está sobre los 15 a 45 cm de penetración.

4.4 CARACTERISTICAS FISICAS DE LOS DEPOSITOS DE RELAVES DE AUSTRIA DUVAZ

De las diferentes muestras tomadas en el depósito de relaves en la Sociedad Minera Austria Dúvaz S.A., a diferentes alturas de una columna de perforación de ocho metros, se observó que la columna compuesta por relave arenoso, de vez en cuando es interrumpida por lentejuelas de relave fino, lo que mostraría que la descarga de la pulpa de relaves, de vez en cuando se hacía alejada de este punto.

En el **Cuadro 4.3** mostramos algunas características físicas de las diferentes muestras de relaves como son: la humedad en ese momento, la humedad de saturación medida por ensayo de laboratorio, humedad necesaria para licuación, valores de pesos unitarios y pesos específicos.

Los resultados más importantes son los siguientes:

- El *Peso Unitario* de las arenas alcanzó un promedio de $1,725 \text{ g/cm}^3$, algo mayor que los relaves finos, que dieron valores promedio de $1,533 \text{ g/cm}^3$. Esta diferencia de valores se debe fundamentalmente a que las arenas mostraron una mejor distribución granulométrica (Ver **Cuadro 4.4**) y por otro lado un mejor *Peso Específico* de $3,56 \text{ g/cm}^3$ Vs. los finos de $3,28 \text{ g/cm}^3$. El peso específico en el campo de una laguna de relaves se incrementa con el tiempo y con la profundidad bajo la superficie. El incremento del peso específico con la profundidad, depende un tanto de la mineralogía, granulometría y gravedad específica, pero lo más importante es la capacidad de conducción de agua de los drenes o de la base permeable.

CUADRO 4.3

CARACTERISTICAS FISICAS DE LOS RELAVES EN FUNCION DE LA PROFUNDIDAD

MUESTRA N°	PROFUNDIDAD (metros)	DESCRIPCION DE LA MUESTRA	% HUMEDAD	PESO UNITARIO g/ml	% HUMEDAD LABORATORIO	HUMEDAD DE LICUACION	PESO ESPECIFICO gr/cm ³
1	0,5	Arena plomiza	6,6	1,6	13,4	20,0	3,62
3	1,5	Arena verde-amarillo	5,4	1,7	14,9	23,1	3,57
4	2,0	Arena verdosa	5,7	1,8	14,9	21,5	3,57
6	3,0	Arena verde plomiza	13,2	1,8	15,0	22,2	3,47
		Promedio		1,725	14,55	21,70	3,56
2	4,0	Fina verdosa mezclada con gruesa	16,0	1,5	17,0	24,5	3,36
5	5,0	Verde oscuro con zonas anaranjadas	16,8	1,5	16,7	25,0	3,12
7	6,0	Verde oscuro muy húmedo	16,8	1,6	16,7	23,1	3,36
		Promedio		1,533	16,80	24,20	3,28

CUADRO 4.4

ANALISIS GRANULOMETRICO DE LOS DEPOSITOS DE AUSTRIA DUVAZ

Abertura de malla Promedio (μm)	ARENAS		FINOS	
	% de material retenido	% de material que pasa	% de material retenido	% de material que pasa
530	20,0	100,0	21,39	100,00
280	14,5	80,0	8,13	78,61
160	31,4	65,5	19,79	70,49
80	24,6	34,1	36,15	50,70
40	9,5	9,5	14,55	14,55
	100,0		100,00	

- El valor de *Humedad de Saturación* (Humedad de Laboratorio) para las arenas es de 14,55%, y para los finos es de 16,80 %, estos resultados nos dan la siguiente información respecto a los valores encontrados en campo:

Para la Muestra N° 1 superficial, existe pérdida de humedad (evaporación e infiltración), la Muestra N° 2 de finos, se encuentra en saturación (por un lado los finos conservan humedad y por otro lado ha sido alimentada por las infiltraciones de la N° 1). La Muestra N° 3 de baja humedad no ha sido alimentada por infiltraciones recientes o la capa del N° 2 no ha permitido mojar esta capa. Lo mismo sucede con la Muestra N° 4, situación que no ocurre con la Muestra N° 6, que siendo arena, mantiene una situación similar a la de saturación y esto se debe a que esta muestra se encuentra en las cercanías de la napa freática.

- De una manera sencilla puede decirse que las arenas al encontrarse en saturación, pueden alcanzar los niveles de licuación; cuando las *arenas* son sobresaturadas en agua en un 50% adicional, significa que el 14,5% de humedad de las arenas alcanza la humedad de saturación con un 7,2% adicional, esto es con 21,7%. Y para los *finos* se alcanza con 24,2 %. Ante un movimiento sísmico ambos materiales alcanzan en, similares condiciones, su licuación.
- Los pesos específicos de las arenas son mayores que los finos. Posiblemente los finos han diluido sus concentraciones de minerales metálicos de mayor peso específico, con arcillas o materiales de alteración. Es posible que el potencial de acidificación sea mayor en las arenas que en los finos.
- Para fines de los cálculos se tomará la información de las arenas ya que éstas representan el 90% del material muestreado; sólo para casos especiales se utilizará las relaciones específicas mostradas en el **Cuadro 4.3**. Especialmente para el caso del *Peso Unitario* al que se le considerará como promedio general de 1,7 g/cm³ y de un *Peso Específico* de 3,5 g/cm³.
- Otra relación de mucha importancia está referida a que el *Peso Unitario*, del orden de 1,7 TM/m³ indica que aproximadamente $(1,7/3,5) = 0,485$ m³ es ocupado por el sólido y el resto puede ser ocupado por el aire o por agua. Para una humedad de saturación del 15% esta sólo retendría 0,31 m³ de un total de 0,51 m³ por cada tonelada de material que se considere. Para fines de cálculo el volumen de ocupación del material será del orden de 48,5% para el sólido y del 51,5 % restante, el 31% se puede considerar como humedad de saturación y el resto, esto es el 20,5 %, como relleno de poros; esta agua es la que alimenta el agua necesaria para la licuación y normalmente ocurre en materiales que se encuentran bajo la napa freática.

4.5 CARACTERISTICAS QUIMICAS DE LAS AGUAS SUPERFICIALES

En el trabajo de campo se tomó dos muestras líquidas para ver la calidad de las aguas. La muestra N° 1 se tomó del depósito más grande y de menor nivel respecto a la altitud y con relación a un segundo depósito existente muy cerca a este primer depósito, este último puede corresponder a un tipo de afloramiento del nivel freático.

Posiblemente puede abarcar unos 800 m³ de solución con pH de 3,95 y de un fuerte color café rojizo, propio de las soluciones que muestran presencia de Fe³⁺ pero en estado coloidal.

El potencial redox estuvo en el orden de los 475 mv medidos con electrodos de Calomel y platino. Este valor indica una alta relación de Fe²⁺ vs Fe³⁺. La segunda muestra tomada a ½ metro por encima del nivel del reservorio mayor, posiblemente está constituido por aguas residuales de las últimas lluvias ocurridas en la zona, acumulándose unos 150 m³ de solución.

El pH fue del orden de 4,2. El color rojizo fue menos intenso en pocos volúmenes, de una apariencia amarillenta y el potencial redox alcanzó los 455 mv. El resultado del análisis químico de estas muestras se presenta en el cuadro siguiente:

CUADRO 4.5

ELEMENTO	UNIDADES	MUESTRA N° 1	MUESTRA N° 2
Zn	mg/l (ppm)	1237,5	145
Pb	mg/l	< 0,03	<0,03
As	mg/l	10,0	12,62
Fe total	mg/l	18 775	5 500
Mn	mg/l	4 800	226
Acidez	g/l CaCO ₃	423	15

4.6 PROPIEDADES ESTRUCTURALES DE LOS RELAVES

Son aquellas características geotécnicas que gobiernan su comportamiento frente a la estabilidad, infiltración y deformación, siendo básicas las propiedades de resistencia, permeabilidad y compresibilidad.

La resistencia de los relaves arenosos será representada por un ángulo de fricción interna, el que será mayor que el de los suelos naturales debido a la angulosidad que se presenta en las partículas de los relaves, dependiendo de su grado de compactación.

La permeabilidad de los relaves podrá medirse mediante una fórmula muy útil la de Hazen's:

$$K = (d_{10})^2$$

Donde:

K = Permeabilidad en centímetros por segundo.

d_{10} = Tamaño de abertura en milímetros por el que pasa 10% de material.

Siendo esta relación muy exacta para valores de metales básicos y metales preciosos. Esta relación nos proporcionará la permeabilidad de los estratos, mas no del relave como un todo ya que ésta dependerá de la interestratificación.

La permeabilidad para depósitos interestratificados de arenas y lodo es controlada por la arena. Los relaves arenosos drenan por gravedad, mientras que las lamas no, esto es debido a las altas fuerzas de capilaridad que se presentan por el pequeño tamaño de las partículas, manteniéndose así en un grado de saturación permanente por mucho tiempo aun en climas secos, esto proporcionará densidades bajas, condiciones sueltas y blandas, presentándose resultados SPT (q_c/N) para el caso de *arenas* valores que varían entre 5 y 10, para *lamas* entre 1 y 3.

Esto nos indica que bajo una situación de saturación total estos relaves perderían resistencia durante una licuación sísmica, siendo este un factor importante en el manejo de relaves.

CAPITULO 5

ANALISIS DEL COMPORTAMIENTO SISMICO DE PRESAS DE RELAVES

5.0 ANALISIS DEL COMPORTAMIENTO SISMICO DE PRESAS DE RELAVES

5.1 EL PERU Y LOS MOVIMIENTOS SISMICOS

El Perú está comprendido en una de las regiones de más alta actividad sísmica que hay en la tierra, formando parte del Cinturón Circumpacífico.

El más reciente de los sismos, fue el ocurrido en Nasca el 12 de Noviembre de 1996 con una intensidad de grado 7 en la escala de Richter, como resultado fueron afectadas en un 90% las viviendas construidas de adobe, instalaciones mineras y ocurrieron deslizamientos de un total de cinco canchas de relaves mineros, afectando quebradas, aguas superficiales y áreas cultivables.

El de mayor impacto ambiental se originó en la zona de Otapara en la cuenca del río Acarí que tiene un flujo de agua de 1 m³/seg (en estiaje). Unas 600,000 TM de relaves del proceso de concentración de cobre, fueron a parar al lecho del río; parte de estos relaves afectaron áreas de cultivo en la margen izquierda. Asimismo, se produjo un accidente fatal.

Por otro lado, el deslizamiento de la cancha de relaves del proceso de cianuración de la Cía. Minera Caravelí S.A., en la zona de Tocota afectó áreas cultivables y llegó a la quebrada del río Tocota. Los relaves de cianuración contenían mercurio sin que la empresa que está trabajando con relaves de amalgamación tenga implementado en su proceso una etapa de separación de este elemento.

Para superar cualquier accidente deberá dotarse a las presas de relaves de la Estabilidad Estática y Dinámica que se describe a continuación:

- a.- **Estabilidad "Estática"**, se refiere a la integridad interna y externa de la cancha o presa bajo condiciones no sísmicas y no hidrológicas incluyendo la estabilidad de sus taludes y cimientos contra deslizamientos. La estabilidad estática está controlada por las propiedades de los materiales de relleno de cancha y de los suelos;
- b.- **Estabilidad "Dinámica"**, tiene mucha importancia durante la operación y poco tiempo después de la etapa de cierre. La seguridad dinámica postcierre contra deslizamiento está asegurada virtualmente, en el supuesto de que no permanezca agua en la superficie. Las normas internacionales sobre seguridad en presas de relaves recomiendan el diseño de acuerdo al máximo terremoto creíble.

En resumen, cualquier esfuerzo para mejorar las prácticas actuales de deposición de relaves y evitar severos impactos ambientales, deberá considerar como objetivo básico alcanzar la estabilidad física y minimizar la contaminación química tanto durante la operación como mucho después de su cierre.

5.2 CASOS TÍPICOS DE FALLAS EN PRESAS DE RELAVES PERUANAS EN LOS ÚLTIMOS 45 AÑOS

Uno de los problemas más importantes que debe tomarse en cuenta en nuestro país es la influencia que tienen los terremotos en determinadas regiones donde es posible se produzcan fallas por efecto de la *onda sísmica* o el desarrollo del fenómeno de *licuación*, que han originado en el pasado graves daños, algunos de los que se indican en el **Cuadro 5.1**.

CUADRO 5.1
CASOS TÍPICOS DE FALLAS EN PRESAS DE RELAVE PERUANAS
EN LOS ÚLTIMOS 45 AÑOS

Mina (Departamento)	Altura (mts.)	Año	Causa Probable	Estado	Daños Ambientales
Casapalca (Lima)	60	1952	Sismo	Abandonado	Contaminación del Río Rímac y numerosos desaparecidos.
Milpo (Pasco)	60	1956	Sismo	Reconstrucción	Interrupción de la carretera Cerro de Pasco-Huánuco, daños humanos y ambientales.
Almivirca (La Libertad)	40	1962	Sismo Lluvias	Abandonado	Daños ambientales, en agricultura, ganadería e infraestructura.
Yauliyacu (Lima)	80	1968	Sismo	Abandonado	Contaminación del Río Rímac. Interrupción de la Carretera Central.
Recuperada (Huancavelica)	---	1969	Desconocida	---	Contaminación importante. Daños en la agricultura.
Quiruvilca (La Libertad)	40	1970	Sismo 1970	Abandonado	Contaminación del Río San Felipe
Atacocha (Pasco)	---	1971	Drenaje	Abandonado	Contaminación del Río Huallaga por caída de 100 mil toneladas de relaves.
Ticapampa (Ancash)	20	1971	Construcción	Abandonado	Contaminación con 2 millones de toneladas de relave, muertos y destrucción de viviendas.
San Nicolás (Cajamarca)	---	1980	Construcción	Abandonado	Contaminación del Río Tingo (Hualgayoc) y daños a la agricultura
Amatista (Arequipa)	---	1996	Sismo Nasca	Abandonado	Contaminación y represamiento del Río Acarí con 600 mil m ³ de relaves.
Caravelí (Arequipa)	---	1996	Sismo Nasca	En Operación	Relaves con cianuro y mercurio contaminan la quebrada de Huanu-Huanu

Fuente: Arnaldo CARRILLO GIL

Fallas en los Depósitos de Relave Minero y su Protección Geoambiental

Primer Simposio Nacional de Medio Ambiente y Seguridad Minera - 1997

Considerando que cualquier solución en ingeniería supone siempre un compromiso de costo, tiempo y seguridad, en las presas de relave que se construyan en el futuro en el país, deberá evaluarse límites razonables de estabilidad, inclusive mucho

después de que la mina haya cerrado o el embalse sea abandonado definitivamente.

La manera en que una presa de relave puede fallar se relaciona con sus funciones básicas: fallas hidráulicas, debidas a erosión de la superficie de la estructura; filtraciones excesivas o incapacidad para resistir las filtraciones a través de la presa o su cimentación; y fallas estructurales, como derrumbes o colapso estructural de la presa o su cimentación. Cada falla puede incluir uno o más de estos componentes y puede tener lugar independientemente aunque algunas veces son interdependientes.

5.3 POSIBLES FORMAS DE FALLAS DE UNA PRESA DE RELAVES

De los diferentes estudios de presas que fallaron o que sufrieron serios daños, durante terremotos, se concluye que las presas de relaves fallaron por *deficiencias en su diseño*, lo que se manifestó por:

- 1.- Deslizamiento de los taludes de la presa.
- 2.- Pérdida del borde libre, por asentamiento de la presa relativa a la roca subyacente.
- 3.- Por licuación del cuerpo de la presa.
- 4.- Agrietamientos longitudinales fuertes en los lados aguas arriba y aguas abajo de la corona.
- 5.- Filtraciones no deseadas cerca de los contactos de los estribos por la ruptura o cierre de los drenes.
- 6.- Borde libre demasiado pequeño, de forma que las olas producidas en el reservorio sobrepasan la corona de la presa.

Existen otras *causas fortuitas* que pueden contribuir a la falla de una presa, como son:

- 1.- Por el descenso general de la roca subyacente al área sobre el que se encuentra ubicada la presa y el reservorio, debido a los movimientos tectónicos.
- 2.- Derrumbes de roca que pueden caer sobre la estructura y producir daños, o al caer dentro del reservorio puede aumentar el volumen considerablemente, sobrepasando su capacidad.

Por tanto; la falla de una presa puede ser debido, tanto, por el *mal diseño* de la misma, y a posibles *situaciones fortuitas* que no fueron tomadas en cuenta y que pueden presentarse durante un sismo.

Para evitar la ocurrencia de estas *situaciones fortuitas* debemos:

- 1.- Evitar la presencia de grandes fallas cerca al área donde se ubica la presa y reservorio, la cual puede a causa del sismo correr por el centro del lecho y partir la represa en dos.

- 2.- Estudiar los cimientos rocosos que sostendrán la presa y el reservorio, para evitar posibles asentamientos diferenciales que pueden afectar la estructura y sus partes.
- 3.- Determinar la estabilidad de los taludes que encierran el valle que está sobre los estribos de la presa, para evitar posibles grandes deslizamientos cerca o sobre los estribos, que puedan dañarlo y generar grietas y filtraciones no deseadas.
- 4.- Estabilizar las faldas del valle, por los posibles deslizamientos de macizos que puedan caer dentro del reservorio de modo que se incremente considerablemente el volumen del reservorio y pueda superar el borde libre erosionando la corona.

5.4 ANÁLISIS PSEUDO-ESTÁTICO

Para analizar la estabilidad potencial de un talud se ha usado a través de los tiempos diferentes métodos, al comienzo métodos empíricos basados generalmente en la experiencia pasada y por el reconocimiento de condiciones del suelo particulares potencialmente inestables, y últimamente métodos analíticos sofisticados ayudados con programas de cómputo. Al final todos buscan una manera de determinar el grado de estabilidad potencial de los taludes considerando el análisis tanto de las fuerzas estáticas como dinámicas que intervinieron en el fenómeno.

Uno de los métodos más usados es el PSEUDO-ESTÁTICO, que permite determinar la estabilidad de taludes tanto naturales como aquellos creados por el hombre (presas, terraplenes, etc.) considerando a las *fuerzas dinámicas* como *fuerzas estáticas*. Así, las fuerzas sísmicas generadas por un terremoto (dinámicas de carácter cíclico **Figura 5.1**) son incluidas en el análisis como una fuerza horizontal estática que actúa en el centro de gravedad de la masa deslizante. Esta fuerza horizontal está definida como el producto del *Coefficiente Sísmico k* (relación entre la aceleración horizontal mayor producida por el terremoto y la aceleración debido a la gravedad) multiplicada por el *peso de la masa deslizante W* . Con esta simplificación procedemos a realizar el análisis como un caso estático. En la **Figura 5.2** se muestra el diagrama de cuerpo libre para el análisis de estabilidad pseudo-estático en un talud considerando una superficie de falla circular, donde:

- W:** Peso del suelo (agua y suelo combinado) localizado sobre la superficie de deslizamiento,
- AC:** Superficie de deslizamiento,
- s:** Resistencia de corte promedio por unidad de área de la superficie de deslizamiento,
- k:** Coeficiente Sísmico.

Así pues, esta forma de análisis pseudo-estático involucra, como primer problema a resolver la elección del *Coefficiente Sísmico k* a emplear. Para resolver este problema son conocidos los siguientes métodos: (1) Empírico, (2) La suposición de la reacción de cuerpo-rígido, y (3) La suposición de una reacción visco elástica.

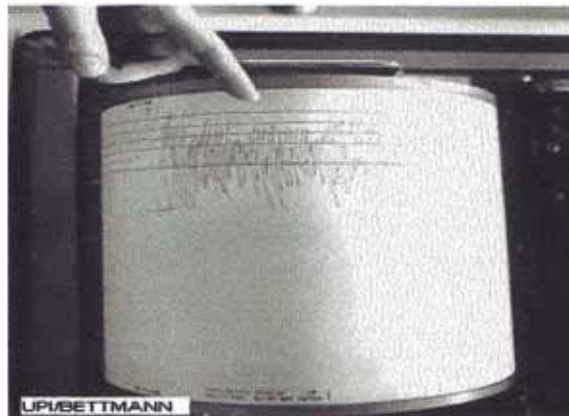


Figura 5.1 Registro de un Terremoto

Un sismógrafo produjo este registro de un terremoto californiano que medía 5,5 en la escala de Richter. El dedo señala un barrido fuerte en el sismograma creado por la punta del sismógrafo, diseñado para responder a vibraciones verticales u horizontales —pero no ambas al tiempo. El instrumento no puede registrar ambos tipos de ondas porque su orientación es diferente y requiere sistemas de balanceo separados.

5.4.1 METODO EMPIRICO

Es un método de uso práctico, donde los valores del *Coefficiente Sísmico k* varían dentro de rangos determinados por la práctica en el diseño de presas. Los rangos de variación de los valores del *Coefficiente Sísmico k* son diferentes en la mayoría de los países, siendo los más difundidos:

- 1.- El usado por los ingenieros en los Estados Unidos de Norte América donde los valores empíricos de k varían en el rango de 0,05 a 0,15; el valor a usar dependerá de las condiciones de sismicidad y de la cimentación del área donde se ubica la presa, siendo el valor típico usado de 0,1.
- 2.- El usado por la Sociedad Japonesa de Ingenieros Civiles como un requisito de diseño de grandes presas, donde los valores varían dentro del rango de 0,12 a 0,25 dependiendo de la posible localización de la presa, el tipo de cimentación, y los posibles daños que se produciría aguas abajo por la falla de la misma.

5.4.2 METODO DE LA REACCION DE CUERPO RIGIDO

Este método asume que la presa se comportará como un *cuerpo rígido* (se considera que no se producirá desplazamiento sobre los cimientos), entonces como consecuencia del sismo se producirá aceleraciones uniformes e iguales en cualquier sección horizontal de la presa, y que serán iguales en todo momento a la aceleración máxima del terreno.

Lo que indica que debemos usar una aceleración igual al del terreno para el diseño. Pero hay que tener en cuenta que:

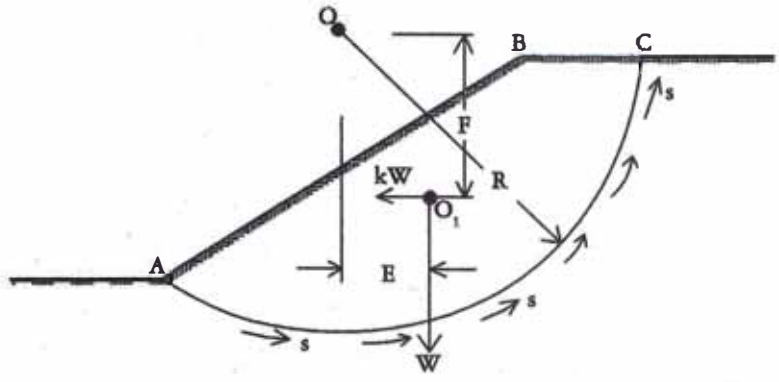


Figura 5.2 DIAGRAMA ILUSTRADO DEL METODO PSEUDO-ESTATICO

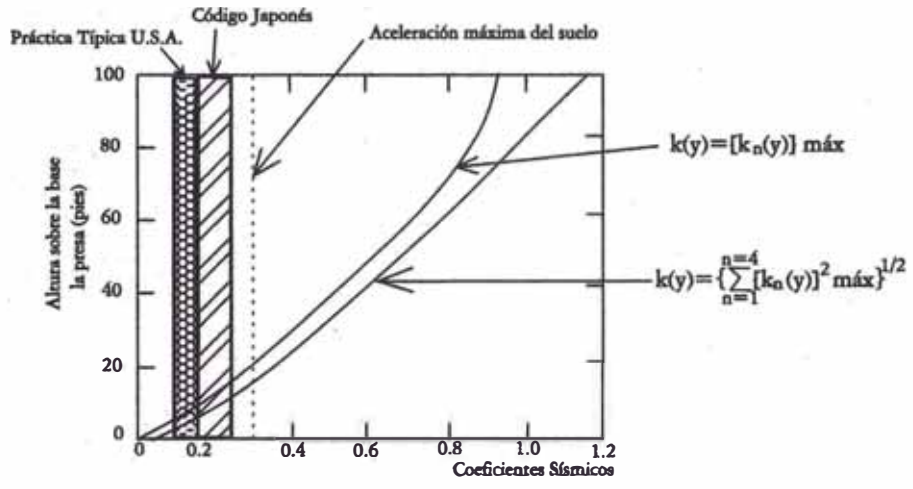


Figura 5.3 POSIBLES VALORES DEL COEFICIENTE SISMICO USADO EN EL ANALISIS PSEUDO-ESTATICO

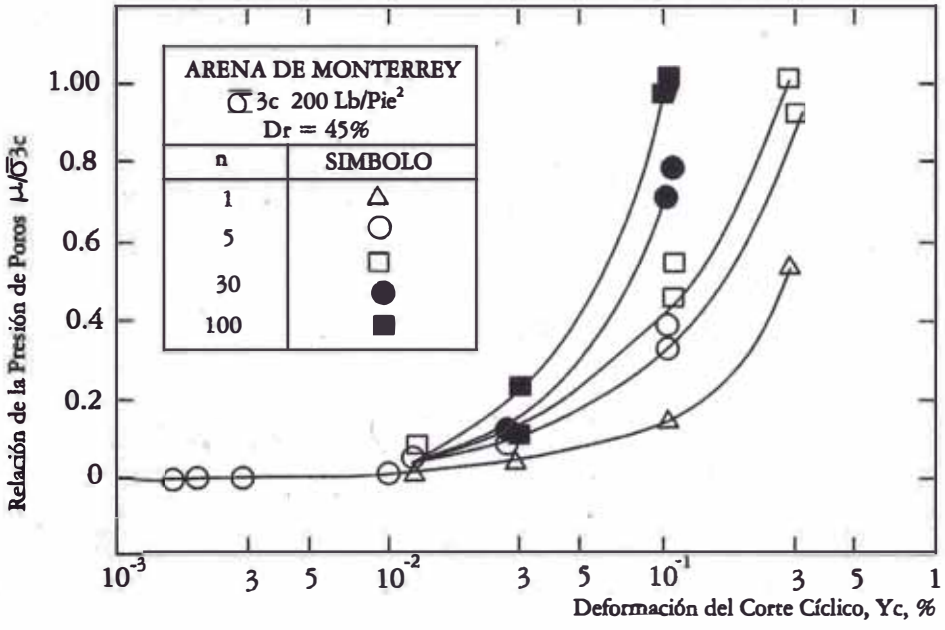


Figura 5.4 CRECIMIENTO DE LA PRESION DE POROS EN ARENA CON EL NUMERO DE CICLOS n, PRUEBAS TRIAXIALES CICLICAS DE DEFORMACION CONTROLADA

- 1.- Las presas se comportan como un cuerpo rígido sólo cuando son bajas y están ubicadas en quebradas angostas, si esto no ocurre se comportarán de diferente manera.
- 2.- La aceleración máxima en una presa sólo se desarrolla durante un periodo corto de tiempo, de manera que la deformación resultante en ese tiempo es pequeña, aunque es incrementada por las deformaciones producidas por otras aceleraciones en el resto de tiempo del sismo, pero que nunca será equivalente a las producidas por una fuerza estática igual a la fuerza de inercia correspondiente a la aceleración máxima de la presa como si ésta estuviera actuando por un tiempo ilimitado.

5.4.3 ANÁLISIS DE LA REACCION VISCO-ELASTICA

Este método supone que la presa está formada por una serie de tajadas horizontales infinitamente delgadas, las cuales están conectadas por resortes de cizallamiento longitudinales y dispositivos de amortiguación de viscosidad, de tal manera que se determina las reacciones a diferentes niveles debido a un movimiento impuesto en la base distribuida uniformemente.

Para el uso de este método se debe tener en cuenta:

- 1.- Cuando el largo de la presa es aproximadamente 4 veces su altura, la sujeción terminal no tiene efectos importantes sobre las amplitudes y frecuencias naturales de la vibración en la región central y de este modo el empleo de un análisis basado en la suposición de un largo infinito puede considerarse como suficientemente preciso para fines prácticos.
- 2.- En muchos tipos de suelo el módulo de cizallamiento aumenta según la raíz cúbica de la profundidad.
- 3.- Las fuerzas horizontales actuantes sobre una tajada horizontal a cualquier profundidad de una presa pueden ser determinadas por el empleo del *Coficiente Sísmico Máximo* a cualquier instante del terremoto usando cualquiera de las siguientes expresiones:

$$k(y) = \left\{ \sum_{n=1}^{n=4} [k_n(y)]^2 \text{ máx} \right\}^{1/2} \text{ ----- (5.1.a)}$$

$$k(y) = [k_n(y)] \text{ máx} \text{ ----- (5.1.b)}$$

Donde: $k_n(y)$, es el *Coficiente Sísmico* para la respuesta máxima en los primeros cuatro modos de vibración, y $k(y)$, el *Coficiente Sísmico* en la profundidad "y".

A partir de estas ecuaciones vemos que la distribución del *Coficiente Sísmico* varía desde un valor máximo en la corona de la presa hasta cero en la base.

Este tipo de análisis de *reacción dinámica* se utiliza únicamente con el propósito de

determinar las *fuerzas de inercia máximas* que probablemente se desarrollarán en la presa a cualquier momento del sismo, para luego estas fuerzas incorporarlas como *fuerzas estáticas* en el análisis de estabilidad pseudo-estática.

5.4.4 POSIBLES VALORES DEL COEFICIENTE SISMICO EN EL METODO PSEUDO-ESTATICO

- 1.- Por el *método empírico* tendremos un *Coefficiente Sísmico* que varía de 0,10 a 0,15 si usamos los valores típicos de los E.E.U.U., y un rango de 0,15 a 0,25 si usamos las recomendaciones de la Sociedad de Ingenieros del Japón.
- 2.- Por el *método de reacción de cuerpo rígido*, tendremos un *Coefficiente Sísmico* igual al que le corresponde a la aceleración máxima del terreno.
- 3.- Por el *método de reacción visco-elástico*, usando las fórmulas recomendadas por *Ambraseys* para un amortiguamiento dado, determinaremos los valores correspondientes como se muestra en la **Figura 5.3**.

En la **Figura 5.3**, presentamos los diferentes valores calculados para el *Coefficiente Sísmico*. De la figura anterior observamos, que los tres métodos proporcionan un rango muy amplio para los valores del *Coefficiente Sísmico*, valores que tendremos que tomarlos con mucho cuidado para el *diseño de la presa*.

Una vez elegido el *Coefficiente Sísmico*, para evaluar la estabilidad de taludes se debe tener en cuenta lo siguiente:

- 1.- Que este método sólo nos dice si el talud fallará siguiendo la superficie crítica o nó, pero no nos da información de *esfuerzos* y *deformaciones* producidas dentro del cuerpo de la presa o terraplén.
- 2.- Que el enfoque pseudo-estático no cumple con suministrar una evaluación razonable del comportamiento de los taludes durante los sismos, como se ha comprobado al analizar comportamiento de algunos taludes bien documentados, por lo que se debe considerar su utilidad como limitada a la elección de taludes sobre una base puramente empírica.
- 3.- Al usar un análisis pseudo-estático con un *Coefficiente Sísmico* constante, se debe especificar todas las posibles suposiciones de diseño, ya que éstas influyen grandemente sobre el *Factor de Seguridad* calculado, pudiendo fácilmente exceder los efectos de los cambios nominales en la magnitud del *Coefficiente Sísmico de Diseño*.

Así, para *coeficientes sísmicos* diferentes se puede obtener *factores de seguridad* idénticos con sólo variar algunas de las condiciones de diseño, tales como la inclinación de las fuerzas entre cuñas respecto a la horizontal (cero, o igual al talud aguas arriba), ángulo de fricción interno del material (modo de obtención), etc.; lo mismo puede suceder al elegir valores de *coeficientes sísmicos* más altos, que pueden dar *factores de seguridad* más altos al asumir determinadas condiciones de diseño. Así pues la variación de determinadas condiciones de diseño puede ser equivalente a una variación del *Coefficiente Sísmico de Diseño*, por lo que todo diseñador de presas tiene que estar completamente familiarizado con los detalles

del procedimiento para pruebas de suelos (ya que fácilmente pueden conducir a parámetros de resistencia diferentes) y con los detalles de los diferentes métodos para el análisis de la estabilidad de taludes y al mismo tiempo ser competentes en el campo de la sismología.

El método pseudo-estático debe ser usado, sólo para determinar el *Factor de Seguridad de Taludes* en los que el desarrollo de *Presiones de Poro* no sea importante; es decir sólo se evaluará con este método taludes superficiales, porque secciones de falla profundas previstas empleando este método, nos dará una superficie crítica de deslizamiento que no tiene parecido con aquel en que la falla aparente tendrá lugar.

5.5 ANÁLISIS DE LA REACCION DINAMICA

Se ha llegado a observar que el enfoque *pseudo-estático* no nos proporciona toda la información necesaria para el diseño de presas capaces de resistir los efectos destructivos de los sismos; así últimamente se está avanzando considerablemente en el desarrollo de los *análisis dinámicos* que nos proporcionan mejores informaciones sobre este problema. Este tipo de análisis toma en cuenta las características cíclicas del sismo, y nos permite ir analizando el comportamiento de la presa en el tiempo.

5.5.1 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE LA PRESA

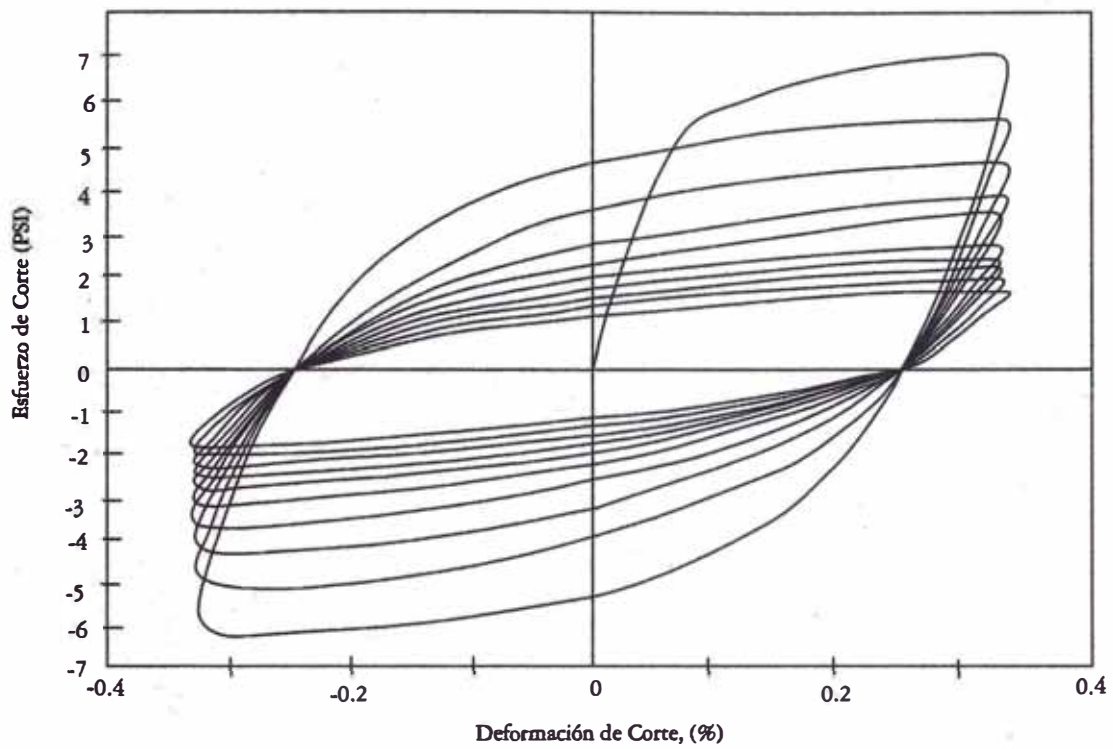
Las fuerzas de inercia generadas por el sismo producen deformaciones acumulativas en el cuerpo de la presa, así cuando el suelo está saturado, estas deformaciones tienden a aumentar las *Presiones de Poro* (**Figura 5.4**) lo que produce una pérdida progresiva de la *resistencia al corte* en el suelo (**Figura 5.5**). Esto hace necesario aplicar un método de diseño lógico, el cual implica:

- 1.- La determinación de la *historia tiempo* de la aceleración y de los esfuerzos resultantes a causa de un movimiento de entrada en la base.
- 2.- La medida de las deformaciones inducidas en la presa por estas fuerzas.

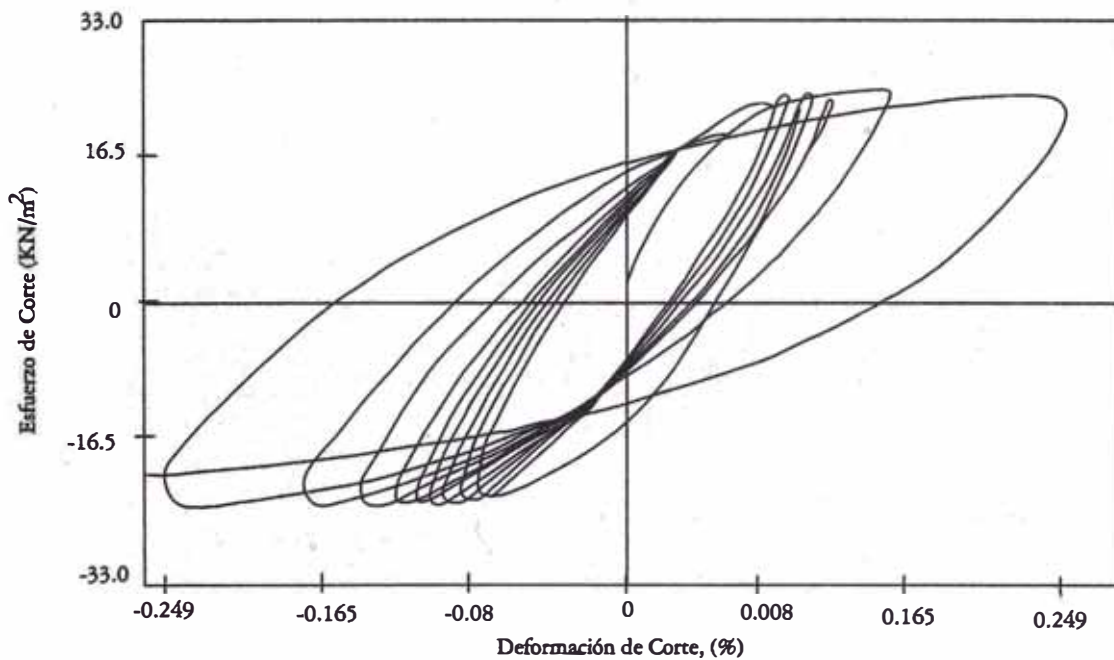
Así tendremos que buscar una manera de determinar la *historia tiempo total* de las aceleraciones y de los *esfuerzos* desarrollados a lo largo de diferentes superficies de falla potenciales durante el sismo.

Así muchos investigadores, para lograr este propósito recomiendan:

- 1.- Calcular la distribución de las aceleraciones a través del tiempo y luego por integración de estos resultados obtener las fuerzas de inercia actuantes sobre las diferentes masas de deslizamiento potencial, para de esta manera poder expresar los efectos del sismo en términos de una historia tiempo del *Coefficiente Sísmico* para diferentes partes de la presa (Ver **Figura 5.6a**).

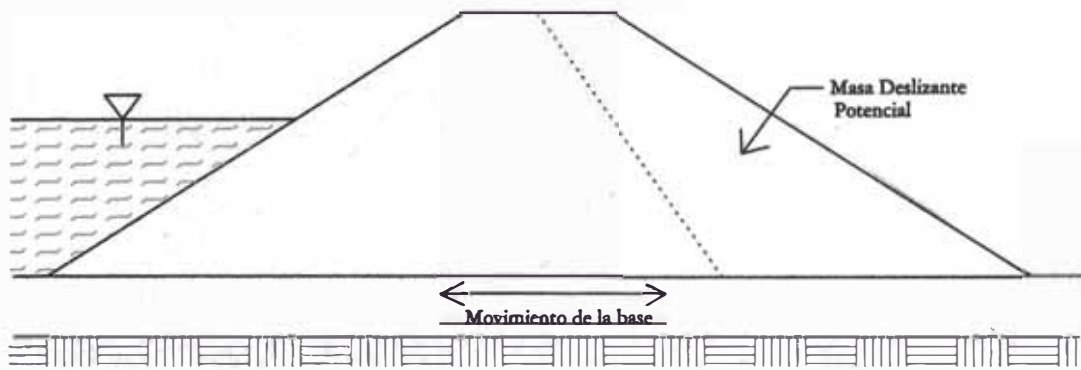


a. Prueba de Corte Torsional Cíclico de Deformación Controlada

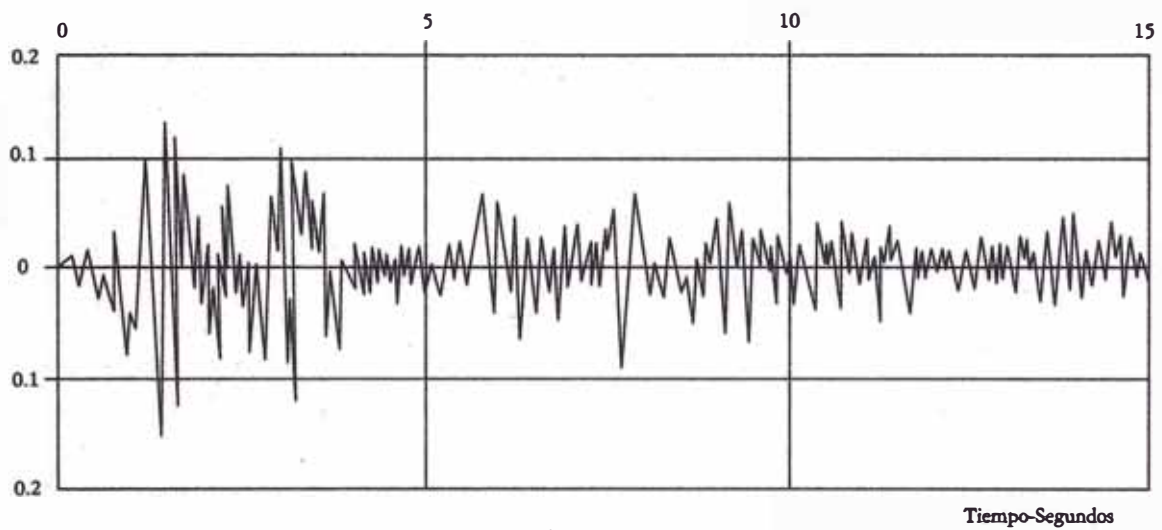


b. Prueba de Corte Simple Cíclico de Esfuerzo Controlado

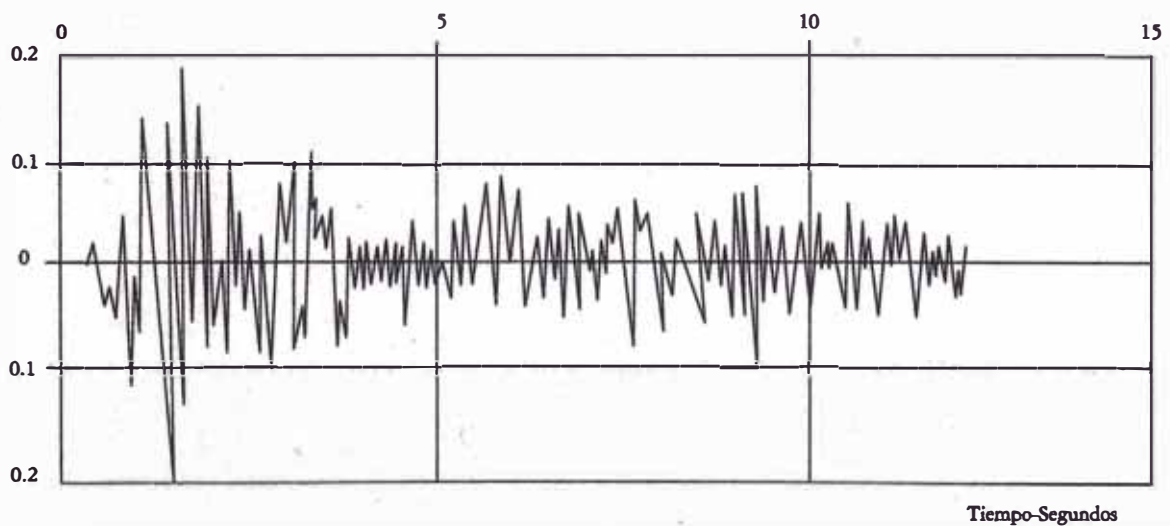
Figura 5.5 PRUEBAS CICLICAS SOBRE ARENAS SATURADAS EN VOLUMEN CONSTANTE



a. Presa y la Masa Deslizante Potencial



b. Movimiento Estimado en la Base



c. Variación del Coeficiente Sísmico sobre la Masa Deslizante Potencial

Figura 5.6 ANALISIS DE LA RESPUESTA DE LA PRESA A LOS MOVIMIENTOS SISMICOS EN EL SUELO

- 2.- Se recomienda también que los *coeficientes sísmicos dinámicos* sean calculados para cuñas triangulares con su ápice en la corona y sus bases horizontales a diferentes cotas (Ver **Figura 5.6b**), luego estos resultados sean expresados como un número equivalente de ciclos de fuerzas sísmicas uniformes.

Al aplicar este tipo de análisis se puede observar:

- 1.- Que los valores de los *coeficientes sísmicos* aumentan con el nivel creciente de la masa de deslizamiento potencial dentro del cuerpo de la presa y a la vez varían con la altura y características del material de la presa.
- 2.- Que también varían por la naturaleza de los movimientos del terreno.

Este tipo de información nos da las bases necesarias para el análisis de deformaciones y para la programación de los procedimientos de prueba de laboratorio.

Ultimamente con el avance de los sistemas de cómputo, ha permitido obtener una información del mismo tipo de forma más completa, empleando los **elementos finitos**.

Este tipo de análisis nos da una mayor información, porque se supera limitaciones de otros métodos al poder obtener:

- 1.- Los desarrollos de los *esfuerzos de corte y compresión*, y las maneras oscilantes de vibración;
- 2.- Los efectos de los componentes horizontal y vertical del movimiento de la base;
y
- 3.- Considerar secciones no homogéneas o sistemas presa-cimentación.

Logrando con esto:

- 1.- El análisis de la *historia tiempo completo* de los desplazamientos, velocidades, aceleraciones, deformaciones, y esfuerzos en los *puntos nodales* del sistema.
- 2.- La determinación de los *coeficientes sísmicos* que expresan las fuerzas de inercia sobre cualquier sección de la presa.
- 3.- El trazo de la *historia tiempo* de cualquier reacción característica que se desea.

De otro lado también se ha reconocido que la *resistencia del suelo* o material que forma la presa, es afectada por los efectos sísmicos; esto quiere decir que esfuerzos pequeños pueden causar fallas que no fueron causadas antes por esfuerzos mucho mayores. De acuerdo a este reconocimiento la resistencia del suelo durante los terremotos puede ser diferente a aquel que se determinó bajo condiciones estáticas o de carga momentánea, siendo una función de la *historia tiempo total* de los esfuerzos desarrollados durante un sismo.

5.5.2 ANÁLISIS DE DEFORMACION DE LA PRESA

Para evaluar las deformaciones de la presa, Newmark (1965), ha sugerido un enfoque analítico para materiales plasto-rígidos, el cual envuelve la determinación de la *Aceleración de Cedencia (Kyg)*. Cuando esta aceleración es excedida empezará el cálculo de los desplazamientos que se desarrollan. Una de las limitaciones de este enfoque es que cuando se desarrollan *Presiones de Poro* a causa de las deformaciones de corte es difícil determinar valores apropiados de la *Aceleración de Cedencia*; así mismo muchos suelos no presentan un valor definido de esta aceleración.

Un enfoque más conveniente es el siguiente:

- 1.- La determinación de las fuerzas que actúan sobre los elementos del suelo dentro de una presa tanto antes como durante un terremoto.
- 2.- El someter a muestras típicas del material en el laboratorio a la misma secuencia de cambios de esfuerzo experimentados por los elementos correspondientes en el campo y observando las deformaciones resultantes.
- 3.- Calcular las deformaciones del talud a partir de las deformaciones observadas de los elementos del suelo.

De este modo consideraremos:

- 1.- La *historia tiempo* de las fuerzas desarrolladas en la presa o taludes durante un terremoto.
- 2.- El comportamiento del suelo bajo condiciones de carga sísmica simuladas.
- 3.- La necesidad de la evaluación de las deformaciones en la presa antes que el *Factor de Seguridad*.

5.6 **ANÁLISIS DEL DESARROLLO DE LICUACION EN PRESAS DE RELAVES**

En una presa en un determinado momento la distribución de *Esfuerzo Estático* a lo largo de una sección dependerá sólo de la altura del nivel freático y de la altura de la presa. La resistencia al corte a través de cualquier sección será el resultado de la sumatoria de la resistencia friccionante más la resistencia por cohesión del suelo.

Cuando esta presa es expuesta a un terremoto, se producirán deformaciones por corte que ocasionarán el aumento de las *Presiones de Poro* dentro de la estructura, las que a la vez disminuirán los *Esfuerzos Normales Efectivos (σ')* dentro de la estructura.

Si la *Presión de Poros* excede a la Presión Normal Total en un punto, la resistencia friccionante será negativa, lo que supone que la resistencia dependerá sólo de la cohesión del suelo; si la cohesión es cero, se supone que el cuerpo habrá perdido toda la resistencia al corte, y se comportará como un fluido viscoso.

Un análisis dinámico por licuación a lo largo de la base de una presa es expuesta a continuación, para lo cual se sigue el siguiente procedimiento:

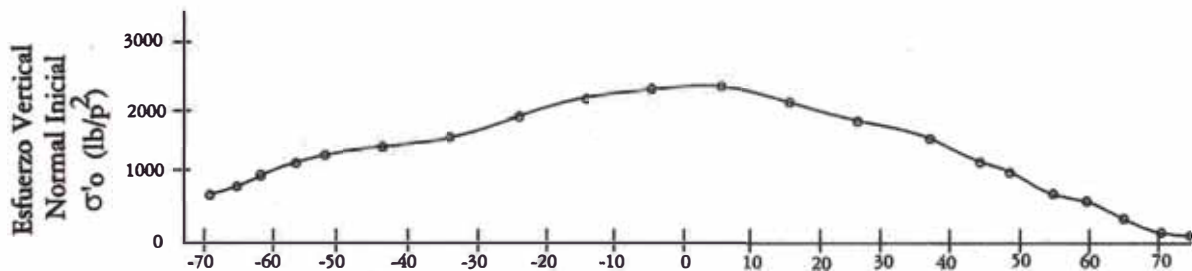
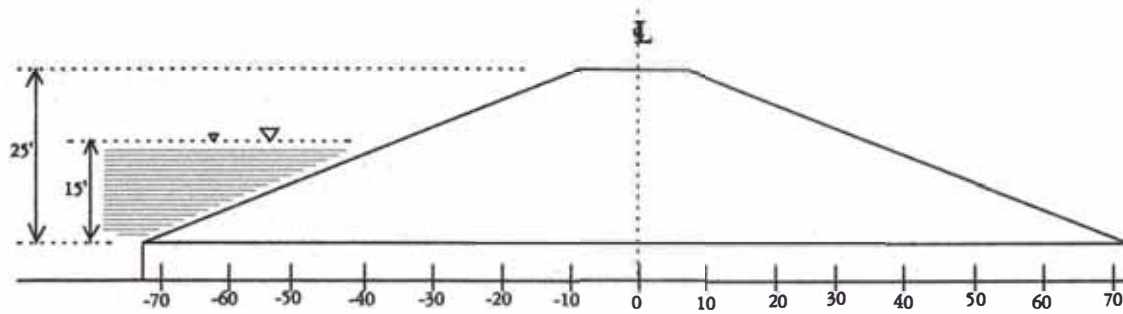
- 1.- Determinar la distribución de esfuerzos iniciales a lo largo de su base, a) El *Esfuerzo Vertical Normal Inicial* σ'_0 (**Figura 5.7a**), *Esfuerzo de Corte* τ_0 (**Figura 5.7b**) y la *Relación de Esfuerzos* τ_0 / σ'_0 (**Figura 5.7c**).
- 2.- Luego mediante la prueba de especímenes en laboratorio determinamos las magnitudes de los esfuerzos cíclicos que motivarán la falla o la licuación del espécimen después de un determinado número de ciclos de esfuerzos, con esfuerzos iniciales iguales a las determinadas en el paso 1. En la **Figura 5.8** se presentan esfuerzos cíclicos hallados que motivan la falla en dos ciclos, para diferentes relaciones de esfuerzo de corte/esfuerzo normal.
- 3.- A continuación evaluamos los esfuerzos de corte cíclico que serán inducidos por el sismo en los elementos del suelo, en la sección elegida. Esto se logra utilizando el análisis de **elementos finitos** considerando los movimientos en la sección de estudio (base) que afectan la presa y las propiedades de los materiales de la presa y sus cimientos.
- 4.- El cuarto paso consiste en comparar la magnitud de los esfuerzos inducidos por el sismo y aquellos que motivaron la falla en las pruebas de laboratorio, para determinar la posibilidad de una falla o la licuación de los elementos a lo largo de la base de la presa. En la **Figura 5.9** se presenta tal comparación de los esfuerzos desarrollados durante los primeros 2 segundos del terremoto, empleando la información obtenidas en los pasos 2 y 3.

Los esfuerzos inducidos por el sismo, varían en el tiempo, y en el momento que estos sean mayores a los esfuerzos de corte resistente obtenidos en el laboratorio, se producirá la licuación del suelo. En la **Figura 5.10**, se puede apreciar la licuación progresiva a lo largo de la base de la presa durante un terremoto.

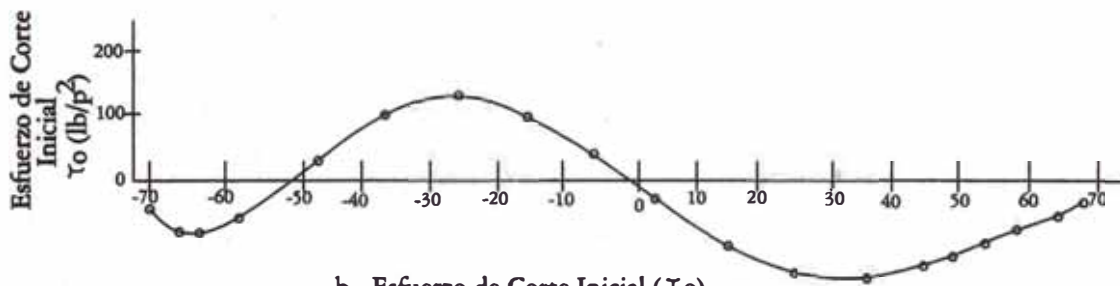
5.6.1 FALLA DE LA PRESA POR LICUACION

De las **Figuras 5.9 y 5.10** se puede observar que para la sección analizada la parte resistente es aquella donde el esfuerzo de corte resistente es mayor que el esfuerzo de corte inducido por el sismo, es decir aquellas zonas donde no se ha presentado la licuación. La presa no fallará, mientras que la parte no licuada sea capaz de resistir las fuerzas motoras actuantes.

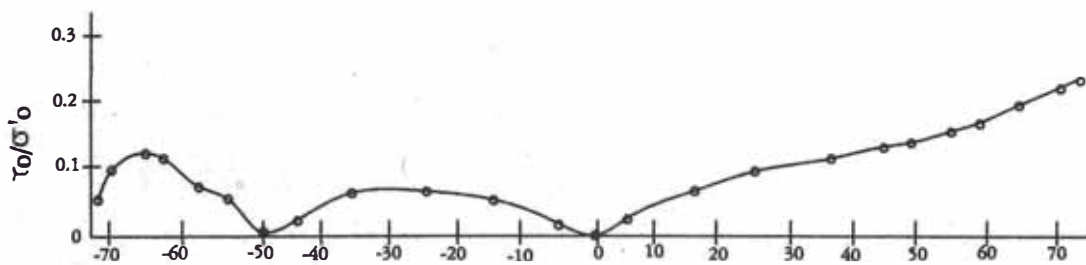
Teniendo las *Presiones de Poro* en cualquier momento del terremoto, en los diferentes puntos de una presa podremos determinar las zonas en que se ha producido la licuación y luego trazar secciones genéricas, hasta lograr el *Factor de Seguridad Mínimo* (resistencia total de la sección ante las fuerzas actuantes motoras), dependiendo de que si este factor es mayor o menor que la unidad podrá decirse que la presa fallará o no.



a. Esfuerzo Vertical Normal Inicial ($\sigma'o$)



b. Esfuerzo de Corte Inicial (τ_o)



c. Relación de Esfuerzos ($\tau_o/\sigma'o$)

Figura 5.7 ESFUERZOS INICIALES EN LA BASE DE LA PRESA

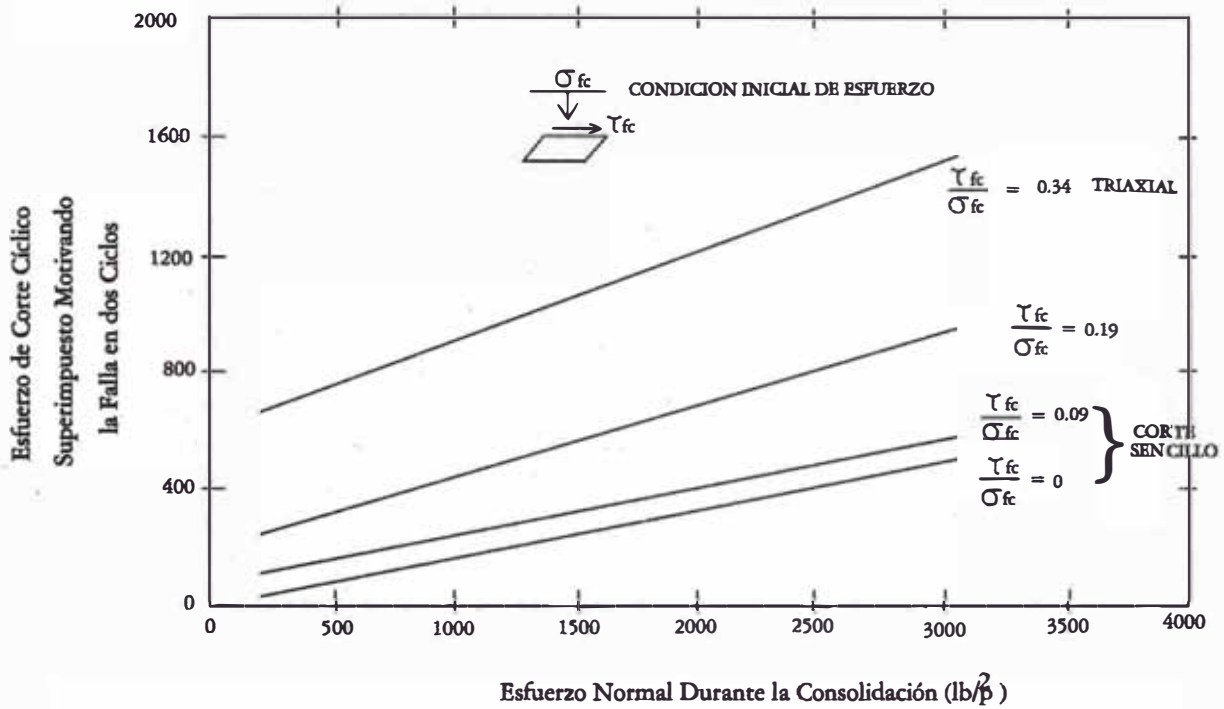


Figura 5.8 ESFUERZO DE CORTE CICLICO IMPUESTO AL SUELO QUE MOTIVAN LA FALLA EN DOS CICLOS EN CONDICIONES DE ESFUERZO INICIAL DIFERENTES

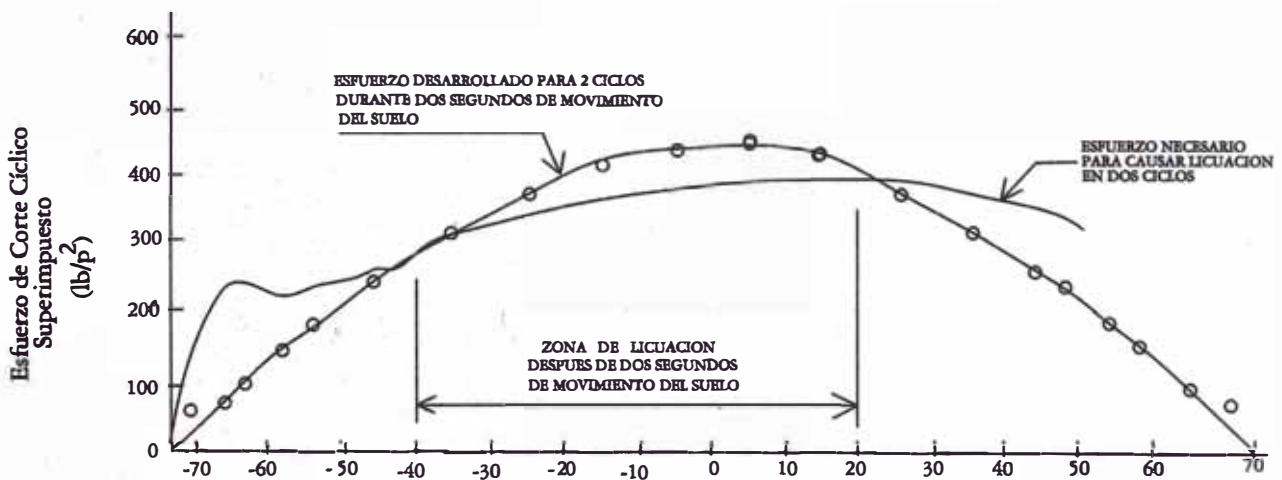


Figura 5.9 ANALISIS DE LA LICUACION PROGRESIVA EN UNA PRESA

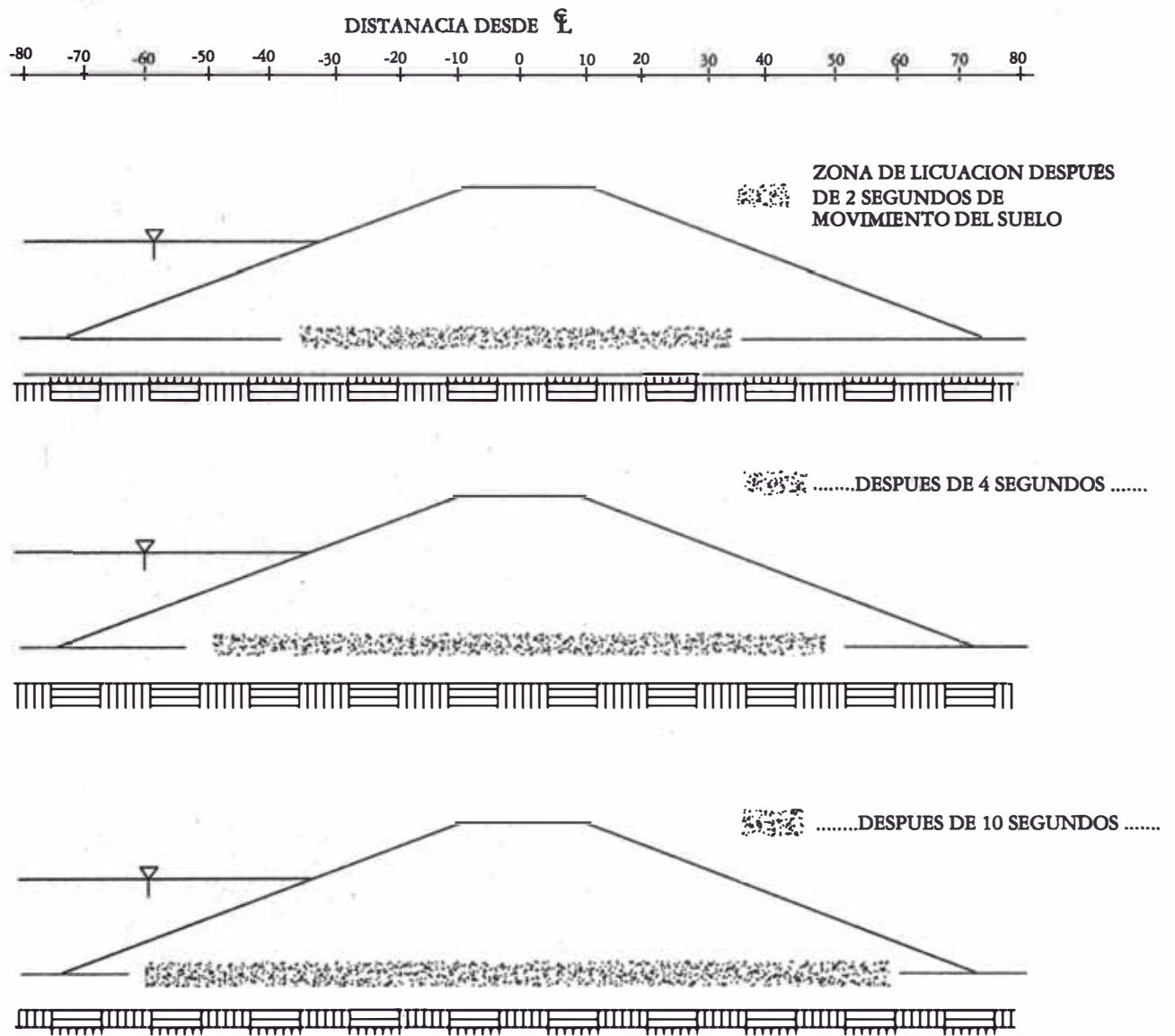


Figura 5.10 LICUACION PROGRESIVA A LO LARGO DE LA BASE DE UNA PRESA

5.7 NUEVOS CONCEPTOS PARA EL ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO SISMICO DE PRESAS DE RELAVES

Entre los nuevos conceptos propuestos para analizar el posible comportamiento de suelos no cohesivos sueltos y muy sueltos ante sollicitaciones sísmicas está la teoría del estado firme de deformación. Los resultados de pruebas triaxiales no drenadas sobre suelos arenosos saturados (llamada también la prueba de Castro) muestran que la trayectoria de esfuerzos sigue una curva similar a la mostrada en la **Figura 5.11**.

De la **Figura 5.11** se aprecia que la trayectoria de esfuerzos comienza en el eje p y avanza hacia la izquierda hasta llegar a un punto donde el valor $q_{m\acute{a}x}$, para luego seguir hacia la izquierda con los valores tanto de p como de q decreciente, hasta llegar a un punto s , que pertenece a la "envolvente de estado firme". A partir de este nivel de esfuerzos la muestra se deforma continuamente, y entra en un estado firme de deformación.

Los resultados de compresión triaxiales con deformación controlada no drenada muestran que el suelo se puede comportar de cuatro maneras diferentes en función del estado inicial del suelo, densidad, y presión de confinamiento inicial. Los comportamientos observados son como sigue (Ver **Figura 5.12**):

- 1.- El esfuerzo de corte se incrementa hasta un valor máximo y luego repentinamente cae hasta un valor residual igual a cero. La *Presión de Poros* de agua siempre se incrementa hasta alcanzar la presión de confinamiento inicial. Por lo que, la trayectoria de esfuerzos efectivos está siempre yendo a la izquierda hasta alcanzar el origen.
- 2.- El esfuerzo de corte se incrementa hasta un valor máximo y repentinamente cae hasta una resistencia mínima y entonces, luego de alguna deformación, lentamente empieza a incrementarse nuevamente. Después del pico, la trayectoria de esfuerzos efectivos va hacia el origen hasta un valor mínimo de p' y bruscamente voltea a la derecha y empieza a ascender. Este codo en la trayectoria de esfuerzos efectivos se conoce como el "momento de transformación de fase".
- 3.- El esfuerzo de corte se incrementa casi linealmente y repentinamente disminuye su pendiente, después del cual comienza incrementarse hasta alcanzar su máximo valor. La trayectoria de esfuerzo efectivo crece a la izquierda hasta el momento de transformación de fase donde voltea a la derecha y crece hasta un valor último.
- 4.- El esfuerzo de corte se incrementa a velocidades cada vez menores hasta llegar a su último valor. La trayectoria de esfuerzo crece hacia la derecha y el momento de transformación de fase no es clara.

Basado en este comportamiento de suelos arenosos sueltos no drenados sujetos a cargas sin drenar, se ha encontrado dos parámetros que anticipan estos resultados.

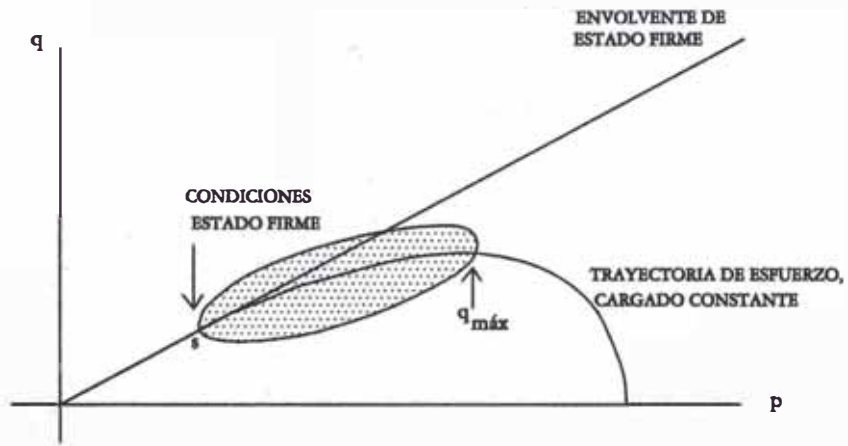


Figura 5.11 TRAYECTORIA DE ESFUERZO EN LA PRUEBA DE CASTRO

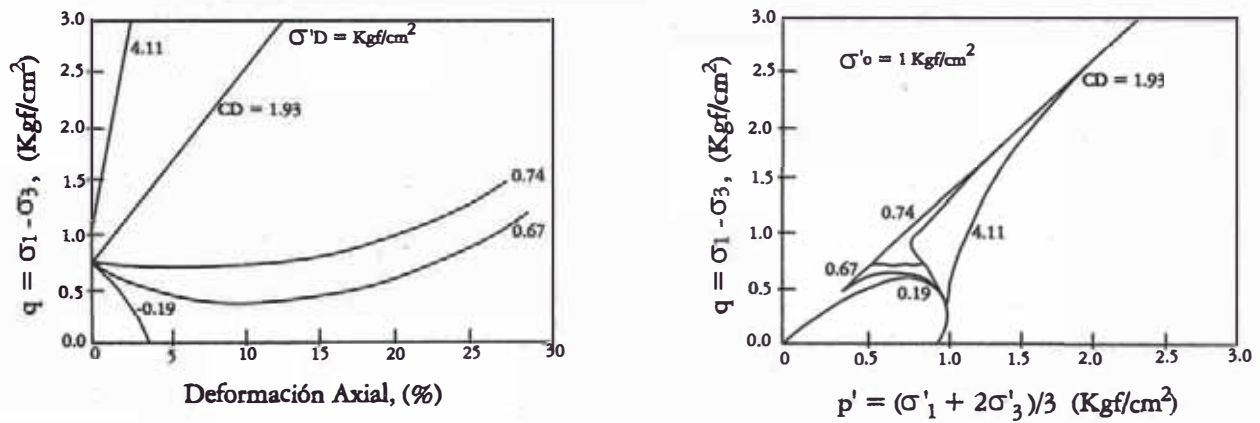


Figura 5.12 RESULTADO DE PRUEBAS TRIAXIALES DE COMPRESION NO DRENADO DE DEFORMACION CONTROLADA

- 1.- El parámetro **n**, que indica la capacidad inherente del suelo a ser susceptible a licuación.
- 2.- El parámetro de estado **CD**, que indica el comportamiento general de un suelo arenoso, que toma en cuenta el estado inicial de densidad y presión de confinamiento, que sustituye al parámetro básico densidad relativa.

5.7.1 DETERMINACION DEL PARAMETRO "n"

Este parámetro se obtienen a partir de las curvas de consolidación isotrópica en el estado más suelto y en el más denso que la arena puede alcanzar y la curva de línea de estado firme. Su cálculo es como sigue:

- 1.- A partir de pruebas **CU**, sobre muestras de un suelo a diferentes relaciones de vacíos y presión de confinamiento efectivo (σ'_o), se obtiene la línea de estado firme, la cual está formada por los diferentes puntos donde se alcanza la resistencia residual mínima para una relación de vacíos y presión de confinamiento inicial dada (**Figura 5.13**).
- 2.- La determinación de las curvas de consolidación isotrópica para el estado más suelto (**ILS**) que vienen a definir el límite sobre el cual la relación **e-p'** no puede existir, y para el estado más denso (**IDS**) que es el límite inferior que la arena puede alcanzar. La curva **ILS** se determina a partir de la curva de consolidación isotrópica para el espécimen más suelto llevándola a la relación de vacío máxima en esfuerzo principal cero. La curva **IDS** es representada por una línea horizontal a la altura de la relación de vacíos mínima.
- 3.- El gráfico de las tres líneas en un plano Esfuerzo Principal Vs. Relación de Vacíos (**Figura 5.14**), nos permite definir dos áreas, **Ad** y **Ac**. El esfuerzo principal crítico **p'_c** es ubicado donde la línea de estado firme se intersecta con la curva isotrópica para el estado más denso. El área **Ac** corresponde a la región donde se desarrollará presión de agua de poro positiva bajo corte no drenado en el suelo, y **Ad** representa la región donde se generará presión de agua de poro negativo debido a dilatación bajo cargado no drenado en el suelo. Estas áreas deben ser evaluadas hasta un valor **p'_{máx}**, que representa el nivel máximo de presión esperada en el campo.
- 4.- Se define el parámetro "**n**" como:

$$n = Ac / (Ac+Ad) \text{ ----- (5.2)}$$

El valor de "**n**" más alto indica que este suelo es más susceptible a la licuación.

Este parámetro es útil en la selección de materiales disponibles para rellenos hidráulicos. En el **Cuadro 5.2** presentamos los valores hallados para diferentes suelos arenosos, para un valor de **p'_{máx}** igual a 6 Kgf/cm².

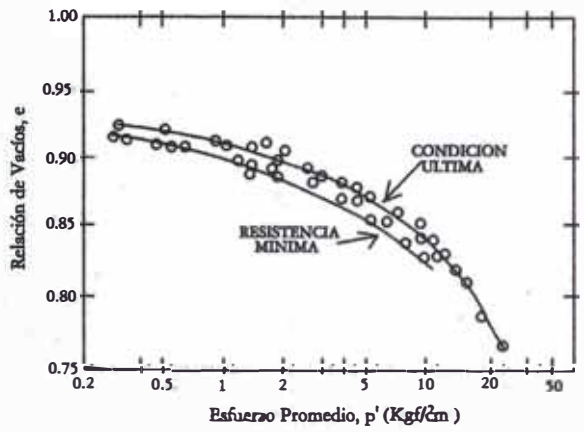


Figura 5.13 LINEAS DE ESTADO LIBRE

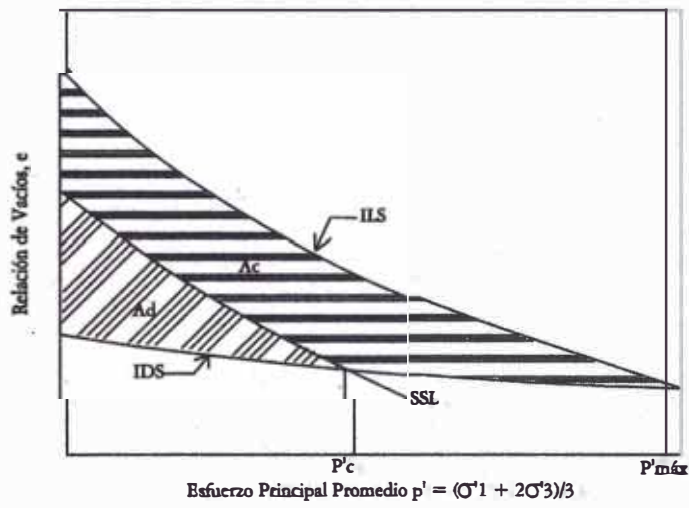


Figura 5.14 CURVA CARACTERISTICA EN EL PLANO e-p'

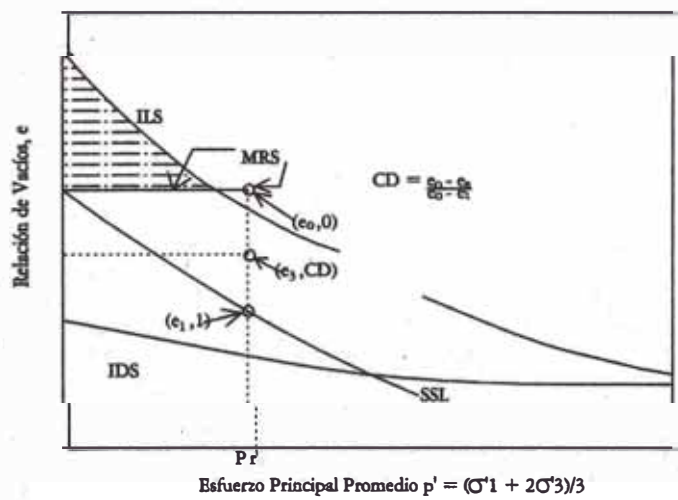


Figura 5.15 DEFORMACION DEL PARAMETRO DE ESTADO CD

CUADRO 5.2
VALORES DE PARAMETRO n

Suelo (D ₅₀ mm)	% Finos	n
Arena de Kizugawa (0,29)	0	0,32
Arena de Kizugawa (0,20)	22	0,89
Arena de Kosaka (0,44)	0	0,42
Arena de Chiba (0,15)	3	0,39
Arena de Toyura (0,18)	0	0,44
Arena de Kosaka (0,40)	9	0,55
Arena de Chiba (0,14)	18	0,52
Arena de Kiyosu (0,30)	0	0,63
Arena de Kiyosu (0,29)	9	0,49

Fuente: Verdugo,R.; Ishihara,K.; and Towhata,I.; "Steady State Line as a Reference State" IX Congreso Panamericano, Págs. 1083-1090

5.7.2 DETERMINACION DEL PARAMETRO DE ESTADO "CD"

A partir de la **Figura 5.14** se traza la **Figura 5.15**, en el cual la curva **MRS** representa el lugar geométrico de estados iniciales que genera la resistencia residual mínima, la zona sombreada representa la región donde la resistencia residual es siempre cero.

La línea de estado firme y la línea **MRS** son usadas para caracterizar el comportamiento drenado de un suelo arenoso. A lo largo de la línea de referencia **MRS** el parámetro de estado **CD** tiene el valor cero y a lo largo de la línea de estado firme igual a uno.

Para cualquier valor inicial de $p' = p'_r$, se tienen dos relaciones de vacíos: e_0 sobre la línea de referencia **MRS** donde el parámetro **CD** es igual a cero y el sobre la línea de estado firme donde **CD** es igual a uno. Para la relación de vacíos actual de un suelo arenoso bajo la presión principal p'_r , el parámetro de estado **CD** será igual a:

$$CD = (e_0 - e_a) / (e_0 - e_1) \text{-----} \quad (5.3)$$

Un valor negativo de **CD** significa que el suelo tendrá un comportamiento completamente contractivo con resistencia residual cero, mientras un valor alrededor de 0,7 indica la transmisión de relaciones esfuerzo-deformación con caída en la resistencia y relaciones esfuerzo-deformación que se incrementa monótonamente. Un valor mayor que 1,0 está asociado con comportamiento dilatativo.

CAPITULO 6

DISEÑO SISMICO DE PRESAS DE RELAVES

6.0 DISEÑO SISMICO DE PRESAS DE RELAVES

6.1 INTRODUCCION

El estudio de sismicidad para la evaluación de la Estabilidad Física de depósito de relaves, tiene por finalidad determinar los niveles de la actividad sísmica que se presentaron dentro del área de influencia sísmica, donde se encuentra ubicado el depósito de relaves de Austria Dúvaz; y por este medio poder conocer las aceleraciones que podrían presentarse en el lugar a nivel del basamento rocoso. Los valores de estas aceleraciones son utilizadas en el análisis de respuesta sísmica y para estimar los coeficientes sísmicos en el análisis pseudo-estático.

6.2 EVALUACION DE LA SISMICIDAD DEL AREA DEL PROYECTO

Si nos encontramos en zonas altamente sísmicas debemos tener en cuenta en la planificación y diseño, los posibles efectos de las cargas sísmicas en el comportamiento de las presas.

Existen muchos métodos para la evaluación de la sismicidad de un lugar que emplean relaciones empíricas entre la magnitud de los sismos y los efectos que pueden producir sobre estructuras que se encuentran dentro del área de acción del terremoto. Así en **Figura 6.1** se muestra uno de este tipo de relaciones entre la magnitud del sismo (M), la distancia epicentral y el comportamiento probable de la estructura.

Otra manera de evaluar la sismicidad de un lugar es por la determinación de un *Sismo de Diseño (SD)* que probablemente ocurra dentro del área proyecto. El sismo de diseño para una presa de relaves puede ser evaluado por dos métodos: *determinístico y probabilístico*. Para ambos métodos primero deben ser estudiadas la tectónica y geología de la región a fin de establecer zonas sismotectónicas, y para determinar las fallas activas. En el enfoque probabilístico los datos de sismos pasados son usados para obtener relaciones de ayuda para eventos sísmicos dentro de cada zona isotectónica, y/o a lo largo de alguna falla activa que podría ser capaz de producir un terremoto en la región donde se ubica la presa proyecto.

Los parámetros básicos de sismicidad de un determinado lugar son:

- 1.- La distancia probable desde el origen del sismo al área en estudio (distancia epicentral R).
- 2.- La magnitud máxima (M) del terremoto que afecta la estabilidad del depósito de relaves.
- 3.- Su duración expresada en número de ciclos equivalente promedio (N_{eq}).
- 4.- La aceleración horizontal máxima ($a_{m\acute{a}x}$)

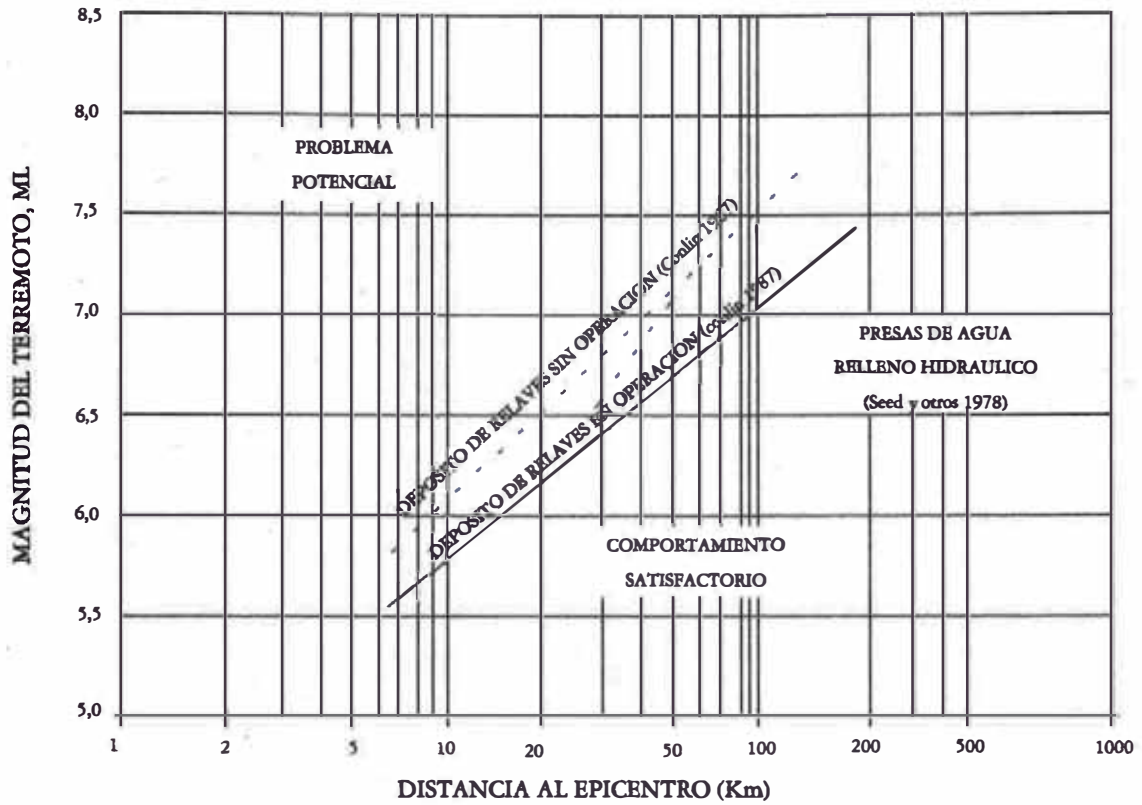


Figura 6.1 RELACION EMPIRICA ENTRE EL DAÑO Y EL SISMO

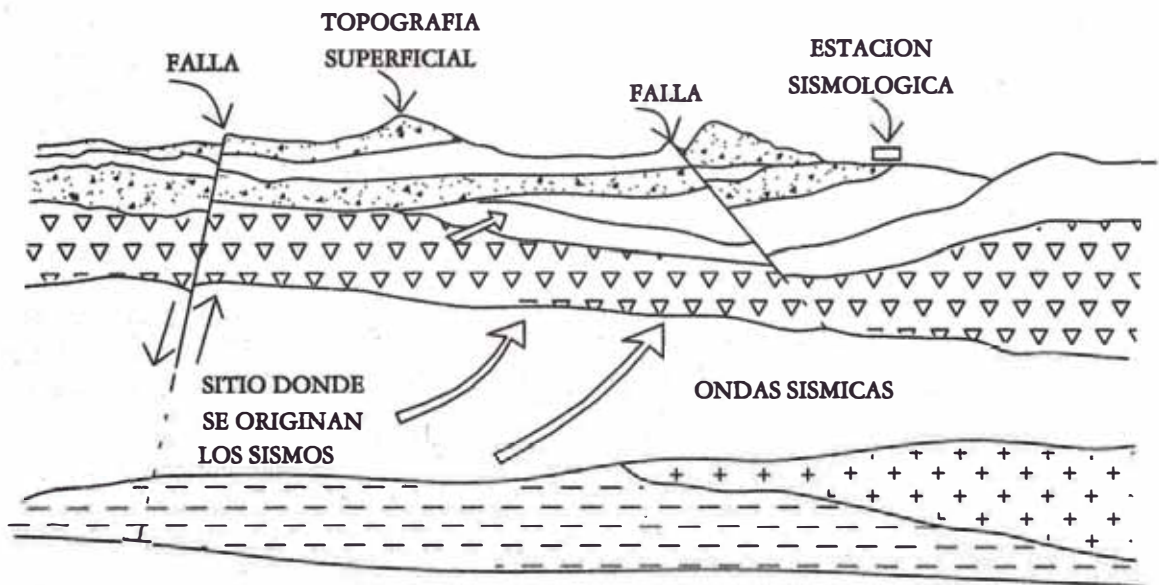


Figura 6.2 ORIGEN Y TRANSMISION DE ONDAS SISMICAS A TRAVES DE UNA GEOLOGIA TIPICA

6.2.1 DETERMINACION DE LA DISTANCIA EPICENTRAL (R)

Las ondas sísmicas son producidas por la liberación de energía, por la interacción entre las Placas Tectónicas y por la presencia de fallas activas (**Figura 6.2**). Por lo que mediante un estudio de la sismicidad puede ser determinada la localización del hipocentro puntual probable. En lugares donde se cuenta con datos de sismos pasados medidos instrumentalmente, podemos hacer gráficos de Intensidad o Magnitud Vs. Distancia Epicentral, para luego hallar la Distancia Epicentral (R) para diferentes magnitudes. En muchos lugares ya se cuenta con estos gráficos. El radio de influencia de un sismo es considerado 300 Km.

6.2.2 CALCULO DE LA INTENSIDAD SISMICA

Se entiende por intensidad sísmica en un punto, la fuerza con que en él se experimenta los efectos del terremoto. Probablemente sea el parámetro de tamaño de mayor interés en Ingeniería y se obtiene estimando cualitativamente los daños producidos por el terremoto. Su uso se inició con los trabajos de Rossi y Forel en Italia y Suiza, respectivamente, a finales del Siglo XIX. Desde entonces se han desarrollado varias escalas que evalúan los efectos de los terremotos de una manera estrictamente cualitativa.

Actualmente, las escalas más utilizadas para medir la intensidad sísmica son la Mercalli Modificada (MM) y la MSK. La primera fue propuesta por Mercalli en 1902 y modificada por Wood y Newman en 1931 y Richter en 1956. La segunda se debe a los trabajos de Medved, Sponheuer y Karnic en 1967. Ambas escalas tienen XII grados y son muy similares, siendo la primera más utilizada en América y la segunda en Europa. Además, existen otros escalares de uso más local (como la de la Agencia Meteorológica de Japón, JMA), o las que ya sólo tienen interés histórico (escalas Rossi-Forel y Mercalli-Cancani-Sieberg). La **Figura 6.3** resume la equivalencia entre ellas.

La representación sobre un mapa de las intensidades correspondientes a un sismo permite resumir todo los datos macrosísmicos y dibujar las isosistas; curvas que separan áreas con igual intensidad. Su trazado facilita información acerca de la posición más probable del epicentro (dentro del área de mayor intensidad) y su profundidad (a un sismo más profundo le corresponderá una menor disminución de la intensidad con la distancia a la zona de máximos daños). Igualmente, la desviación de la forma de las isosistas de la distribución circular (que correspondería a un foco puntual y un medio homogéneo), informa acerca de la longitud y orientación de la ruptura y la influencia de las características locales de los suelos.

En la estimación de la intensidad sísmica se suele utilizar dos parámetros: La intensidad máxima, $I_{m\acute{a}x}$, y la intensidad epicentral I_0 . Estos parámetros no siempre coinciden espacialmente ya que los máximos de intensidad observada pueden situarse fuera de la región epicentral. I_0 suele ser tomado como medida del terremoto. La inmensa mayoría del daño ocasionado por los terremotos corresponde

a sismos con intensidad superior a VII en la escala MM. Esta escala señala los daños a cuatro tipos de construcción clasificados de acuerdo con los materiales empleados y la calidad de ejecución.

MODIFIED MERCALLI	ROSSI FOREL	JMA	MERCALLI CANCANI SIEBERG	MEDVEDEV SPONHEUER KARNIK	
I	I	I	II	I	
II	II		III	II	
III	III		IV	IV	III
IV	IV		II	V	IV
V	V		III	VI	V
VI	VI		IV	VII	VI
VII	VII		V	VIII	VII
VIII	VIII	VI	IX	VIII	
IX	IX		X	IX	IX
X	X		XI	X	X
XI			XII	XI	XI
XII			VII	XII	XII

Figura 6.3 ESCALAS DE INTENSIDAD SISMICA Y SU EQUIVALENCIA (Reiter, 1990)

Los daños de la mampostería de adobe (Tipo D) se inician con el grado VII que señala la transición de temblor a terremoto en la terminología de algunos países iberoamericanos. Por su parte, la escala MSK distingue tres tipos de construcción. Los de clase A utilizan muros de mampostería en seco o con barro, adobe o tapial; los de tipo B se caracterizan por el ejemplo de muros de ladrillo, mampostería con mortero y entramado de madera, y los de tipo C son los edificios con estructura metálica o de hormigón armado. En esta escala los daños para las construcciones del tipo A son ligeros en el grado V y graves en el VII. El grado IX corresponde a la destrucción de las construcciones de tipo B, al pánico general, y a la posible presencia de licuación. Como resumen cabe decir que, aproximadamente, los grados del I-VI corresponden a temblores, es decir temblores pequeños; VII y VIII indican terremotos medianos, y IX-XI sismos grandes. El grado XII señala destrucción total en las estructuras.

El principal inconveniente de la intensidad es que su evaluación es, en gran medida, subjetiva. Además, la separación entre dos grados consecutivos no es uniforme a lo largo de la escala y la atribución de uno u otro valor a un terremoto concreto no es, a veces, fácil. Tampoco tiene en cuenta la variación en las condiciones del emplazamiento por lo que la evaluación de los daños puede ser equívoca. Sin embargo, la intensidad tiene un gran interés para el ingeniero en cuanto es una medida de la fuerza del movimiento del terreno y del grado con que la vibración es sentida. Además, es el único parámetro de tamaño aplicable directamente a la época no instrumental. Por todo ello, buena parte de los estudios de peligro sísmico se han realizado utilizando este parámetro que continúa plenamente vigente.

La atenuación de la intensidad con la distancia, que puede estimarse a partir de los mapas de isosistas, es otro parámetro de gran importancia para la estimación de la peligrosidad. La expresión más general para esta relación es:

$$I = I_0 - a \log R / H - b (R - H) \text{ ----- (6.01)}$$

Siendo I la intensidad en el punto considerado; I_0 la intensidad epicentral; R la distancia hipocentral y H la profundidad del foco. Los coeficientes "a" y "b" se relacionan respectivamente con la atenuación por expansión geométrica y con la absorción anelástica introducida por el medio.

Otro tipo de relación de gran importancia en Ingeniería sísmica en la que vincula la intensidad con la aceleración horizontal máxima (Trifunac y Brady, 1975). Como no es frecuente disponer de datos de intensidad y aceleración correspondientes a un mismo sismo, las relaciones establecidas para una zona se extrapolan muchas veces a otras de características sismotectónicas similares, pero esta práctica debe ser realizada con mucha precaución.

La **Figura 6.4** representa la distribución de intensidades sísmicas en el Perú, obtenida por Alva y otros (1984).

Otras expresiones correlacionan la intensidad, con la magnitud del sismo, la aceleración y velocidad horizontal máxima del terreno:

6.2.2.1 Determinación de la Intensidad Epicentral

Cuando se cuenta con datos históricos, la *Intensidad Epicentral* (I_0), puede ser calculada usando la expresión siguiente:

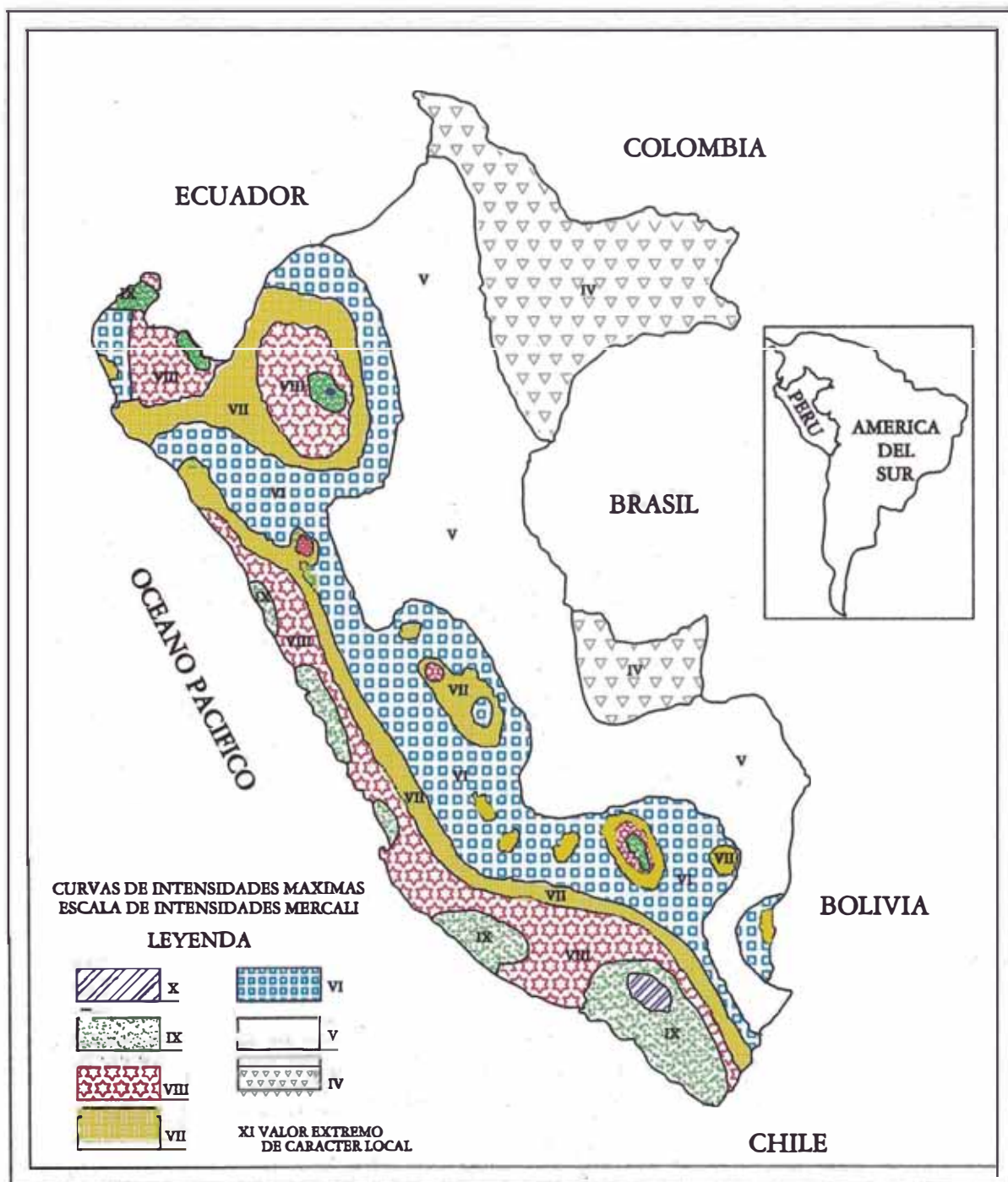
$$M = 0,55 I_0 + 1,63 \text{ y ----- (6.02 a)}$$

$$M = 0,59 I_c + 1,18 \text{ ----- (6.02.b)}$$

Donde: M es la *Magnitud del Sismo*, e I_0 es la *Intensidad Epicentral* (MM).

6.2.2.2 Determinación de la Intensidad Sísmica en la zona del proyecto

La *Intensidad Sísmica* (I) en la zona del proyecto, puede ser determinada usando la



**Figura 6.4 DISTRIBUCION DE LAS MAXIMAS INTENSIDADES
SISMICAS OBSERVADAS EN EL PERU**

expresión siguiente:

$$\text{Log } a_{\text{máx}} = 0,014 + 0,30 I \quad (6.03)$$

Donde: $a_{\text{máx}}$ es la aceleración del terreno horizontal máxima en cm/seg^2 para $IV < I_s < X$, e I es la intensidad (MM) en el lugar.

También podemos usar la relación sugerida por Esteva y Rosenblueth:

$$I = \text{Log} (14 V_{\text{máx}}) / \text{Log} 2 \quad \text{-----} \quad (6.04)$$

Donde: $V_{\text{máx}}$ es la velocidad máxima del terreno e I es la intensidad sísmica en el lugar.

6.2.3 CALCULO DE LA MAGNITUD SISMICA

A diferencia de la intensidad, es una medida instrumental que se relaciona con la energía sísmica liberada en el foco y transmitida por ondas sísmicas. La magnitud es una constante que no depende del lugar de observación. Como mide la energía transmitida por las ondas sísmicas, este parámetro, en sus diferentes escalas, se relaciona directa o indirectamente con las amplitudes de las fases registradas.

La magnitud fue inicialmente definida por Richter (1935) para los terremotos del Sur de California como el logaritmo decimal de la máxima amplitud expresada en micrones (10^{-6} m), del registro obtenido en un sismógrafo Wood-Anderson a una distancia de 100 Km. Matemáticamente es la diferencia entre los logaritmos de máxima amplitud de la traza y del término de corrección de la distancia, que se deduce empíricamente. El sismógrafo de torsión Wood-Anderson tienen un período propio de 0,85 s, una amplificación de 2 800 y un factor de amortiguamiento igual a 0,8.

La generación de la escala de magnitud Richter a terremotos locales ocurridos en zonas diferentes que el Sur de California y registrados con otros tipos de sismógrafos ha dado lugar a la magnitud local M_L . En algunos casos se ha propuesto expresiones obtenidas correlacionando fases como la L_g (Brune y Allen, 1967) o amplitudes máximas de acelerogramas (Espinoza, 1989; Roca, 1990), con los valores que se obtendría utilizando un equipo Wood-Anderson. En esta línea Kanamori y Jennings (1978) han desarrollado un procedimiento para producir sismogramas Wood-Anderson a partir de acelerogramas, de forma que es posible evaluar la magnitud M_L de sismos de los que se ha obtenido registros de aceleración. Para concluir este punto es importante subrayar que la magnitud de Richter evalúa la energía sísmica vinculada a las altas frecuencias, por lo que es particularmente interesante en Ingeniería.

Para los sismos más alejados se define dos tipos de magnitud: m_b y M_s según se mida la amplitud de ondas internas (generalmente P) o de ondas superficiales (Ondas Rayleigh de aproximadamente 20 s de periodo). La escala m_b se utiliza

preferentemente para terremotos regionales y lejanos de magnitud inferior a 6,5 o de gran profundidad, ya que en ambos casos no se generan ondas superficiales de suficiente amplitud. Esta escala estima la energía en el rango de períodos próximos a 1 s. A su vez, la magnitud M_s mide la energía correspondiente a período de 20 segundos. Para los terremotos de magnitud moderada, la relación empírica entre ambas escalas es:

$$m_b = 2,5 + 0,63 M_s \quad \text{-----} \quad (6.05)$$

Un valor de M_s igual a 1,5 correspondiente al sismo más pequeño que puede ser sentido en la zona epicentral a otro igual a 3 a los que se sienten hasta una distancia de 20 Km. un evento de M_s igual 4,5 produce un daño pequeño en las proximidades del epicentro y uno de 6 es destructivo en un área limitada. Los de 7,5 están en el límite inferior de los grandes terremotos.

Para sismos pequeños y regionales se define la magnitud m_{bLg} que utiliza ondas L_g , cuyo período predominante es 1 s. Coincide con m_b medida a mayores distancia. Sin embargo, para magnitudes menores que 5, m_{bLg} tiende a ser mayor que M_L . En el Japón se utiliza la magnitud de la Agencia Meteorológica, M_{JMA} , basada en la medida de largos períodos.

Las escalas de magnitud se saturan a partir de un determinado valor debido, entre otros motivos, a que la respuesta del sismógrafo es limitada tanto para las amplitudes como para las frecuencias. La saturación tienen lugar aproximadamente hacia 6,5 para la escala m_b y en torno a 7,5 para la escala M_s . Esta limitación se supera con la escala M_w , introducida por Kanamori en 1977, que se basa en el Momento Sísmico Escalar M_o medido, por ejemplo, a partir de la zona plana del espectro de amplitudes. La relación es:

$$M_w = \frac{1}{1,5} \log M_o - 10,7 \quad \text{-----} \quad (6.06)$$

esta escala permite extender la evaluación del tamaño M_w igual 9,5. Este es el valor asignado al terremoto de Chile de 1960 ($M_s = 8,3$) que se originó en una dislocación de la placa de Nasca de aproximadamente $800 \times 200 \text{ Km}^2$. Le siguen importancia los terremotos de Alaska (1964) con $M_w = 9,2$ y el de las Islas Aleutianas 1957 con $M_w = 9,1$. El terremoto de San Francisco de 1906 alcanza un valor $M_w = 7,9$ (Sauter, 1989).

La saturación de los registros debida a la alta amplificación de los equipos registradores, ha movido a definir escalas de magnitud local basadas en la duración de la señal, t . Estas escalas, muy usadas en los estudios de microsismicidad, revisten la forma:

$$M_t = a \log t - bt + c\Delta \quad \text{-----} \quad (6.07)$$

Donde Δ es la distancia epicentral en kilómetros y a , b , y c son coeficientes que son determinados de manera que los valores obtenidos correspondan con los de M_L .

La Energía Sísmica liberada en un terremoto medida en ergios se relaciona con la magnitud a partir de las expresiones:

$$\log E_s = 5,8 + 2,4 m_b \quad \text{-----} \quad (6.08)$$

$$\log E_s = 11,8 + 1,5 M_s \quad \text{-----} \quad (6.09)$$

Por tanto, un aumento de magnitud M_s de una unidad se traduce en la multiplicación de la energía liberada por un factor de, aproximadamente 31,5.

La magnitud de un terremoto también se ha correlacionado con la longitud de la falla que lo generó. Por ejemplo, para sismos locales producidos en segmentos cortos de falla, Darragh y Bolt (1987) propusieron la relación:

$$M_L = (3,82 \pm 0,289) + (1,58 \pm 0,52) \log L \quad (6.10)$$

Siendo L la longitud de la falla expresada en kilómetros. Con datos estadísticos de ámbito mundial, Bolt (1978) estableció la relación:

$$M_s = 6,03 + 0,76 \log L \quad \text{-----} \quad (6.11)$$

Teniendo una orientación más aplicada a Ingeniería Sísmica, Ambraseys y Tchalenco (1968) propusieron las siguientes ecuaciones:

$$L = e^{(1,15 M_s - 3,35)} \quad \text{-----} \quad (6.12)$$

$$L = e^{(1,60 M_s - 7,56)} \quad \text{-----} \quad (6.13)$$

$$L = e^{(1,62 M_s - 8,58)} \quad \text{-----} \quad (6.14)$$

La segunda señal el mejor ajuste y las otras dos los límites superior (expresión 6.12) e inferior (expresión 6.14).

Este tipo de relaciones constituyen uno de los procedimientos para estimar el terremoto máximo potencial asociado a una falla en los estudios de peligro sísmico. Para el caso de las zonas de subducción, Heaton y Kanamori (1984) establecieron una relación entre la magnitud M_w del terremoto máximo que se puede esperar, la velocidad de convergencia de las placas, v , y la edad de la placa que subduce, T , expresada en millones de años. La expresión es:

$$M_w = -0,00889T + 0,134v + 7,96 \quad \text{-----} \quad (6.15)$$

Por último conviene recordar que el Momento Sísmico es en realidad el mejor parámetro para estimar el tamaño de un sismo por relacionarse directamente con las dimensiones de la fuente. En cambio, la magnitud sólo evalúa la energía sísmica asociada de un determinado período y su entorno.

Con objeto de poder utilizar simultáneamente valores de intensidad y de magnitud, se ha establecido diferentes expresiones empíricas que relacionan ambos parámetros. Una de las pioneras es la establecida entre I_0 y M_L por Gutenberg y Richter (1956) para el Sur de California:

$$M_L = (2/3) I_0 + I \quad \text{-----} \quad (6.16)$$

Otras expresiones tratan de correlacionar la magnitud de ondas L_g con la intensidad epicentral (Street y Turcotte, 1977), o con el logaritmo decimal del área (expresada en Km^2) en la que el terremoto ha sido sentido con una determinada intensidad (Street y Turcotte, 1977; Street y Lacroix, en 1979). Todas ellas tienen la limitación de haber sido obtenidas para una región concreta y con una muestra limitada y particular de eventos.

6.2.4 DETERMINACION DE LA DURACION DEL EVENTO SISMICO

La duración del terremoto de diseño puede ser expresada por el número de ciclos equivalentes promedio o de tensión significativas (N_{eq}) en que actuarán las cargas sísmicas. Una estimación probabilística de N_{eq} , ha sido sugerida por Halder y Tang, relacionada a la magnitud del terremoto M con coeficiente de regresión:

$$E \text{ (para } N_{eq} - M = m) = 106,08 - 36,42 m + 3,31 m^2 \quad \text{-----} \quad (6.17)$$

para $5,0 \leq M \leq 8,25$

Otra manera de determinar el número de ciclos de tensión significativas (N_{eq}) que se espera que produzca un sismo, es la presentada por Seed, en la que relaciona el número de ciclos de tensiones significativas con la intensidad del sismo y se presenta en el **Cuadro 6.1**

CUADRO 6.1
RELACION ENTRE LA INTENSIDAD DEL SISMO Y EL
NUMERO DE CICLOS DE TENSION SIGNIFICATIVAS (N_{eq})

INTENSIDAD DEL SISMO (MM)	N_{eq}
7	10
$7 \frac{1}{2}$	20
8	30

6.2.5 DETERMINACION DE LA ACELERACION Y VELOCIDAD MAXIMA DEL TERRENO

Estos parámetros pueden ser calculados usando la atenuación de aceleraciones. Las leyes de atenuación se obtienen mediante análisis de regresión a partir de datos macrosísmicos o instrumentales existentes en la zona de estudio; son por lo tanto, fórmulas empíricas. Para el Perú es habitual utilizar expresiones de la forma:

$$a = 68,7 e^{0,8 M_s} (R + 25)^{-1,0} \quad \text{-----} \quad (6.18a)$$

$$v = 13,0 e^{1,0 Ms} (R + 25)^{-1,5} \text{ ----- (6.18b)}$$

Donde: a = Aceleración en cm/seg²
 v = Velocidad en cm/seg
 Ms = Magnitud de las ondas superficiales
 R = Distancia hipocentral en Km.

Estas fórmulas fueron deducidas por Casaverde y Vargas (1980) a partir de acelerogramas correspondientes a las componentes horizontales de 16 sismos peruanos, registrados en Lima y alrededores.

Otros autores han presentado expresiones parecidas, para diferentes tipos de suelo. Así, para depósitos de *suelos aluviales*:

$$a_{\text{máx}} = 190,0 \times 10^{(0,069M)} (R+25)^{-0,314} \text{ ----- (6.19a)}$$

$$V_{\text{máx}} = 21,07 \times 10^{(0,159M)} (R+25)^{-0,653} \text{ ----- (6.19b)}$$

Para depósitos con *suelos blandos o muy blandos* se calcula con las expresiones:

$$a_{\text{máx}} = 142,7 \times 10^{(0,162M)} (R+25)^{-0,537} \text{ ----- (6.20a)}$$

$$V_{\text{máx}} = 1,52 \times 10^{(0,189M)} (R+25)^{-0,110} \text{ ----- (6.20b)}$$

Donde: **R**; es la distancia epicentral, **M** es la magnitud del sismo, **a_{máx}** y **V_{máx}** son la aceleración y velocidad máxima en m/seg² y m/seg respectivamente.

También se puede usar gráficos presentados por diferentes investigadores (Ver **Figura 6.5**), que relacionan distancias epicentrales y la aceleración producida para diferentes tipos de suelos.

6.3 COMPORTAMIENTO DINAMICO DE LOS RELAVES

Cuando se diseña una estructura, el *primer análisis* que se realiza es determinar si ésta será capaz de resistir los esfuerzos a que será sometido, es decir que no fallará en forma frágil; si es así, entonces procedemos a una *segunda etapa* que es determinar las deformaciones que se producen en la estructura. En una presa de relaves, la falla será frágil cuando el comportamiento determinado es de manera compresiva, es decir se presenta una pérdida de volumen que genera un aumento de las presiones de agua de poros ocasionando la disminución de la resistencia al corte, hasta llegar a un determinado momento durante el sismo que la resistencia total al corte no sea capaz de resistir los esfuerzos a la que está sometida. Si se determina que el comportamiento de los materiales será de forma dilatativa, es decir un reacomodo de sus partículas pero sin la pérdida de volumen, esta se irá deformando

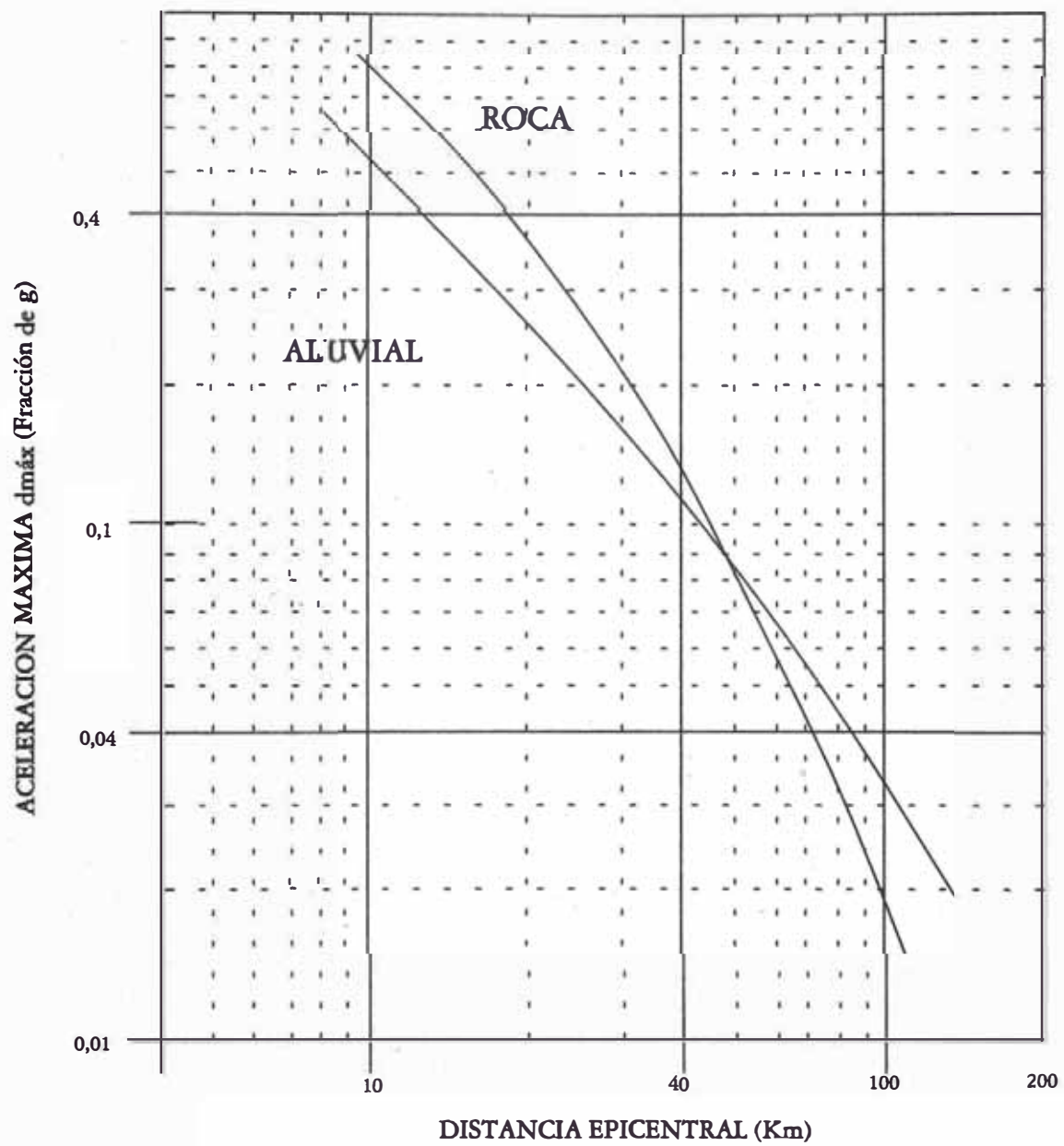


Figura 6.5 RELACION ENTRE LA ACELERACION MAXIMA "g" Y LA DISTANCIA EPICENTRAL

en forma acumulativa durante la duración del sismo, pudiendo llegar a la falla si las deformaciones son excesivas; este será un tipo de falla no frágil.

6.3.1 DEFORMACION PERMANENTE DE LA CORONA

Este tipo de análisis se realiza cuando el comportamiento de la presa será en forma dilatativa, y se considera que no existe una pérdida significativa de la resistencia al corte.

En la mayoría de los casos la deformación en una presa es el resultado de la acumulación de pequeñas deformaciones a través de toda la presa, durante el tiempo de duración del mismo. En estos casos las deformaciones inducidas por sismos deben ser obtenidas con procedimientos que permitan la integración de deformaciones locales para obtener la deformación total de la presa. Con este propósito últimamente se han desarrollado métodos sofisticados. Sin embargo considerando las incertidumbres envueltas en las propiedades dinámicas de los suelos y de otras variables no se puede decir que un método más complejo debe dar mejores estimaciones del comportamiento de una presa.

Así, existen varios métodos prácticos para determinar el asentamiento de la corona, entre los principales tenemos: el método de Newmark, y el método de Jansen.

6.3.1.1 Método de Newmark

Es uno de los métodos de uso más corriente, y asume que la masa disuelta deslizando, se comporta como un bloque sólido que se desliza a lo largo de una superficie de falla bien definida. Las deformaciones permanentes inducidas por un sismo en un terraplén son calculadas a partir de la historia tiempo de la aceleración en la base. Cuando la aceleración en el terreno excede la aceleración de cedencia, el deslizamiento comienza a producirse y las deformaciones son calculadas por doble integración de la historia tiempo de la aceleración. De acuerdo al método de Newmark el *Desplazamiento Horizontal Permanente (D)* puede ser obtenido con la siguiente expresión:

$$D = [V^2/2(K_{y.g})] \cdot [(a_{m\acute{a}x} - K_{y.g})/a_{m\acute{a}x}]^2 \quad \text{-----} \quad (6.21)$$

Donde: V ; es la velocidad máxima del terreno, $K_{y.g}$; es la aceleración de cedencia obtenida a partir del análisis de estabilidad, $a_{m\acute{a}x}$; es la aceleración máxima del terreno.

La *Pérdida del Borde Libre U* (o *Asentamiento de la Corona*) está relacionada al *Desplazamiento Promedio Horizontal (D)* y puede ser obtenida por la expresión:

$$U = D \cdot \tan \alpha \quad \text{-----} \quad (6.22)$$

Donde: α ; es el ángulo del plano de deslizamiento con la horizontal.

Se ha determinado, a partir de los movimientos disponibles registrados que la relación ($a_{m\acute{a}x}/V$) varía entre 8 y 12 seg^{-1} . Considerando un valor del orden de 10:1 segundos, y sustituyendo los resultados en la ecuación (6.22), se obtiene la siguiente relación para calcular la *Pérdida de Borde Libre (U)*:

$$U = [(a_{m\acute{a}x})^2 - 2 \cdot a_{m\acute{a}x} \cdot K_{y.g} + (K_{y.g})^2] / (50 \cdot K_{y.g} \cdot m) \quad (6.23)$$

Donde: $m = 1 / \tan \alpha$.

6.3.1.2 Método de Jansen

Este enfoque es propuesto para determinar el asentamiento de un depósito no licuado, cuando la aceleración sísmica ha excedido un umbral de cedencia. Donde el asentamiento total de una presa, puede ser determinado por la expresión siguiente:

$$U = W_1 \cdot (M/10)^{W_2} (K_m - K_y) / (K_y)^{0,5} \quad \text{-----} \quad (6.24)$$

Donde: U es el asentamiento total en metros, M es la magnitud del terremoto, K_m es el coeficiente sísmico máximo en la corona o cerca de ella, K_y el coeficiente sísmico de cedencia de la masa de deslizamiento potencial que resulta en un factor pseudo-estático de seguridad de uno, W_1 y W_2 : son coeficientes empíricos, que pueden tomar los valores de 5,8 y 8 respectivamente.

6.4 ANALISIS DE ESTABILIDAD ESTATICO Y PSEUDO-ESTATICO

6.4.1 METODOLOGIA DE ANALISIS DE ESTABILIDAD

Los métodos utilizados de análisis de estabilidad de presas de relave, actualmente basados en la teoría de equilibrio límite, en general se basan en la resistencia al deslizamiento de los taludes, tomando en cuenta ciertas teorías e hipótesis con relación al mecanismo de falla, condiciones estáticas de equilibrio, etc. El método de Bishop Simplificado, es uno de los procedimientos más utilizados en la práctica, porque proporciona valores del *Factor de Seguridad (F)* muy próximos de aquellos obtenidos utilizando métodos rigurosos como el del Dr. Sarma.

Este método considera un problema de deformación plana en el cual, la superficie de falla es circular y dividida en una cantidad de dovelas verticales en que los valores de cohesión, fricción y presión de poros permanecen constantes

Supone que las fuerzas X_i y E_i son iguales y se anulan en el cálculo. Una superficie de falla estará definida por un arco circular a través del talud (**Figura 6.6**) y el diagrama de cuerpo libre de la i ésima dovela es mostrado en la **Figura 6.7**.

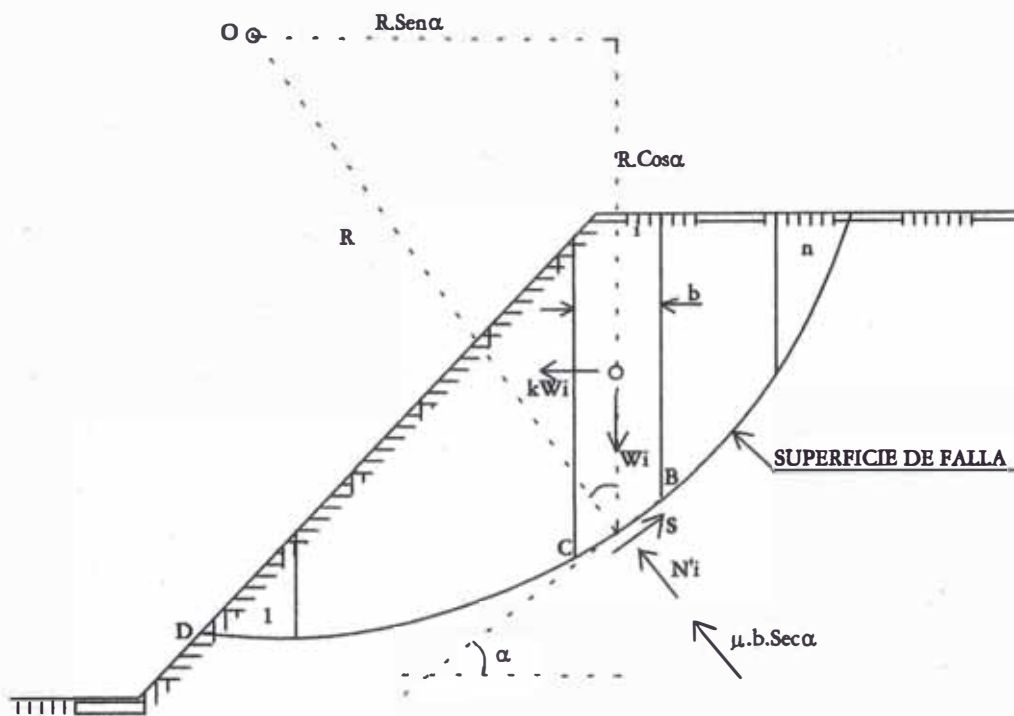


Figura 6.6 SUPERFICIE DE FALLA CIRCULAR METODO BISHOP MODIFICADO

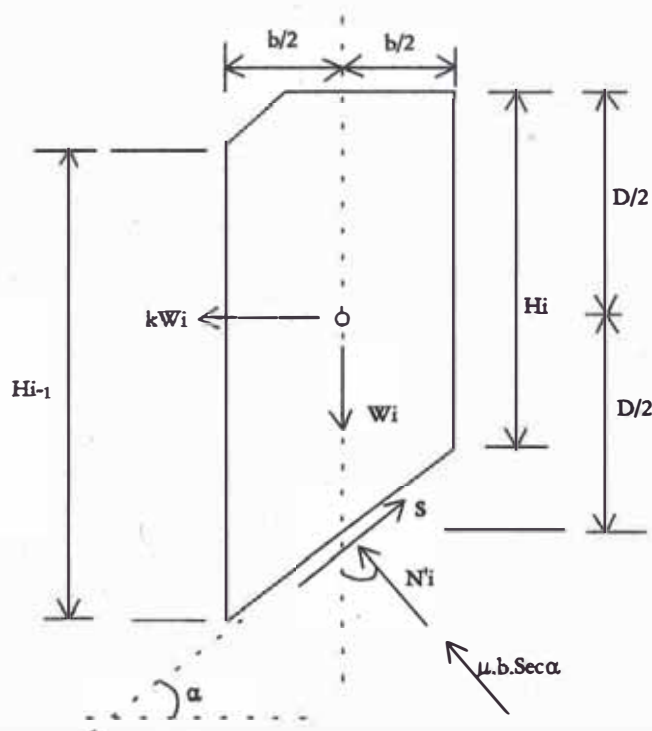


Figura 6.7 DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE DE LA IESIMA DOVELA

El *Factor de Seguridad* es definido como la relación entre la sumatoria de los momentos de las fuerzas motoras alrededor del centro O, de la sección circular de falla, mostrada en la **Figura 6.6**, y es descrito por la ecuación siguiente:

$$F = \frac{\sum \text{momentos de las fuerzas verticales}}{\sum \text{momentos de las fuerzas motoras}} \quad \text{-----} \quad (6.25)$$

El momento de la fuerza resistente al corte tangente a la superficie de falla en la *i*ésima dovela (**Figura 6.7**) será:

$$M_{ri} = (c'.b.\text{Sec}\alpha + N'_i \text{Tan}\phi) * R \quad \text{-----} \quad (6.26)$$

El momento de las fuerzas de corte motoras serán generadas por el W_i y la fuerza sísmica inducida kW_i (**Figura 6.7**) será:

$$M_{mi} = W_i.R.\text{Sen}\alpha + kW_i.(R.\text{Cos}\alpha - D/2) \quad \text{-----} \quad (6.27)$$

Reemplazando las ecuaciones (6.26) y (6.27) en la ecuación (6.25):

$$F = \frac{\sum [(c'.b.\text{Sec}\alpha + N'_i \text{Tan}\phi) * R]}{\sum [W_i.R.\text{Sen}\alpha + kW_i.(R.\text{Cos}\alpha - D/2)]} \quad \text{-----} \quad (6.28)$$

Donde: **F** es el Factor de Seguridad, **c'** es la cohesión del suelo (Kg/mm), **b** es el ancho de la dovela, α es el ángulo que hace la tangente de la superficie de falla en el centro de la dovela con la horizontal, N'_i fuerza normal efectiva, ϕ ángulo de fricción, W_i peso de la dovela *i*, y **k** es el coeficiente sísmico.

Por *equilibrio de fuerzas verticales* en la *i*ésima dovela tenemos:

$$N'_i \text{Cos}\alpha = W_i - u.b.\text{Sec}\alpha.\text{Cos}\alpha - (N'_i + c'.b.\text{Sec}\alpha) * \text{Sen}\alpha / F \quad \text{-----} \quad (6.29)$$

Despejando obtenemos:

$$N'_i = \frac{W_i - b.\text{Sec}\alpha.(u.\text{Cos}\alpha + c'.\text{Sen}\alpha/F)}{\text{Cos}\alpha + (\text{Tan}\phi . \text{Sen}\alpha) / F} \quad \text{-----} \quad (6.30)$$

Reemplazando la ecuación (6.30) en la ecuación (6.28) y simplificando:

$$F = \frac{\sum \{ [c'.b + (W_i - u.b).\text{Tan}\phi] \} \{ \text{Sec}\alpha / [1 + (\text{Tan}\alpha.\text{Tan}\phi) / F] \}}{\sum \{ W_i.\text{Sen}\alpha + kW_i.[\text{Cos}\alpha - D/(2*R)] \}} \quad \text{-----} \quad (6.31)$$

Manera de usar el Método de Bishop Simplificado

El Factor de Seguridad (F) aparece en ambos lados de la ecuación (6.31), por lo que esta ecuación se debe resolver por aproximaciones sucesivas.

Para resolver la ecuación (6.31) realizaremos la serie de simplificaciones:

$$M_i = W_i * \text{Sen}\alpha + kW_i * [\text{Cos}\alpha - D / (2*R)] \text{ ----- (6.32)}$$

$$N_i = c'*b + (W_i - u.b) * \text{Tan}\phi \text{ ----- (6.33)}$$

Además:

$$P_i = \text{Sec}\alpha / [1 + (\text{Tan}\alpha * \text{Tan}\phi) / F] \text{ ----- (6.34)}$$

La ecuación (6.34) será variable hasta obtener un valor correcto de Factor de Seguridad al reemplazar a la ecuación (6.31). Así reemplazando las ecuaciones (6.32), (6.33) y (6.34) en la ecuación (6.31), tendremos:

$$F = \sum N_i * P_i / \sum M_i \text{ ----- (6.35)}$$

Con estas simplificaciones podremos hallar el valor del *Factor de Seguridad (F)* de una forma sistemática ya sea usando cuadros en forma manual, como el que se enuncia en el Capítulo 7.5.4, 7.5.5 y 7.5.6 o usando el Programa de Cómputo "Excel 97" elaborado por el suscrito, el que se adjunta a la presente Tesis.

Cabe mencionar, que el análisis por equilibrio límite considera a las fuerzas dinámicas producidas por un evento sísmico, como fuerzas estáticas equivalentes. Así, en el análisis de estabilidad el efecto sísmico es tomado en cuenta considerando que la fuerza de inercia y la presión de poros inducidas por estas fuerzas sísmicas son reemplazada en el análisis por una fuerza horizontal estática que es proporcional al peso de cada dovela.

$$F_i = kW_i \text{ ----- (6.36)}$$

Donde *k* es el Coeficiente Sísmico. Este procedimiento es conocido como el método de análisis de estabilidad pseudo-estático.

6.4.2 COEFICIENTE SISMICO (k)

Para obtener el valor del coeficiente se asume que la presa se comportará como un cuerpo rígido, por lo que debido al sismo se producen aceleraciones uniformes e iguales en cualquier sección horizontal de la presa además de ser iguales a la aceleración máxima del terreno. Sin embargo, se debe tener en consideración lo siguiente:

- a) Una presa se comportará como un cuerpo rígido sólo cuando es pequeña y está ubicada en quebradas estrechas.
- b) La aceleración máxima en una presa sólo se desarrolla durante un periodo corto, por lo que la deformación también es pequeña.

Por otro lado, se debe tener en cuenta que el valor del coeficiente sísmico depende entre otros factores, de la sismicidad de la zona, condiciones de la cimentación, periodo fundamental del depósito e importancia de la obra. En la **Figura 6.8** se presenta la zonificación del Coeficiente Sísmico para Presas de Tierra y Enrocado en el Perú (Ruesta, 1988 - Conceptos Básicos de SISMOLOGIA para Ingenieros, CISMID 1997). Se puede observar que para presas de tierra, el Coeficiente Sísmico varía entre 0,15-0,25 en la Zona I, de 0,10-0,15 en la Zona II y finalmente de 0,05-0,10 en la Zona III. Estos valores podrían representar rangos adecuados en el análisis de estabilidad pseudo-estático de depósito de relaves.

6.4.3 FACTORES DE SEGURIDAD MINIMOS

Podemos considerar que una presa de relaves es una estructura cuyo comportamiento es similar al de una presa de tierra para almacenamiento de agua, por lo que se puede concluir que los factores de seguridad mínimos para el caso de presas de tierra presentados en el **Cuadro 6.2**, propuestos por el US Corps of Engineers, pueden servir como parámetros comparativos para la evaluación del comportamiento estático y pseudo-estático de los taludes de depósitos de relaves.

CUADRO 6.2
FACTORES DE SEGURIDAD MINIMOS PARA
ANALISIS DE ESTABILIDAD DE PRESAS DE TIERRA

CONDICION	TALUD AGUAS ARRIBA	TALUD AGUAS ABAJO
I) Al final de la construcción Para presas de más de 15 m	1,3	1,3
II) Estado de infiltración constante	--	1,5
III) Desembalse rápido	1,5	--
IV) Sismo Solo condiciones I y II	1,0	1,0

6.5 ANALISIS DE ESTABILIDAD POST SISMO

6.5.1 GENERALIDADES DEL ANALISIS

6.5.1.1 Comportamiento Sísmico

El comportamiento sísmico de un depósito de relaves depende principalmente del grado de compactación y porcentaje de finos, los cuales son parámetros variables para que la presa de relaves, además del esfuerzo de confinamiento que es función de la profundidad y localización dentro de la presa.

La solución más económica para el embalse de relaves y para la construcción de la presa se basa generalmente en la construcción del relleno hidráulico. Sin embargo la

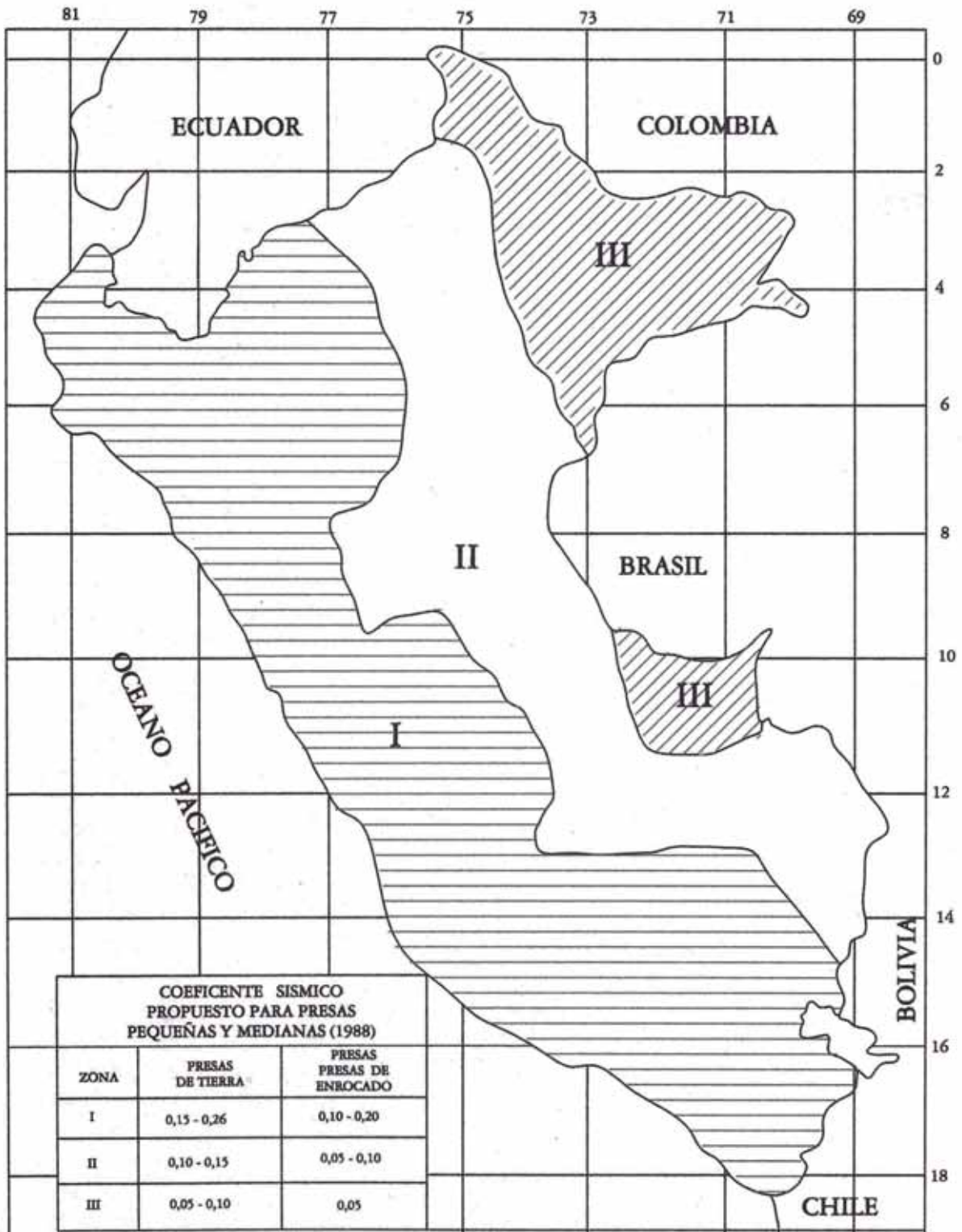


Figura 6.8 ZONIFICACION DEL COEFICIENTE SISMICO
EN EL PERU (Ruesta, 1988)

típica estructura de relleno hidráulico en depósitos construidos con el sistema aguas arriba, presenta un comportamiento no satisfactorio bajo cargas sísmicas, con resultados de inestabilidad en la zona del talud del dique de retención y fallas por licuación del dique y del embalse de finos.

Para mejorar la resistencia a las cargas sísmicas los depósitos de relaves actuales son del tipo aguas abajo o línea central con pendientes suaves en los taludes, diques de contención compactados y bajo contenido de limos en la arena. Tales soluciones son positivas en el sentido de que reducen la relación de esfuerzos de corte e incrementan la resistencia cíclica. Además, los diseños actuales consideran sistemas de drenaje para la reducción de la región saturada y por consiguiente la disminución de zonas con riesgo de licuación. Sin embargo, cada una de estas medidas implica una inversión, que puede convertirse en una carga pesada para el costo operacional de la misma. Por lo tanto, hay una necesidad de optimizar el diseño de presas de relaves tomando en cuenta las consideraciones disponibles de los materiales de relaves y en conformidad a las especificaciones de los requerimientos para su construcción.

6.5.1.2 Estabilidad Dinámica

La estabilidad dinámica de un depósito de relaves está referida a la capacidad del mismo para soportar las solicitaciones dinámicas debido al terremoto, manteniendo su integridad y operatividad durante y después de la ocurrencia del mismo, pudiendo ocurrir algunas deformaciones debido a la pérdida parcial de resistencia como consecuencia del incremento de la presión de poros.

Para el caso de depósitos de relaves cuyos diques o presas están constituidos de enrocados, rellenos cohesivos o arenas densas bien compactadas, materiales que experimentarán pequeña pérdida de resistencia durante un terremoto, el análisis de estabilidad pseudo-estático proporcionará una adecuada evaluación de su estabilidad dinámica (Seed, 1979). Análisis de deformación utilizando el método de Newmark o similar (Newmark, 1967; Makdisi y Seed, 1978), puede proporcionar una estimación adicional de las deformaciones permanentes inducidas por el sismo.

Para la evaluación de la estabilidad sísmica de depósito de relaves en materiales arenosos medianamente compactos, existentes en el mismo depósito o en la cimentación, la elección del método de análisis y la interpretación de los resultados obtenidos requieren atención especial. Con frecuencia, el análisis es llevado a cabo por etapas, empezando con una evaluación simple, para luego ejecutar un análisis más complejo según lo requiera el caso específico.

En forma simple y concisa Seed y Harder (1990) recomiendan desarrollar los siguientes 10 pasos básicos, para la evaluación del potencial y comportamiento sísmico de presas de tierra en general, este procedimiento puede ser aplicado en el caso de depósito de relaves.

- 1) Determinar la sección transversal de la presa a ser considerada en el análisis.
- 2) Determinar el máximo o más severo terremoto al cual la presa y su cimentación

- podrían ser sometidas, expresado en forma de un registro tiempo-historia de excitación en la base.
- 3) Determinar, con la mayor exactitud posible, los esfuerzos en el terraplén antes del sismo. Esto puede ser efectuado mediante técnicas de elementos finitos.
 - 4) Determinar las propiedades dinámicas de los suelos que conforman la presa y su cimentación, tal como el módulo de corte, amortiguamiento, módulo volumétrico o coeficiente de Poisson, los cuales determinan las características de la respuesta dinámica. Debido a que los materiales presentan características no lineales, también es necesario determinar la variación de las propiedades con la deformación.
 - 5) Calcular, usando apropiadamente el procedimiento de análisis dinámico por elementos finitos, las aceleraciones y/o esfuerzos de corte dinámicos inducidos dentro del terraplén y su cimentación. Para quebradas estrechas donde la relación entre la longitud de cresta y la máxima altura de la presa es menor que 3:1, deben ser considerados los efectos tridimensionales en el análisis. Un análisis bidimensional de la respuesta dinámica, considerando un problema de deformación plana, es suficiente para la mayoría de las geometrías de presas existentes, donde la longitud de la cresta es bastante mayor con relación a la altura del terraplén. En el análisis unidimensional en general no es recomendable para el análisis de respuesta dinámica de la presa, sin embargo, se puede obtener resultados suficientemente precisos para algunos casos particulares.
 - 6) Identificar los suelos potencialmente licuables que existen en la presa y la cimentación y evaluar su potencial de licuación, es decir las características de desarrollo de presión de poros bajo carga cíclica. En la actualidad, esto puede llevarse a cabo utilizando la información del Ensayo de Penetración Estándar (SPT), aunque los recientes desarrollos entre las correlaciones entre el SPT y el Ensayo de Penetración Cónica (CPT), pueden hacer de este último ensayo una alternativa viable cuando las condiciones del suelo y la geometría del depósito se encuentran bien definidas por medio de sondajes o alguna otra información.
 - 7) A partir de los resultados de los pasos 5 y 6, evaluar la probable generación de presión de poros o acumulación de deformación cíclica dentro de la presa y su cimentación. Esto constituye la evaluación del potencial para el inicio de licuación de suelos.
 - 8) Si la evaluación realizada en el paso 7 establece un potencial de licuación significativo, determinar la resistencia residual no drenada (estado constante) de los suelos licuados. Este parámetro puede ser obtenido a partir de datos del SPT o de las correlaciones existentes entre CPT y SPT. Usando los valores de la resistencia residual, evaluar la estabilidad global de la presa y su cimentación. Esto constituye la evaluación de la estabilidad "post-sismo" o "post-inicio" de licuación.
 - 9) Si el paso 6 y/u 8 muestran que la presa es segura con relación a una manifestación de importantes movimientos o deformaciones por deslizamientos ya sea al "inicio o post-sismo" de licuación, evaluar la magnitud de las deformaciones totales que probablemente resultaran de las cargas estáticas y dinámicas combinadas, y evaluar su potencial impacto sobre la estabilidad y comportamiento de la presa.
 - 10) Utilizar un criterio adecuado en cada uno de los pasos anteriormente indicados

guiándose siempre por un conocimiento adecuado de las características típicas del suelo, la esencia del método de elementos finitos y el procedimiento de análisis de respuesta dinámica utilizado. Es importante además conocer detalladamente el comportamiento de la presa en el pasado durante otros terremotos.

6.5.2 METODOLOGIA DEL ANALISIS

Los tipos de falla de depósitos de relaves formados por materiales no cohesivos saturados durante terremotos pueden ser clasificados en dos tipos: el primero cuando ocurre una cantidad limitada de deformaciones permanentes, tales como asentamientos o desplazamientos laterales del orden de algunos metros, y el segundo asociado a un flujo del material que puede darse varias decenas de metros hacia aguas abajo del depósito. En este contexto, la estabilidad dinámica del depósito de relaves está asociada a la eventual ocurrencia de deformaciones limitadas durante un evento sísmico, manteniendo su integridad y funcionamiento después de la ocurrencia del terremoto, por lo tanto, una eventual falla por flujo nunca puede ser admisible en una estructura de esta naturaleza.

El análisis de estabilidad post-sismo se ha llevado a cabo a través del método convencional de equilibrio límite, incorporando el valor de la resistencia residual no drenada, como parámetro de resistencia del material, en aquellos materiales donde el análisis previo del potencial de licuación indica la ocurrencia de este fenómeno para el terremoto de diseño. La resistencia residual (S_{ur}) ha sido evaluada a partir de correlaciones empíricas existentes entre este parámetro y el número de golpes del ensayo de penetración estándar (SPT), tal como fue presentado en el **Capítulo 4**.

Los factores de mayor importancia que deben ser considerados para la evaluación de la estabilidad sísmica de presas de relaves son:

- Características del terremoto de diseño
- Propiedades estáticas y dinámicas de los materiales
- Potencial de licuación
- Procedimiento de diseño y construcción
- Métodos de análisis sísmico
- Resistencia residual de materiales licuados
- Potencial de deformación por flujo
- Medidas de remediación

6.5.3 EVALUACION DE ESFUERZOS ESTATICOS

La primera etapa en el proceso de análisis involucra la evaluación del estado inicial de esfuerzos estáticos dentro de la presa y su cimentación. La determinación de estos esfuerzos es importante por las dos siguientes razones:

- a) Esfuerzo de confinamiento efectivo, puede influenciar significativamente en las

características de la respuesta dinámica, así como también en el cálculo del esfuerzo cíclico.

- b) El esfuerzo efectivo vertical de sobrecarga y el esfuerzo de corte estático en un plano horizontal (τ_{hr}), puede ejercer una influencia significativa en la resistencia a la generación de presión de poros o en el "inicio" de la licuación en cualquier punto dentro del depósito.

En un depósito de relaves los esfuerzos estáticos, en general, están influenciados por diversos factores, entre ellos, la secuencia de la construcción del dique y del depósito de relaves, la forma en la que han sido depositados, las condiciones de drenaje, etc. Por lo tanto, el procedimiento analítico para determinar estos esfuerzos debe tomar en cuenta los factores indicados anteriormente.

Los esfuerzos estáticos inducidos durante el proceso de deposición de relaves pueden ser evaluados a partir de técnicas numéricas como el método de elementos finitos, en el cual la secuencia de deposición del relave debe ser modelada a través de un análisis incremental de construcción por etapas. Estos métodos de análisis han sido implementados en programas de cómputo como: FEADAM84 (Duncan, 1984), GESSDA (Parra, 1996) y otros. Para el modelamiento del proceso de construcción del depósito, el modelo elástico-lineal proporciona muchas veces una buena aproximación en términos de esfuerzos, mas no así en términos de desplazamientos. Sin embargo, la ejecución de un análisis no lineal es siempre recomendable.

6.5.4 TERREMOTO DE DISEÑO

Las aceleraciones máximas probables que inducirán los movimientos sísmicos a nivel del basamento rocoso, deben ser determinadas a partir de las condiciones de sismicidad de la zona del proyecto. Estos valores son obtenidos de un estudio de Peligro Sísmico considerando periodos de retorno correspondientes a 150 y 500 años para depósitos operativos e inactivos respectivamente, tal como lo recomiendan las normas de medio ambiente. El Estudio de Peligro Sísmico del Perú (Castillo y Alva, 1993 - Conceptos Básicos de SISMOLOGIA para Ingenieros, CISMID 1997) constituye una buena referencia para la evaluación de las máximas aceleraciones que podrían producirse en diferentes zonas del Perú, considerando una probabilidad de excedencia de 10% y vida útil de 50 y 100 años. En este estudio también se señala las diferentes fuentes sismogénicas tanto superficiales como profundas que influyen en la determinación probabilística de las máximas aceleraciones y magnitudes.

Por otro lado, estos valores de aceleración máxima son utilizados para normalizar el registro tiempo-historia de aceleraciones durante el análisis de respuesta sísmica.

6.5.5 ANALISIS DE RESPUESTA SISMICA

La determinación de los esfuerzos cortantes máximos inducidos por un movimiento sísmico y que actúan en planos horizontales dentro del depósito de relaves, constituye un factor importante en la evaluación del potencial de licuación de un depósito operativo. Por lo tanto, es necesario evaluar apropiadamente la respuesta del depósito de relaves ante solicitaciones sísmicas a las que eventualmente podría ser sometido.

La evaluación de la respuesta sísmica y las características de amplificación en el depósito, pueden ser realizadas utilizando procedimientos analíticos o técnicas numéricas mediante elementos finitos. El programa SHAKE (Schnabel, 1973) evalúa la respuesta mediante el análisis unidimensional de propagación de ondas. Este tipo de análisis puede ser utilizado como una aproximación preliminar ya que debido a la naturaleza del depósito y su geometría, el problema es fundamentalmente bidimensional o en algunos casos (valles muy estrechos) tridimensional. Por otro lado, el análisis por elementos finitos de un problema plano puede ser realizada con programas tales como: QUAD4 (Idriss, 1973), GESSDA (Parra, 1996). En cualquier caso, es necesario determinar adecuadamente el estado de esfuerzos iniciales (estado de esfuerzos finales del análisis estático), debido a que los parámetros dinámicos de los materiales de relave son dependientes de este estado de esfuerzos. En los programas anteriormente mencionados el análisis no lineal es realizado utilizando el método lineal equivalente propuesto por Seed e Idriss (1969).

6.6 ANALISIS DE LICUACION

Cuando se determina que el material se comportará en forma frágil, es necesario un análisis por licuación. Un método práctico para el análisis del potencial de licuación, es el consistente en definir un factor de seguridad contra la licuación. Este factor está definido por la relación siguiente:

$$FS_{lic} = \tau_R / \tau_A \text{ ----- (6.37)}$$

Donde: τ_R : es la resistencia de corte en el campo, y
 τ_A : es el esfuerzo de corte promedio inducido por el sismo.

Para calcular las resistencias de corte cíclicas de campo, se usa los resultados de pruebas triaxiales cíclicas de materiales utilizados en la construcción de la presa. La siguiente expresión nos permite calcular la resistencia de corte en el campo del suelo (τ_R):

$$[\tau_R / \sigma'_v]_{campo} = Cr(D_r/D_{r_{lab}})[\sigma_d/(2\sigma_{3c})]_{lab} \text{ ----- (6.38a)}$$

$$\tau_R = Cr(D_r/D_{r_{lab}})[\sigma_d/(2\sigma_{3c})]_{lab}(\sigma'_v) \text{ ----- (6.38b)}$$

Donde: C_r es un factor de corrección semiempírico, σ_r es la resistencia al corte en el campo del elemento del suelo, σ'_v es el esfuerzo efectivo actuando sobre el suelo a la profundidad de estudio, D_r densidad relativa del suelo en el campo, y $[\sigma_d/(2\sigma_c)]$ relación de esfuerzos hallados en el laboratorio que producen la licuación del suelo en N_{eq} ciclos con una densidad relativa D_{rtab} .

En la **Figura 6.9** se presenta los resultados de pruebas cíclicas de diferentes suelos en densidades relativas del suelo igual a 50%.

El factor C_r puede ser estimado, usando la siguiente expresión resultado de un análisis probabilístico:

$$C_r = 0,63 + 0,0179 \ln (N_{eq}) \quad 10 \leq N_{eq} \leq 50 \quad \text{-----} \quad (6.39)$$

CUADRO 6.3
VALOR DEL FACTOR C_r EN FUNCION DE LA DENSIDAD RELATIVA
(Figura 6.10)

Dr	Cr
45	0,56
55	0,58
65	0,61
75	0,65
85	0,70
95	0,78

Se puede usar el **Cuadro 6.3** presentado por Ortigosa (1976) para determinar el valor del factor C_r .

El próximo paso es la determinación del esfuerzo de corte promedio inducido en el suelo (τ_A) debido al terremoto de diseño, con parámetros $a_{m\acute{a}x}$ y N_{eq} . Para esto se usa la relación sugerida por Seed e Idriss:

$$\tau_A = R_{rd} (\sigma_v) (a_{m/g}) \quad \text{-----} \quad (6.40)$$

Donde: R es la relación entre el esfuerzo de corte promedio inducido por el sismo y el esfuerzo de corte máximo en el suelo ($\tau_A/\tau_{m\acute{a}x}$) usualmente tomado como 0,65, r_d es el coeficiente de reducción por profundidad del esfuerzo de corte máximo inducido y varía con la profundidad (**Figura 6.11**), σ_v es la presión total a la profundidad h , $a_{m\acute{a}x}$ es la aceleración máxima que se produce en el nivel superior del suelo, y g es la aceleración de la gravedad.

Reemplazando las ecuaciones (6.38b) y (6.40) en la ecuación (6.37) obtenemos que el factor de seguridad contra licuación es:

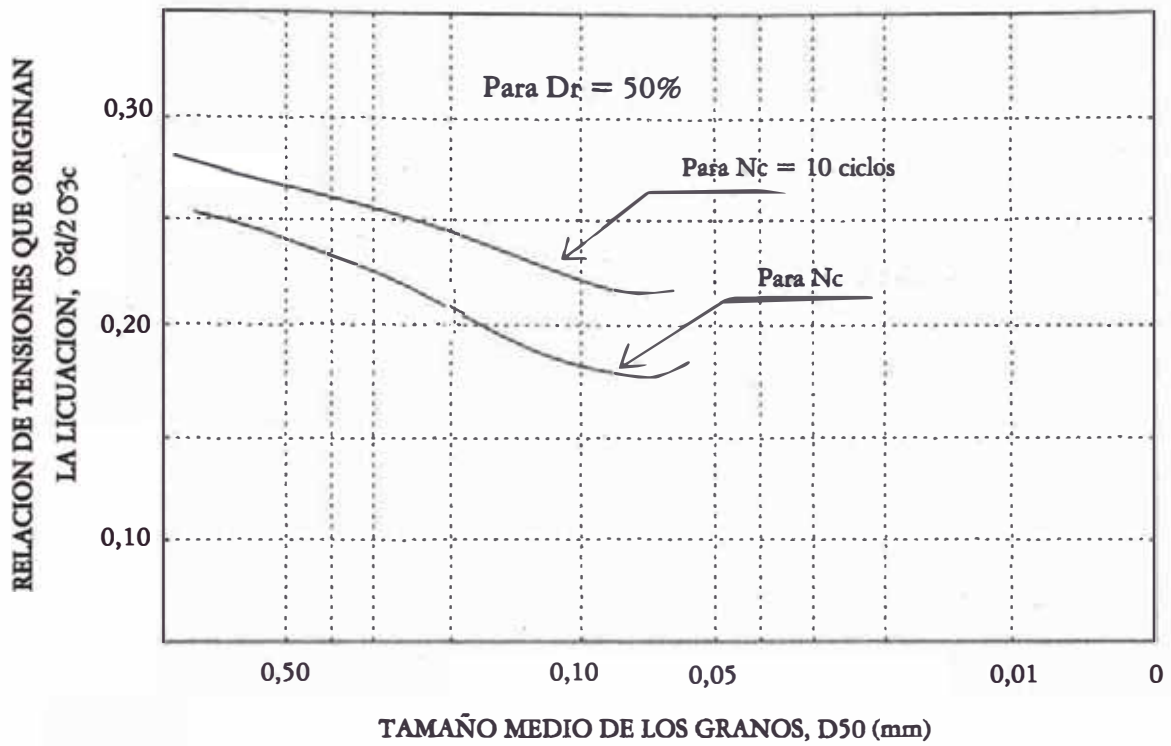


Figura 6.9 CONDICIONES DE TENSION QUE PRODUCEN LA LICUACION DE ARENAS

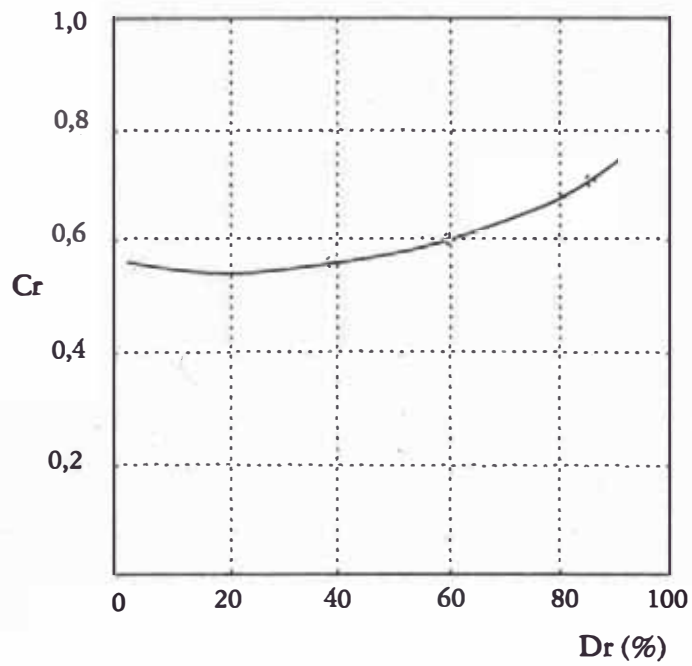


Figura 6.10 RELACION ENTRE C_r y D_r

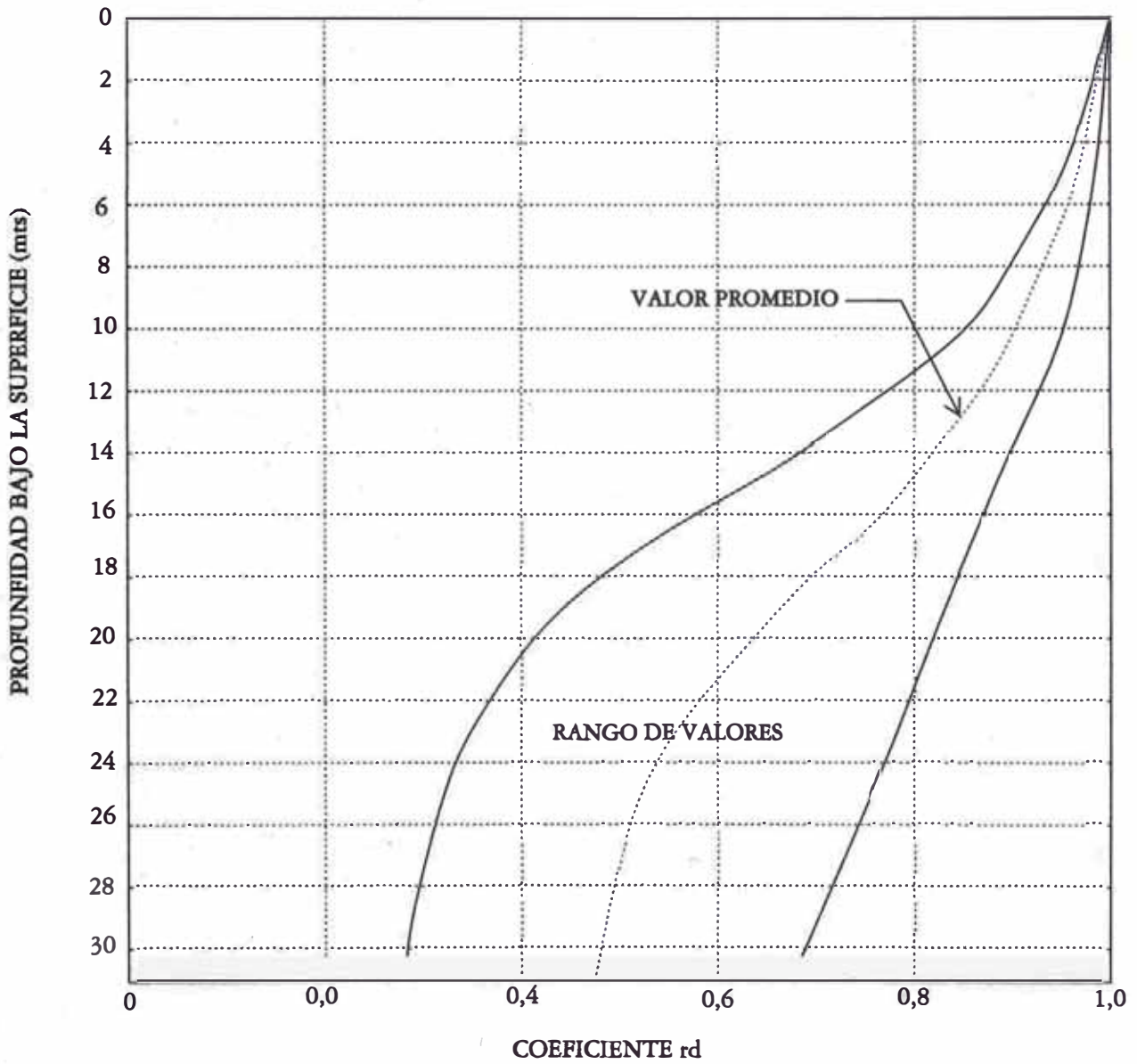


Figura 6.11 VALORES DE r_d Vs. PROFUNDIDAD PARA DIFERENTES PERFILES DE SUELOS

$$FS_{lic} = \{C_r(D_r/D_{r_{lab}})[\sigma_d/(2\sigma_{3c})]_{lab}(\sigma'_v)\}/\{R_{rd}(\sigma_v)(a_m/g)\} \text{ ----- (6.41)}$$

Ecuación que nos permite calcular el factor de seguridad contra licuación (FS_{lic}). Un valor mayor de 1 significa que no se producirá licuación de suelo.

La zona potencial de licuación está ubicada bajo el nivel freático y aguas arriba de los filtros, y es donde debemos analizar si ocurre o no el fenómeno de licuación.

6.7 DETERMINACION DEL ESFUERZO RESIDUAL

El análisis de resistencia residual o de estado firme usa el concepto de una resistencia mínima que alcanza un suelo durante un terremoto junto con los métodos de análisis de equilibrio límite convencional. Este tipo de análisis es muy conservador, y si los resultados de estabilidad obtenidos con este análisis son adecuados, entonces ya no es necesario otro análisis adicional.

La dificultad de este método es la asignación de los valores de la resistencia residual o de estado firme para el diseño.

En los últimos años se ha incrementado la práctica del diseño por la asignación de una resistencia residual o resistencia confiable mínima al suelo en un estado inmediato después de producida la licuación. Anteriormente se asignaba a la resistencia de un suelo licuado un valor 0, de tal manera que éste se comporta como un fluido viscoso y ejerce una presión de fluido sobre cualquier estructura que lo contiene.

Marcunson y otros en 1990 aseguran que se puede economizar grandemente si en el diseño se le asigna una resistencia al suelo licuado.

Los métodos presentados para calcular la resistencia residual están basados principalmente en el método propuesto por Seed en 1987, el cual encuentra esta resistencia relacionándola con los valores $(N_i)_{60}$ de la prueba de penetración estándar. El método es ampliamente usado y aceptado fundamentalmente porque correlaciona datos de campo actuales con las fallas, y además es muy sencillo. El método sin embargo, no reconoce el efecto fundamental del nivel de esfuerzos de confinamiento sobre la resistencia residual.

Pero la presión de confinamiento inicial debe ser tomada en cuenta por las siguientes consideraciones:

- 1.- La teoría de estado crítico aceptada muestra que la resistencia residual está relacionada aproximadamente en forma lineal con el esfuerzo de confinamiento inicial; y
- 2.- Independientemente de lo anterior, se requiere algún grado de nivel de esfuerzos para cambiar aún al más mínimo de resistencias residuales.

Ahora vemos que esta tendencia está cambiando y muchos investigadores en sus trabajos están considerando esta presión de confinamiento inicial.

A partir de resultados de estudios realizados por diferentes investigadores sobre casos históricos de presas de relaves formadas por arenas, se ha propuesto, para determinar la resistencia residual que toma en cuenta tanto los valores de la Prueba de Penetración Estándar y esfuerzos de confinamiento, la expresión siguiente:

$$S_r = \sigma_{vc} A (N_1)_{60} \text{ ----- (6.42)}$$

Donde: A es una constante que varía en el rango de 0,008 hasta 0,026 tendiendo a ser igual a 0,022, σ_{vc} es el esfuerzo de confinamiento inicial efectivo, y $(N_1)_{60}$ igual al número de golpes en la Prueba de Penetración Standard energía corregida en 1 tsf.

CAPITULO 7

ANALISIS DE ESTABILIDAD FISICA DEL DEPOSITO DE RELAVES DE AUSTRIA DUVAZ

7.0 ANALISIS DE ESTABILIDAD FISICA DEL DEPOSITO DE RELAVES DE AUSTRIA DUVAZ

La metodología del Análisis de Estabilidad Física que se desarrolla para el depósito de relaves de Austria Dúvaz, busca que la presa de contención del sistema de disposición de relaves sea capaz de resistir los esfuerzos dinámicos producidos durante un terremoto de tal manera que no falle o colapse la estructura. Una vez recopilado toda la información básica correspondiente al área del proyecto como es la geología, hidrología, así como el tonelaje de relaves almacenados sobre el área en el transcurso del tiempo; un paso inicial para el Análisis de Estabilidad Física es la evaluación de la sismicidad del área del proyecto, para luego de acuerdo al tipo de comportamiento de los materiales de la presa ante las sollicitaciones sísmicas proceder a realizar los análisis siguientes: un análisis de desarrollo de licuación (muy común es su ocurrencia en presas de relaves) y deformación que incluye un análisis de taludes y de deformación permanente.

7.1 ESTUDIO GENERAL DEL AREA DEL PROYECTO

El punto más importante de la información general de la presa de relaves de Austria Dúvaz, es la geología e hidrología, expuestas en los Capítulos 2 y 3 respectivamente; del mismo modo ha sido necesario conocer el tonelaje de relaves acumulado en el depósito desde 1930 a la fecha. A continuación se enuncia las diferentes pruebas efectuadas en el área del proyecto.

7.1.1 PRUEBAS DE CAMPO

Con la finalidad de determinar las condiciones de cimentación de la presa de relaves se realizó trabajos de investigación de ingeniería geotécnica consistentes en la ejecución de sondajes y ensayos de penetración dinámica. Se llegó hasta profundidades de 4,5 metros.

Se ejecutó *sondajes manuales* o *perforaciones de pequeño diámetro* (10 cm) con una posteadora manual tipo Iwan Auger que tiene un alcance de hasta 6,0 metros de profundidad. Los sondajes tienen el objetivo de recuperar muestras para definir la *estratigrafía* presente.

Complementariamente, se ejecutó *ensayos de penetración dinámica de cono ligero*. Se utilizó el Cono Alemán Norma DIN 4094 incorporado en la Norma Técnica E0.50 de Suelos y Cimentaciones del Reglamento Nacional de Construcciones. El Cono Alemán transmite una energía específica similar al Ensayo de Penetración Standard S.P.T. Norma ASTM 1586. La Norma DIN establece que no es necesario utilizar correlaciones para el ajuste de resultados. El ensayo de penetración propuesto tiene un alcance entre 6 y 8 metros de profundidad.

Los trabajos de campo realizados fueron:

- Ejecución de 03 Ensayos de Penetración Ligera denominados P-1 al P-3. Los ensayos se realizaron en el área donde se ubicará el dique.
- Paralelamente a los ensayos de penetración se realizó sondajes en el área del dique y también en el área del vaso de la futura presa de relaves.

La ubicación de los trabajos realizados se encuentra en el plano de topografía del depósito (**Plano 2.2**).

Como consecuencia de los trabajos de exploración del subsuelo se tiene la presencia de una capa potente de relaves de baja resistencia y compresible en estado saturado.

7.1.2 RESULTADOS DE ENSAYO DE PENETRACION Y SONDAJES

□ ENSAYO P-1

Realizado en la cresta del talud actual del depósito de relaves depositado en la condición no cicloneado. Se realizó hasta una profundidad de 1,3 m debido a la presencia de partículas mayores se detuvo la perforación. Los valores de N_{spt} variaron entre 3 y 5.

Se debe indicar que el talud del depósito presenta signos de erosión de la superficie, de ahí la pendiente muy tendida del talud.

□ ENSAYO P-2

Realizado en la cresta del talud del depósito de relaves, adyacente a P-1. Se realizó hasta una profundidad de 8,0 m. Los valores de N_{spt} variaron entre 2 y 8, con valores medios entre 4 y 6. Los materiales encontrados son clasificados como SM, arena fina uniforme limosa en estado muy suelto y capas o pequeños lentes de materiales ML-CL, limos y arcillas de baja a mediana plasticidad, de baja consistencia, en estado blando a muy blando.

□ ENSAYO P-3

Realizado en el área de la cimentación de la presa de relaves que se deberá construir. Se realizó hasta una profundidad de 4,2 m. Los valores de N_{spt} variaron entre 4 y 8, con valores medios de 6. Los materiales encontrados son clasificados como SM, arena fina uniforme limosa en estado muy suelto a suelto y capas o pequeños lentes de materiales ML-CL, limos y arcillas de baja a mediana plasticidad, de baja consistencia, en estado blando a muy blando.

En esta perforación se nota el nivel freático superficialmente.

7.1.3 DETERMINACION DE LA PROFUNDIDAD DE LA NAPA FREÁTICA Y CONDICIONES DE PRESIONES DE PORO

La ubicación de la profundidad de la línea piezométrica se realizó por medio de las perforaciones realizadas, determinándose el nivel freático a 8 m. de profundidad medidos desde la superficie. La información obtenida permitió verificar las condiciones de presiones de poro en el depósito.

7.2 PRUEBAS DE LABORATORIO SOBRE MUESTRAS DE RELAVES

La determinación de los parámetros relacionados con el suelo necesarios para estudiar el comportamiento de un suelo bajo sollicitaciones sísmicas, generalmente se realiza por medio de pruebas de laboratorio. Las características más importantes a determinar son la *granulometría*, *gravedad específica*, *densidades relativas* máximas y mínimas, *permeabilidad* tanto horizontal como vertical, *ángulo de fricción interna* y *cohesión*.

Las principales características de los relaves usadas en este trabajo son:

La *granulometría de los relaves* producidos en el molino; así también como la granulometría de la parte más gruesa de los relaves recuperado con centrifugas que serán usadas para completar la presa de contención. Del mismo modo debe obtenerse la granulometría de la parte fina de los relaves a ser almacenado. Ver **Figura 7.1**.

La *gravedad específica* promedio de los relaves es 2,95, la humedad óptima para la compactación del material del terraplén 10%. Las *densidades relativas* máximas y mínimas son mostradas en la **Figura 7.2**.

La *permeabilidad vertical* (K_v) es de 8×10^{-3} cm/seg, y la *permeabilidad horizontal* (K_h) es de $1,0 \times 10^{-2}$ cm/seg. Un valor de cero se asigna generalmente para la *cohesión* del material, aunque una determinada cantidad de cohesión se desarrollará en los relaves depositados cuando desequen debido a la oxidación.

7.2.1 ANGULO DE FRICION INTERNA

El *ángulo de fricción interna* (ϕ) fue establecido utilizando la correlación de Ohsaki (1959), definidas en el Capítulo 4.3.2.1; ésta se encuentra entre 24° y $32,7^\circ$, pero se elige un $\phi = 30^\circ$ (para 35% de D_r y humedad de remoldeo de 10,8%).

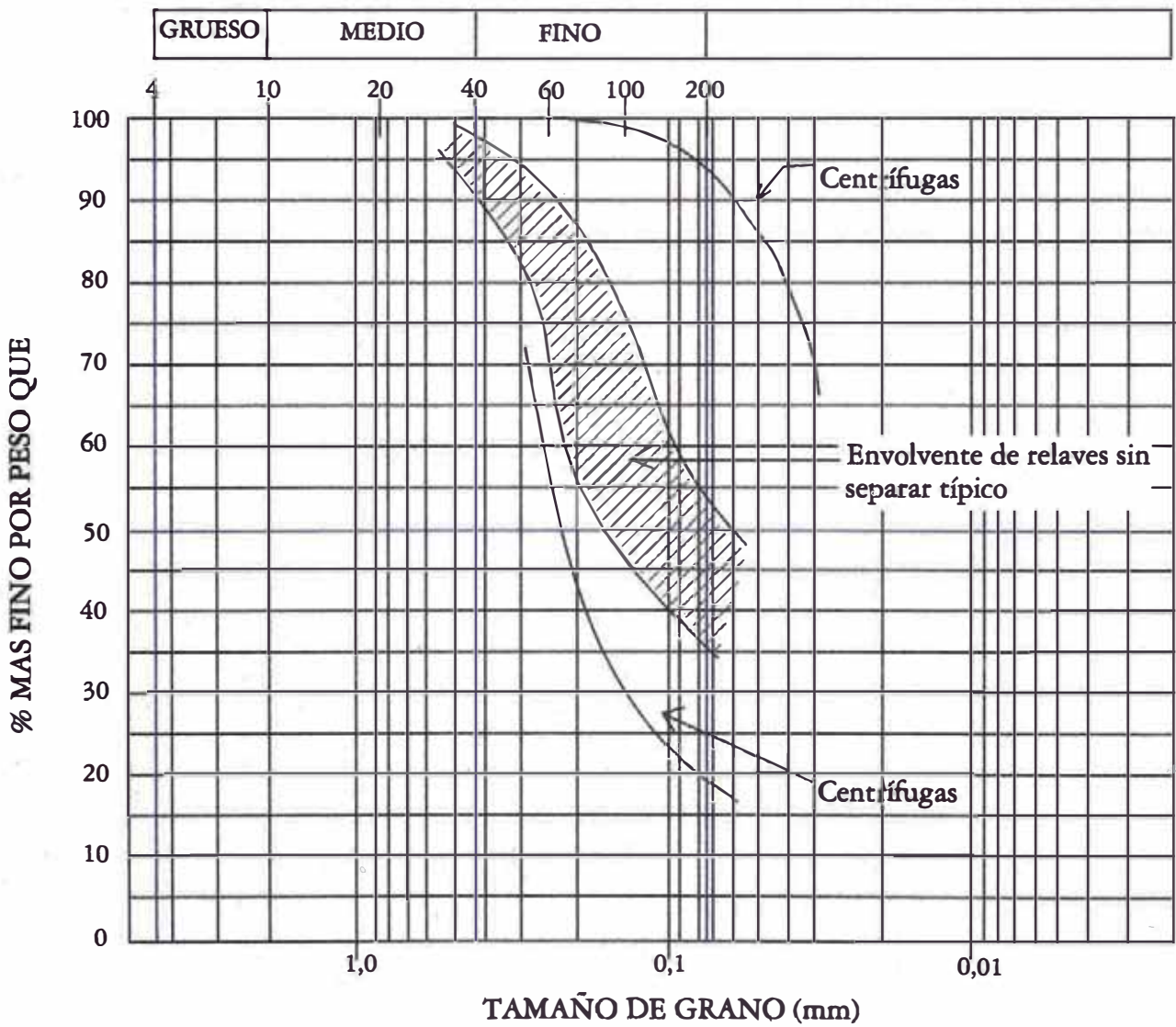


Figura 7.1 GRANULOMETRIA TIPICA DE LOS RELAVES DE UNA MINA DE ZINC, PLOMO Y PLATA EN EL PERU

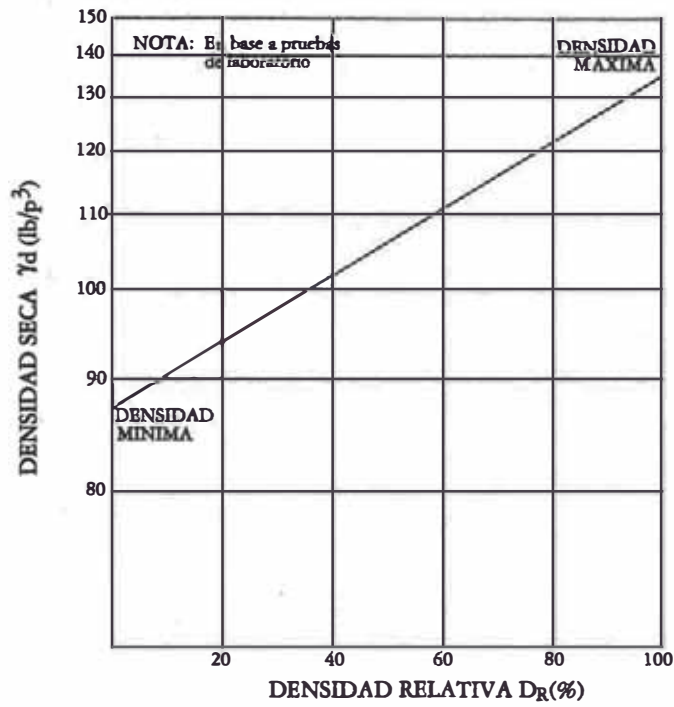


Figura 7.2 DENSIDADES RELATIVAS MAXIMA Y MINIMA DE MUESTRAS DE RELAVES

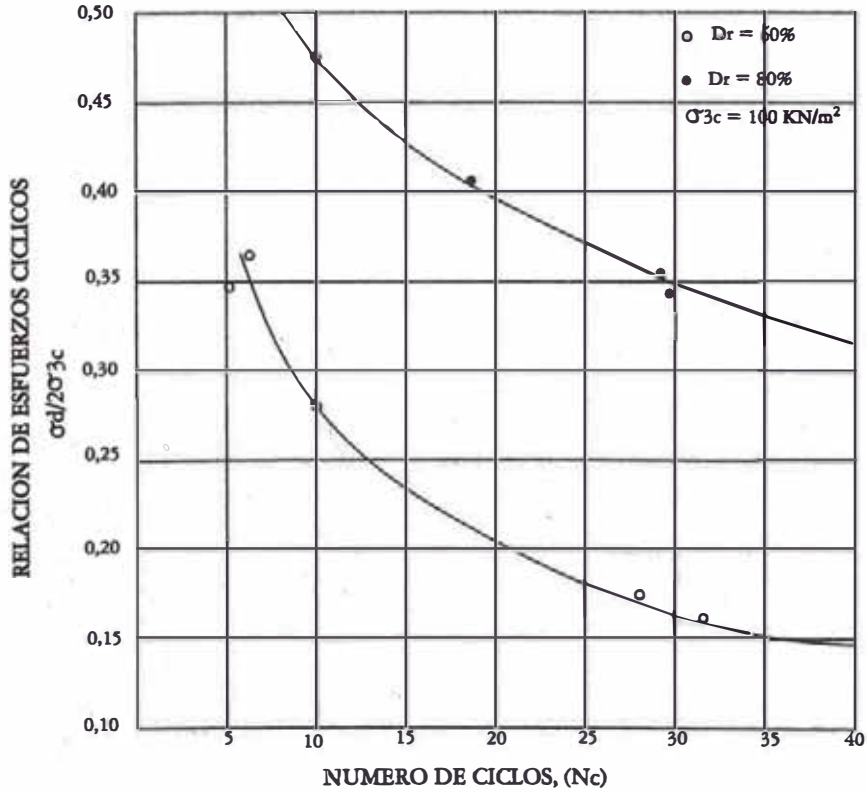


Figura 7.3 PROPIEDADES CICLICAS DE RELAVES

CUADRO 7.1
VALORES DEL ANGULO DE FRICCIÓN
SEGÚN CORRELACION DE OHSAKI (1959)

PROF (mt)	CLASIF (SUCS)	FINOS (%)	E. TOT. (Kg/cm ²)	E.EFEC. (Kg/cm ²)	N (gol/pie)	C _N	N _i	FI (φ)
1,00	SM	40,0	0,160	0,160	2	2.500	5.000	25.0
2,00	SM	40,0	0,320	0,320	6	1.768	10.608	29.6
3,00	SM	40,0	0,480	0,480	6	1.443	8.658	28.2
4,00	SM	40,0	0,640	0,640	6	1.250	7.500	27.2
5,00	SM	40,0	0,800	0,800	4	1.118	4.472	24.5
6,00	SM	40,0	0,965	0,965	6	1.018	6.108	26.1
7,00	SM	40,0	1,130	1,130	8	0.941	7.528	27.3
8,00	SM	40,0	1,295	1,295	6	0.879	5.274	25.3
9,00	SM	40,0	1,465	1,365	10	0.856	8.560	28.1
10,00	SM	40,0	1,635	1,435	7	0.835	5.845	25.8
11,00	SM	40,0	1,805	1,505	5	0.815	4.075	24.0
12,00	SM	40,0	1,975	1,575	12	0.797	9.564	28.8
13,00	SM	40,0	2,145	1,645	20	0.780	15.600	32.7

SM = Arena Limosa

S.U.C.S. = Sistema Unificado de Clasificación de Suelos

7.2.2 PRUEBAS CICLICAS

Para determinar las *tensiones cíclicas* que causan la licuación de un suelo al ser sometido a un sismo con un determinado número de ciclos de tensiones significativas, generalmente se puede realizar mediante un adecuado programa de ensayos de laboratorio. Los ensayos de uso común son las *pruebas de compresión triaxial con carga cíclica*.

Para el presente trabajo, se usa los resultados de varias investigaciones al respecto elevadas sobre suelos arenosos con granulometría idénticos a los relaves producidos en la industria minera. La *granulometría* está representada por el tamaño medio de los granos D_{50} para una densidad relativa D_r del 50% de los cuales se presentan en la **Figura 6.9**, donde $\sigma_d/2\sigma_{3c}$ es la relación de esfuerzos cíclicos requeridos para producir la licuación en la muestra 10 y 30 ciclos, σ_d es el esfuerzo desviador cíclico y σ_{3c} es la presión inicial de confinamiento efectivo.

También se usa los resultados de pruebas cíclicas mostrados en la 7.3, de pruebas cíclicas preparadas desde $D_r = 60\%$ y con esfuerzos iniciales de 1792 Kg/m^2 , y $D_r = 80\%$ y un esfuerzo inicial de 1952 Kg/m^2 . El número de ciclos de carga (N_{eq}) que causan la licuación es evaluado sólo bajo el 5% de criterio de amplificación de esfuerzos, los cuales son ploteados como una función de los esfuerzos cíclicos $\sigma_d/2\sigma_{3c}$ requeridas para producir la licuación en la muestra, donde σ_d es el esfuerzo desviador cíclico y σ_{3c} es la presión inicial de confinamiento efectivo.

7.3 ANÁLISIS SISMICO DEL AREA DEL PROYECTO

Para realizar el análisis sísmico de la presa de relaves, se determinará un **sismo de diseño posible** que se produzca en la zona. La determinación de este probable sismo de diseño se puede realizar por cualquiera de los métodos siguientes: por medio de un *enfoque determinístico* basado en las evidencias geológicas, ó por medio de un *enfoque probabilístico* en el caso de contarse con información de la sismicidad del lugar. Los parámetros buscados para el diseño sísmico son los siguientes:

- Distancia epicentral (**R**); es decir la distancia desde el origen del sismo hasta la zona de estudio.
- La magnitud del sismo (**M**), referida a la *magnitud de ondas superficiales* (**Ms**).
- La intensidad sísmica en el área (**Is**).
- La duración expresada como un número de ciclos equivalentes promedios **Neq**.
- La aceleración horizontal máxima en el área (**a_{máx}**).

El Instituto Geográfico Nacional ha publicado el *Catálogo Sísmico del Perú* (Espinoza, Casaverde, Michael, Alva-Hurtado y Vargas-Neuman), del cual se ha obtenido un listado cronológico de terremotos localizados instrumentalmente que ocurrieron desde el año 1900 hasta la fecha; en ésta se puede encontrar los eventos por profundidad (R), Magnitud M (mb ó Ms), fecha, longitud y latitud del evento sísmico.

Al enunciar la ubicación y accesibilidad del proyecto, se determinó las coordenadas geográficas del depósito de Austria Dúvaz. Los sismos generados en una célula de 0,5° x 0,5°, considerando a Morococha como el centro de ésta célula, son los siguientes:

CUADRO 7.2
DISTRIBUCION DE LOS EVENTOS SIMICOS
OCURRIDOS EN MOROCOCHA

DATE			TIME			LAT S (deg)	LON W (deg)	DEP (km)	MAGNITUDE	
yr	mo	dy	hr	mn	Sec				mb	Ms
1982	04	18	18	43	8,1	11,79	76,05	133,0	4,5	
1978	07	03	10	00	2,7	11,13	76,09	121,0	4,7	
1978	07	29	12	33	58,5	11,60	76,49	98,0	5,0	3,5
1976	07	24	05	40	2,4	11,92	77,60	33,0	4,8	
1972	04	03	01	29	48,9	11,57	76,49	99,0	5,1	
1970	11	10	04	47	48,9	11,50	79,66	50,06	4,3	
1969	04	03	03	47	18,0	11,40	76,60	33,0	4,8	
1968	01	01	08	16	15,3	11,20	76,00	132,0	4,4	
1966	10	23	03	46	15,0	11,10	79,10	32,0	4,6	
1966	08	27	00	59	35,5	11,50	76,50	123,0	4,3	

En otros casos es muy útil el empleo de los *Mapas Isositas del Perú*, que representan la distribución geográfica de las intensidades (Escala Mercalli Modificada) de los terremotos fuertes que se han manifestado en el Perú (Instituto Geofísico del Perú 1:3000000) del cual por interpolación de intensidades se obtiene la intensidad sísmica de la zona del proyecto, así como la distancia epicentral. Para Morococha según estos mapas, se clasifica dentro de una zona con intensidades VI y con una distancia epicentral (R) aproximada de 40 Kms. De igual modo recurriendo a la **Figura 6.4** (Distribución de Máximas Intensidades Sísmica en el Perú), se determinó para Morococha una intensidad de VI

Para una intensidad VI del **Cuadro 6.1**, se encontró que Neq es 10 ciclos.

7.3.1 DETERMINACION DE LA MAGNITUD DEL SISMO

Usando la ecuación (6.04) se encontró que la velocidad máxima ($V_{m\acute{a}x}$) en la zona es 4,57 cm/seg, con este valor, en la ecuación (6.18b) se determinó $M = 5,2$. Usando la ecuación (6.19b) para *suelos aluviales* se encontró $M = 3,27$. Efectuando una comparación entre los valores de "M" hallados anteriormente con los de eventos sísmicos del **Cuadro 7.2**, se toma en cuenta para el proyecto el valor de $M = 5,2$ el que corresponde a la ecuación (6.18b), considerando que la Magnitud del Sismo "M" está referida a la *magnitud de ondas superficiales* (M_s).

7.3.2 DETERMINACION DE LA ACELERACION SISMICA EN LA ZONA DEL PROYECTO

Usando la ecuación (6.03) se halló que la aceleración máxima $a_{m\acute{a}x}$ producida en la zona es 65,16 cm/seg² ó 0,067g. Usando la ecuación (6.18a) se determinó una aceleración máxima de 67,72 cm/seg² (0,069g). Con la ecuación (6.19a) para suelos aluviales se halló una aceleración máxima de 117 cm/seg² (0,12g). Con la **Figura 6.5** para *suelos aluviales* se obtiene 0,11g. De los resultados obtenidos para la aceleración máxima ($a_{m\acute{a}x}$) en la zona, se analiza aquel valor que se aproxima a las máximas aceleraciones esperadas para periodos de retorno de 150 y 500 años, ello es lo obtenido por la ecuación (6.19a).

En resumen los parámetros de sismicidad de la zona serán: distancia epicentral (R) de 40 Km., una magnitud (M) de 5,2, una intensidad sísmica en la zona de VI, velocidad máxima de 4,57 cm/seg y la aceleración máxima de 0,12g promedio.

7.4 **ANÁLISIS DEL POTENCIAL DE LICUACION DE LA PRESA DE RELAVES**

7.4.1 ANÁLISIS DE LICUACION DE LA PRESA DE RELAVES DE AUSTRIA DUVAZ

7.4.1.1 Usando la relación empírica de Conlin (1987)

La relación empírica de Conlin se presenta en la **Figura 6.1**, a partir de este gráfico, para una distancia epicentral de 40 Kms. se observa que la presa se comportará en forma satisfactoria hasta terremotos con magnitudes de hasta 6,9. En el presente caso, la magnitud esperada del sismo es 5,2, por lo que la presa de relaves se comportará en forma satisfactoria.

7.4.1.2 Usando el método simplificado de Seed e Idriss (1971)

En forma general para determinar el potencial de licuación en la presa de relaves se realiza por medio del cálculo de un factor de seguridad contra licuación (FS_{lic}) el cual nos relaciona la resistencia al corte del suelo y los esfuerzos de corte inducidos por el sismo, así:

$$FS_{lic} = \tau_R / \tau_A \text{ ----- (7.1)}$$

Donde: τ_R : es la resistencia de corte en el campo, y

τ_A : es el esfuerzo de corte promedio inducido por el sismo.

Se producirá la licuación en el suelo cuando $\tau_R < \tau_A$; así para que se produzca la licuación debe cumplirse que $FS_{liq} < 1$. El estado crítico será cuando:

$$\tau_A = \tau_R \text{ ----- (7.2)}$$

Como: $\tau_A = 0,65 \text{ rd } (\sigma_v)(a_m/g) \text{ ----- (7.3)}$

$$\tau_R = \{C_r(D_r/D_r-lab)[\sigma_d/2\sigma_{3c}]lab\} \{\sigma'_v\} \text{ ----- (7.4)}$$

Entonces:

$$0,65 \text{ rd } (\sigma_v)(a_m/g) = \{C_r(D_r/D_r-lab)[\sigma_d/(2\sigma_{3c})]lab\} \{\sigma'_v\} \text{ ----- (7.5)}$$

Haciendo:

$$K\sigma = \sigma'_v/\sigma_v = (\tau_s.h - u)/(\tau_s.h) \text{ ----- (7.5a)}$$

Donde: $K\sigma$ es la relación entre la presión efectiva y la presión total, h es la profundidad del punto en estudio, τ_s es el peso volumétrico del suelo seco, u es la presión de poros.

Simplificando la ecuación 7.5:

$$0,65 \text{ rd } (a_m/g) = K\sigma.C_r(D_r/D_r-lab)[\sigma_d/(2\sigma_{3c})]lab \text{ ----- (7.6)}$$

De acuerdo al estudio de sismicidad de la zona se encontró que $N_{eq} = 10$, y de acuerdo a la granulometría (**Figura 7.1**) se obtuvo que la $D_{50} = 0,22$ mm.

- a) De la **Figura 6.9** se halló $\sigma_d/(2\sigma_{3c}) = 0,24$ para $D_r\text{-lab} = 50$ y $N_{eq} = 10$.

Reemplazando los valores en la ecuación 7.6, se obtiene:

$$rd \text{ (am/g)} = 0,00738 K\sigma.Cr.Dr \text{ ----- (7.6a)}$$

- b) De igual manera usando la **Figura 7.3**, se obtiene que: $\sigma_d/(2\sigma_{3c}) = 0,28$ para $D_r\text{-lab} = 60$, y $N_{eq} = 10$.

Reemplazando los valores en la ecuación 7.6, se obtiene:

$$rd \text{ (am/g)} = 0,00718 K\sigma.Cr.Dr \text{ ----- (7.6b)}$$

- c) De igual manera usando la **Figura 7.3**, se obtuvo que:

$$\sigma_d/(2\sigma_{3c}) = 0,475 \text{ para } D_r\text{-lab} = 80, \text{ y } N_{eq} = 10.$$

Reemplazando los valores en la ecuación 7.6, se obtiene:

$$rd \text{ (am/g)} = 0,00913 K\sigma.Cr.Dr \text{ ----- (7.6c)}$$

Donde: **rd** se obtiene de la **Figura 6.11**.

Se aprecia que las tres ecuaciones encontradas son muy parecidas. Se elige la ecuación 7.6b para la evaluación de la licuación debido a que se obtienen valores más conservadores.

Haciendo:

$$R_1 = 0,00718 K\sigma/rd \text{ ----- (7.7)}$$

La ecuación 7.6b, queda de la forma:

$$am/g = R_1.Cr.Dr \text{ ----- (7.8)}$$

Evaluación del Potencial de Licuación en la Presa

Para el estudio de licuación se usará la ecuación 7.6b, la **Figura 6.10** (para hallar los valores de **Dr** y **Cr**) y la **Figura 6.11** (para hallar los valores de **rd**).

CUADRO 7.3

CALCULO DEL VALOR DE "R_i" DE LA ECUACION (7.7) PARA TODO LOS PUNTOS DE LA PRESA DONDE SE ANALIZA EL POTENCIAL DE LICUACION

SOLICITADO	:	MINERA AUSTRIA DUVAZ
PROYECTO	:	DEPOSITO DE RELAVES
UBICACIÓN	:	RELAVERA AUSTRIA DUVAZ
FECHA	:	DICIEMBRE 1998
VALOR DE LA MAGNITUD	:	5,2 Ms
ACELERACION MAXIMA	:	0,12 g
SONDAJE	:	P-2 y P-3 (talud y cimentación actual)
NIVEL FREATICO	:	8,0 m

h (mts)	u (mts)	rd	Peso Volumét. τ_s (TM/m ³)	Presión Total σ_v (TM/m ²)	Presión Efectiva $\sigma'v$ (TM/m ²)	Kesf $K\alpha = \sigma'v / \sigma_v$	Ri $R_i = 0,00718 K\alpha / rd$
1,00	0,0	0,993	1,60	1,60	1,60	1,0000	0,00723
2,00	0,0	0,990	1,60	3,20	3,20	1,0000	0,00725
3,00	0,0	0,971	1,60	4,80	4,80	1,0000	0,00739
4,00	0,0	0,968	1,60	6,40	6,40	1,0000	0,00742
5,00	0,0	0,964	1,60	8,00	8,00	1,0000	0,00745
6,00	0,0	0,954	1,65	9,65	9,65	1,0000	0,00753
7,00	0,0	0,936	1,65	11,30	11,30	1,0000	0,00767
8,00	0,0	0,932	1,65	12,95	12,95	1,0000	0,00770
9,00	1,0	0,925	1,70	14,65	13,65	0,9317	0,00723
10,00	2,0	0,904	1,70	16,35	14,35	0,8777	0,00697
11,00	3,0	0,887	1,70	18,05	15,05	0,8338	0,00675
12,00	4,0	0,879	1,70	19,75	15,75	0,7975	0,00651
13,00	5,0	0,857	1,70	21,45	16,45	0,7669	0,00643

i) Cálculo del Potencial de Licuación en cada punto

Para determinar el potencial de licuación en cada punto, se tiene que tener la profundidad del punto en estudio **h**, el valor de **rd** de acuerdo a la profundidad determinada (**Figura 6.11**), además el valor de la presión de poros **u**.

La altura de agua multiplicada por el peso volumétrico de la misma, dará la *presión neutra* o *presión de poros u* en el punto donde se midió la altura.

Así para **h = 11 m.** del **Cuadro 7.3** se obtiene una presión de poros **u** de $11 - 8 = 3$ m.; el peso volumétrico de los relaves considerado para el análisis es 1,60; 1,65 y 1,70 TM/m³, y el valor de la constante **rd** (de la **Figura 6.11**) es 0,887.

Así:

$$\sigma_v = \tau_s \cdot h = (1,60 \cdot 5,00) + (1,65 \cdot 3,00) + (1,70 \cdot 3,00) = 18,05 \text{ TM/m}^2$$

$$\sigma'v = \tau_s \cdot h - u = 18,05 - 3 = 15,05 \text{ TM/m}^2$$

$$K\sigma = \sigma'v/\sigma_v = 15,05/18,05 = 0,8338$$

Reemplazando los valores de $K\sigma$ y rd en la ecuación 7.7:

$$R_1 = 0,00718 K\sigma/rd \quad \text{-----} \quad (7.7)$$

$$R_1 = 0,00718 * 0,8338/0,887 = 0,00675$$

Reemplazando el valor de " R_1 " en la expresión (7.8):

$$a_m/g = R_1 \cdot Cr \cdot Dr \quad \text{-----} \quad (7.8)$$

$$a_m/g = 0,00675 Cr \cdot Dr \quad \text{-----} \quad (7.8a)$$

En el **Cuadro 7.3**, se presenta el cálculo de R_1 para las demás profundidades.

Una vez que se halla la relación entre la (a_m/g) y la densidad relativa (Dr), se procede a tabular esta relación para cada profundidad.

En el **Cuadro 7.4**, se presentan los valores tabulados para todas las profundidades que se encuentran en el **Cuadro 7.3**.

Los valores hallados en el **Cuadro 7.4**, se grafican en la **Figura 7.4**

Así al analizar una determinada curva, se puede afirmar:

- 1.- Aquella combinación de valores ($a_{m\acute{a}x}/g$) y (Dr) que caiga por debajo de la curva, *no causa licuación*.
- 2.- Aquella combinación de valores ($a_{m\acute{a}x}/g$) y (Dr) que caiga por encima de la curva, *causa licuación*.

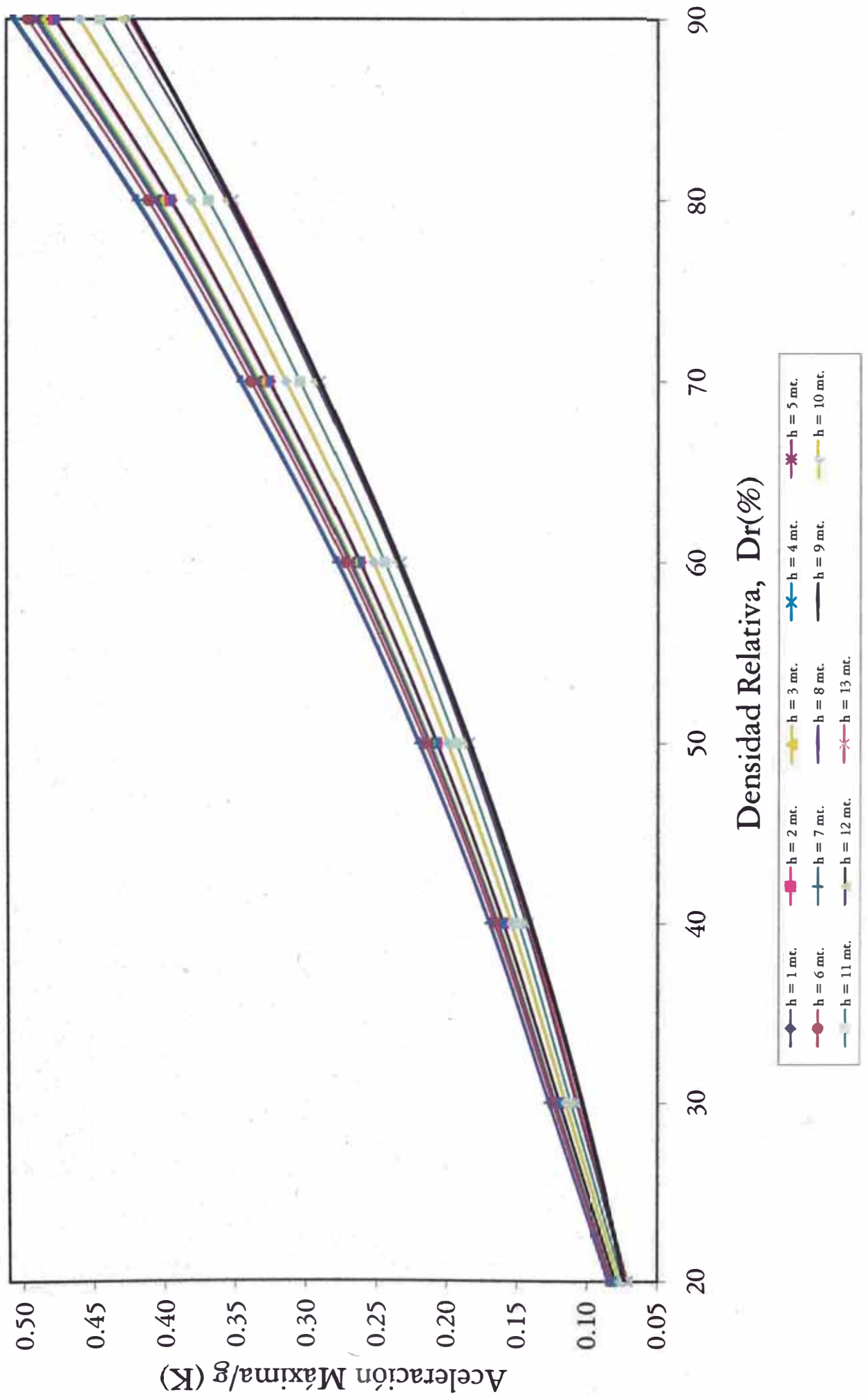
De lo dicho anteriormente, sabiendo que la relación de $a_{m\acute{a}x}/g$ calculado para el proyecto es 0,12, para que en la presa de relaves no ocurra licuación, la Dr mínima debe obtenerse de la **Figura 7.4**; en ésta se halló que la densidad relativa mínima en la presa debe ser 36%.

Para el análisis pseudo-estático de los taludes de las presas de relave, el Ministerio de Energía y Minas solicita periodos de retorno de 150 y 500 años para presas activas e inactivas. Estudios probabilísticos de peligro sísmico de la región (Estudio de Peligro Sísmico PERU BAR S.A. – Noviembre 1997), han determinado valores de aceleraciones máximas de 0,27 y 0,37 para periodos de retorno de 150 y 500 años; en estos casos para que no ocurra licuación, la Dr mínima obtenida de la **Figura 7.4**, debe ser 68% y 85% respectivamente.

CUADRO 7.4
TABULACION DE LAS RELACIONES ENTRE a/g y Dr
PARA LAS PROFUNDIDADES DEL CUADRO 7.3

Dr (%)	Cr	h = 1 R ₁ =0,00723 a/g	h = 2 R ₁ =0,00725 a/g	h = 3 R ₁ =0,00739 a/g	h = 4 R ₁ =0,00742 a/g	h = 5 R ₁ =0,00745 a/g	h = 6 R ₁ =0,00753 a/g	h = 7 R ₁ =0,00767 a/g	h = 8 R ₁ =0,00770 a/g	h = 9 R ₁ =0,00723 a/g	H = 10 R ₁ =0,00697 a/g	h = 11 R ₁ =0,00675 a/g	h = 12 R ₁ =0,00651 a/g	h = 13 R ₁ =0,00643 a/g
20	0,55	0,0795	0,0798	0,0813	0,0816	0,0820	0,0828	0,0844	0,0847	0,0795	0,0767	0,0743	0,0716	0,0707
30	0,55	0,1193	0,1196	0,1219	0,1224	0,1229	0,1242	0,1266	0,1271	0,1193	0,1150	0,1114	0,1074	0,1061
40	0,55	0,1591	0,1595	0,1626	0,1632	0,1639	0,1657	0,1687	0,1694	0,1591	0,1533	0,1485	0,1432	0,1415
50	0,57	0,2061	0,2066	0,2106	0,2115	0,2123	0,2146	0,2186	0,2195	0,2061	0,1986	0,1924	0,1855	0,1833
60	0,6	0,2603	0,2610	0,2660	0,2671	0,2682	0,2711	0,2761	0,2772	0,2603	0,2509	0,2430	0,2344	0,2315
70	0,64	0,3239	0,3248	0,3311	0,3324	0,3338	0,3373	0,3436	0,3450	0,3239	0,3123	0,3024	0,2916	0,2881
80	0,68	0,3933	0,3944	0,4020	0,4036	0,4053	0,4096	0,4172	0,4189	0,3933	0,3792	0,3672	0,3541	0,3498
90	0,73	0,4750	0,4763	0,4855	0,4875	0,4895	0,4947	0,5039	0,5059	0,4750	0,4579	0,4435	0,4277	0,4225

Figura 7.4 POTENCIAL DE LICUACION



7.5 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD FÍSICA DE LA PRESA DE RELAVES DE AUSTRIA DUVAZ

El talud actual del depósito de relaves de la Minera Austria Dúvaz presenta condiciones de inestabilidad debido a la ocurrencia del fenómeno de licuación sísmica que puede producirse. El relave depositado que ocupa una gran extensión, no ha sido cicloneado, es por ello que está conformado por partículas menores a la malla N° 200 en porcentaje de 40% y conformado un talud de hasta 8m. de altura.

Estos depósitos han seguido el método de crecimiento denominado de líneas "aguas arriba" utilizando arenas gruesas que se formaban por segregación de posiblemente de más de dos puntos de acopio. El material segregado era transportado para conformar el dique principal; a medida que el depósito crecía el dique también crecía y como era de suponer, acomodando el dique en sistema de aguas arriba.

El área que ocupa el actual depósito de relaves no ha sido llenada en su totalidad, es decir que puede recibir mayores volúmenes, manteniendo el talud de la cancha con la misma altura actual de 8 metros.

Debido a ello, se ha considerado la construcción de una pequeña presa de 8 m. de altura total, la misma altura que presenta actualmente una parte del depósito. La presa se construirá con doble propósito:

- a) Estabilizar el depósito de relaves actual, susceptible a fallar por la ocurrencia del fenómeno de licuación sísmica, y
- b) Brindar seguridad al depósito para futuros almacenamiento de relaves.

7.5.1 CARACTERÍSTICAS MORFOLÓGICAS DE LA PRESA

7.5.1.1 Coronación

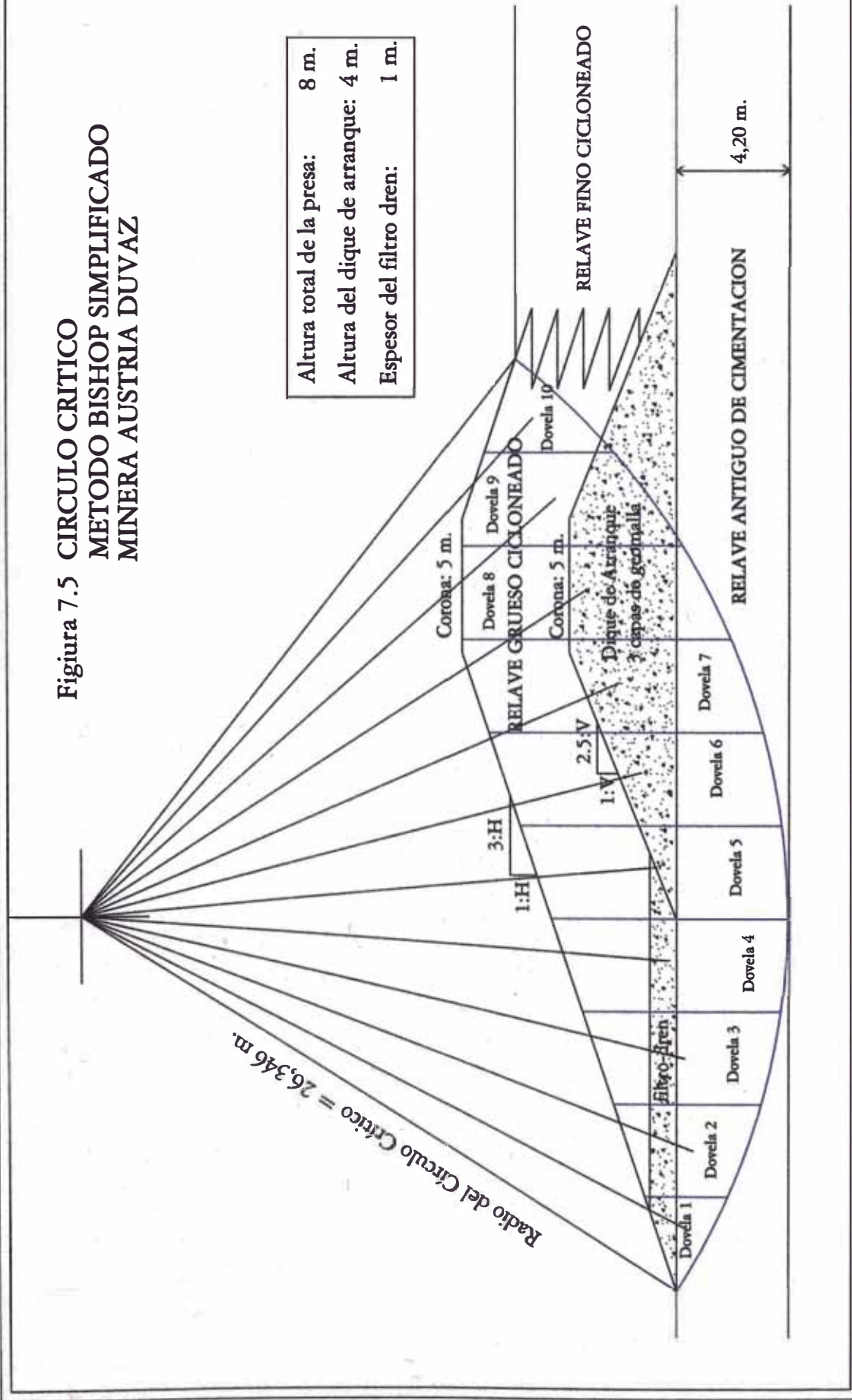
El coronamiento de la presa, durante el proceso de construcción, y hacia el final, debe mantener un ancho adecuado para hacer posible la operación de deposición de los relaves (sistema de cicloneo) a partir de la cresta y/o la eventualidad de tránsito de equipos cuando sea necesario la reparación de daños en la corona.

En el caso de Austria, el ancho de coronación será de 5 m., adecuadamente compactado, ligeramente bombeado, 2% con inclinación hacia el talud aguas arriba y a modo de drenaje superficial (Ver **Figura 7.5**).

7.5.1.2 Altura

La altura de la presa fija el volumen de embalse; de acuerdo a las necesidades de la producción y del almacenamiento de relaves previsto, se ha fijado una altura final de diseño de 8 m., condición en la que la presa completa su altura definitiva.

Figura 7.5 CIRCULO CRITICO
 METODO BISHOP SIMPLIFICADO
 MINERA AUSTRIA DUVAZ



Altura total de la presa:	8 m.
Altura del dique de arranque:	4 m.
Espesor del filtro dren:	1 m.

Radio del Circulo Critico = 26,346 m.

7.5.1.3 Taludes

Según las características del material de relave establecidos en el Capítulo 4, el tipo de presa proyectado es de sección homogénea.

El terraplén se forma con un solo tipo de material semiimpermeable, con permeabilidad vertical (K_v) de $8,0 \times 10^{-3}$ cm/seg, y permeabilidad horizontal (K_h) de $1,0 \times 10^{-2}$ cm/seg. respecto a los taludes. Entre el material que forma el cuerpo de la presa y la zona de lodos, sobre el talud aguas abajo, no existe una frontera definitiva.

Esta circunstancia, debido al sistema de deposición de los lodos y arena del material de relave, introduce una anisotropía en la permeabilidad. Es recomendable una relación entre la permeabilidad horizontal a la vertical de 2.5.

Aguas bajo el talud tendrá una sola inclinación de 3:1 (Ver **Figura 7.5**), contado desde la cresta hasta el pie que remata en el dique de protección. El talud aguas arriba, teóricamente tiene la misma inclinación que las aguas abajo, pero en la práctica durante el lento proceso de construcción del relave, éste talud tiende a homogenizarse.

7.5.1.4 Dique de Arranque

El dique de arranque será de material de préstamo, con tamaño de partículas menor de 3 pulgadas y compactado en capas de 30 cm. Un suelo de origen morrénico, que abunda en las colinas adyacentes al depósito, con un contenido de finos menor del 15% es el más adecuado.

Sobre la primera capa de material compactado, se colocará la primera capa de la geomalla, con la dirección de las "cocadas" reforzadas de la geomalla uni-axial a lo ancho del dique. La malla uni-axial (reforzada en una dirección) será de 2,0 TM. de resistencia a la tracción, con una deformación del 2% (refuerzo rígido respecto a la rigidez del material compactado).

La geometría del dique de arranque lo compone un terraplén con taludes de pendiente 2.5:1. La corona tendrá 5 m. de ancho y la base tendrá 25 m. de ancho (Ver **Figura 7.5**).

Para el caso de combinar material de préstamo con arenas y geomalla, esta se hará de tal manera de conservar la geometría final del depósito; para tal caso el talud aguas abajo será de 3:1, como tal el ancho de la base será de 32 metros.

La compactación deberá alcanzar el 90% de la máxima densidad seca, obtenida del Ensayo Proctor Modificado y deberá utilizarse un rodillo liso vibratorio de 10 TM. de peso muerto como mínimo.

7.5.1.5 Presa de Relaves

Después de construido el dique de arranque podrá incrementarse la altura del dique vertiendo el relave grueso mediante el método del cicloneado. Se podrá llegar hasta una altura total de 8,0 metros de altura. La presa tendrá un talud con pendiente 3:1.

La geometría final de la presa estará conformada por corona de 5 m. de ancho y la base tendrá un sobre ancho de 15 m. adicional a la base del dique de arranque (Ver **Figura 7.6**).

La superficie de falla crítica es del tipo de falla general y profundo atravesando los suelos que conforman el dique y pasando por el fondo de la cimentación.

7.5.1.6 Cicloneado de los relaves

Para efectos del reforzamiento del dique, para la construcción de los filtros dren y para la acumulación de material grueso detrás del talud (aguas abajo) se requiere de por lo menos 12 000 m³ de arenas gruesas. Por otro lado el volumen necesario para uniformizar el relieve del depósito es de 45 000 m³ de relaves finos. Para Pesos Volumétricos de arenas gruesas de 1,7 TM/m³ y, de 1,6 TM/m³ para los finos. El corte que se desea en el ciclón es de 22% del peso para arenas y el resto para el material fino.

7.5.1.7 Protección del pie de talud aguas abajo

Se hará un dique de protección construido con piedras grandes arrojados en orden (escollera), a fin de proteger el pie del talud "aguas abajo", contra el peligro de arrastre de materiales de relave que pueden derivar hacia el canal de drenaje, y también contra la erosión.

7.5.1.8 Sistema de decantación

Aguas arriba de los depósitos, donde se encuentra el material fino, se forma una laguna debido a la decantación de los finos. El agua es evacuada actualmente a través de "quenales" con un tramo final perforado que conduce las aguas por el interior del deposito hacia el exterior.

La decantación se produce por medio de segregación de la pulpa, migrando las partículas finas y el agua al lado opuesto de la descarga, hacia la poza y evacuando de la parte de las aguas por bombeo para uso en otras actividades mineras.

7.5.1.9 Filtros

Los filtros cumplen la función de mantener y controlar la línea de filtración a lo largo del crecimiento de la presa, de tal manera que de ningún modo el agua emerja a través del talud.

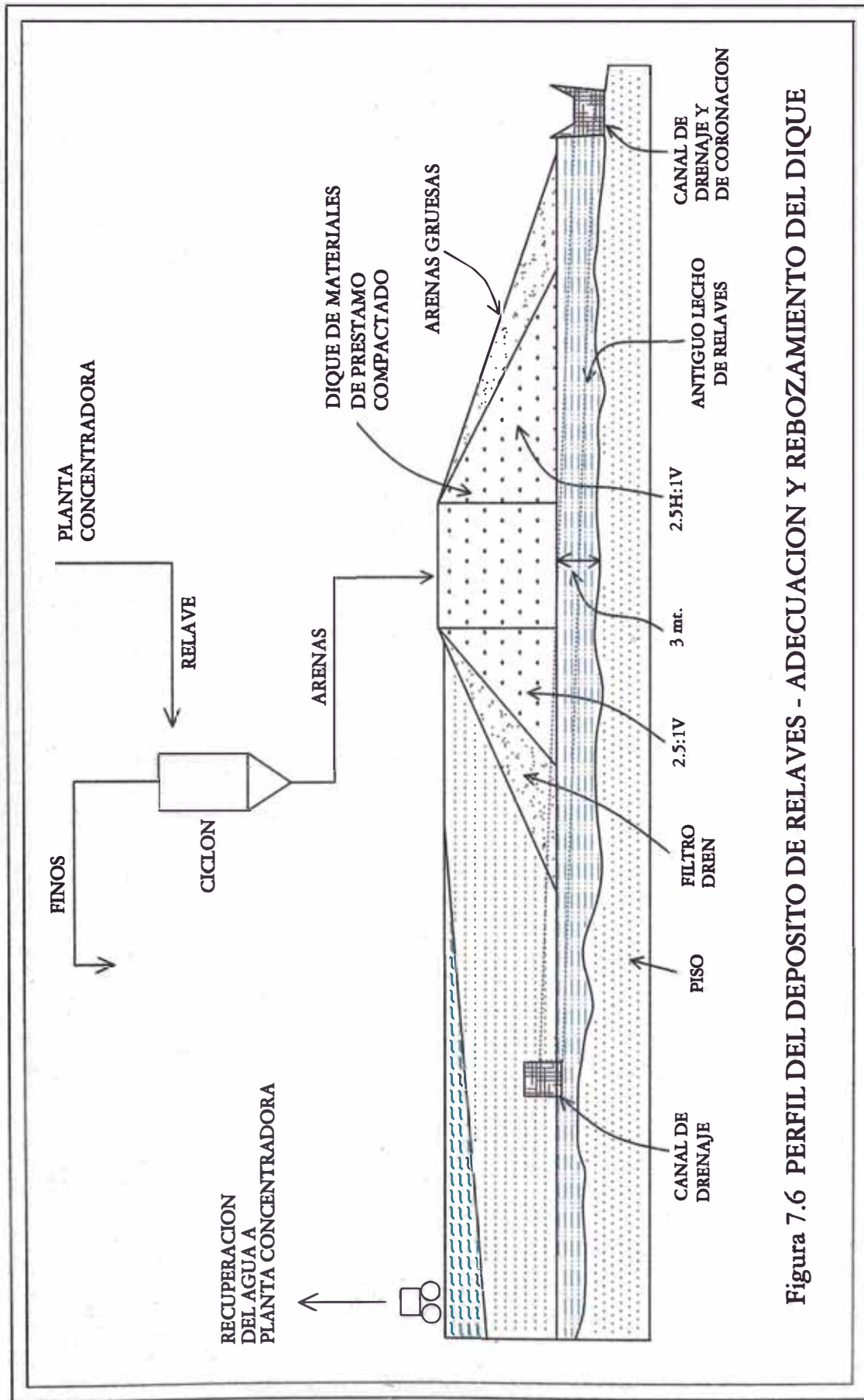


Figura 7.6 PERFIL DEL DEPOSITO DE RELAVES - ADECUACION Y REBOZAMIENTO DEL DIQUE

Los filtros también cumplen la importante finalidad de prevenir el riesgo de licuación, muy usual en estas estructuras. El filtro nace al pie del dique de arranque y remata en el canal de drenaje que recoge las aguas filtradas así como las decantadas.

7.5.1.10 Resguardo

Es la sobreelevación que debe existir entre la corona y la superficie de agua libre en el vaso. Se construye con el objeto de garantizar que el agua decantada no pueda verter por encima de la presa por efectos de rebozamiento por causa del oleaje ó por mala deposición de los relaves sobre la cresta. Para mantener esta condición, es suficiente mantener sobre el nivel del lodo, un resguardo de 2,00 metros.

7.5.2 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

7.5.2.1 Tipo de presa

El depósito de relaves de Austria Dúvaz, durante el tiempo de abandono ha ido sufriendo cambios en su perfil superficial, especialmente por el traslado de los materiales superficiales (construcción de la cancha de fulbito en la cabecera del depósito). Todas estas acciones han originado fuertes depresiones o huecos en el depósito, a tal punto que en algunos casos alcanza el nivel freático.

Con el propósito de alcanzar un perfil homogéneo de la superficie, necesario para el plan de cierre, se acomodará los excesos de relaves hacia las zonas más profundas y se completará con relaves frescos de la misma Planta Concentradora, durante el periodo que sea necesario. Se estima completar un volumen de 68 000 m³ de relaves.

Al proyectar el tipo de presa es importante establecer el mayor empleo de los materiales disponibles, aprovechando al máximo las ventajas económicas del material seleccionado, tanto para el terraplén como para la cimentación. En el Capítulo 4, se ha definido las principales características físicas, mecánicas e hidráulicas del material de relave, que hacen posible su uso para construir una presa de tipo homogéneo.

En cuanto al método constructivo, se ha elegido el método de líneas "aguas arriba", caracterizado por el movimiento del eje de presa en dirección aguas arriba al incrementar la altura de la presa.

La presa será erigida por el desparrame y compactación de relaves gruesos en la corona y en los taludes. La porción gruesa de los relaves, separados por ciclones, es necesaria, para suministrar un drenaje rápido, proporcionando resistencia a los equipos de construcción; en arenas de relave sin cohesión es adecuado y eficiente emplear tractores de oruga.

7.5.2.2 Criterio de diseño

Además de las razones económicas, las presas de relaves deben ser seguras y estables durante toda la fase de construcción, operación y cierre; para ello se establece las recomendaciones generales detallados a continuación:

- a) Evitar el recrecimiento excesivo y muy rápido de la presa, a fin de mejorar la consolidación de los taludes y propiciar métodos de compactación que mejoren la resistencia del dique.
- b) En áreas con peligro de avenidas, debe evitarse a toda costa el rebosamiento del dique, contrarrestando para ello con obras de alivio adecuado.
- c) Utilizar anchas playas conservadoras (≥ 30 m.) y evitar la saturación del talud aguas arriba, disponiendo de sistemas de decantación permanente para la eliminación del agua de embalse.
- d) Debe existir un Balance de Agua al interior de la presa, reduciéndose éste a un mínimo para asegurar la estabilidad.
- e) Supervisar las filtraciones a través del terraplén, cimentación y apoyos, mediante el control de la línea de saturación.

Siempre que se emplee los medios de construcción y de control correctos, las presas de relaves proyectadas para satisfacer las anteriores condiciones, serán permanentemente seguras.

7.5.3 MÉTODOS DE CALCULO

Todo los métodos para el cálculo de los Coeficientes de Seguridad de presas utilizan las propiedades físicas y mecánicas del material del terraplén, así como las presiones hidrostáticas bajo la línea de saturación.

En el método de la superficie de deslizamiento, se plantea diversas superficies según la forma adoptada (plano, círculo, espiral, logarítmica, etc.). Suponiendo que a lo largo de ésta, actúa la resistencia al esfuerzo cortante del terreno, la cual dividida por el factor de seguridad (FS), debe equilibrar la acción desestabilizadora del peso del terreno limitada por dicha superficie.

El Mínimo FS hallado, determinará el FS para las condiciones de falla supuesta.

El método sueco agrupa todos los procedimientos de análisis de estabilidad, que asimilan la superficie de falla a un cilindro, cuyo trazo es un arco de circunferencia.

Con el método sueco se obtiene distintas variantes, con los que consigue resultados muy cercanos, y tan precisos como los de otros métodos matemáticos.

De estos son descritos a continuación:

7.5.3.1 Método Sueco de las Dovelas ó de Fellenius

Este método asume una superficie de falla circular, a lo largo del cual actúa la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos cohesivos y friccionantes.

Es decir: $s = c + \sigma \text{Tan}\phi$ Ecuación de Coulomb

Sobre esta superficie debe considerarse el efecto de las presiones intersticiales, obtenidos de la red de filtración, cuando ésta existe.

El método consiste en dividir el bloque deslizante en fajas verticales ó dovelas. El número de dovelas, es cuestión de elección; su espesor debe ser unitario. En el caso de Austria Dúvaz, la masa de relave comprendida entre el talud aguas abajo y el círculo de falla está dividida en 10 dovelas de 1,00 m. de espesor.

Para el equilibrio de cada dovela, las fuerzas consideradas se esquematiza en la **Figura 7.7**.

El procedimiento se calcula de la siguiente manera:

- Se calcula el peso de la dovela W_i , y las fuerzas N_i y T_i que la contrarrestan a lo largo de la superficie de deslizamiento ΔL_i (**Figura 7.7c**). Las fuerzas normales E_1 y E_2 y tangentes T_n y T_{n+1} , representan las acciones debido a la interacción de las dovelas adyacentes.
- En el procedimiento Fellenius se acepta la hipótesis de que cada dovela actúa en forma independiente. Esto significa que las fuerzas E_1 y E_2 se contrarrestan por ser iguales, colineales y contrarios, y el esfuerzo del momento de las fuerzas T_n y T_{n+1} , de igual magnitud se considera despreciable, simplificándose de éste modo los cálculos.
- La fuerza normal (N_i) actuante sobre la base de la dovela es:

$$N_i = W_i \text{Cos } \alpha_i - \mu_i$$

Y la fuerza tangencial debido al peso de la dovela:

$$T_i = W_i \text{Sen } \alpha_i$$

La fuerza actuante al cortante (S_i), que se desarrolla en la base de las dovelas, si existe "c", es:

$$S_i = c + N_i \text{Tan } \alpha$$

Para este cálculo se considera constantes, los esfuerzos normales σ_i , y la resistencia al esfuerzo cortante S_i , a lo largo del arco ΔL_i .

El momento actuante, o desestabilizador (M_a), debido al peso de las dovelas, respecto al punto O, es:

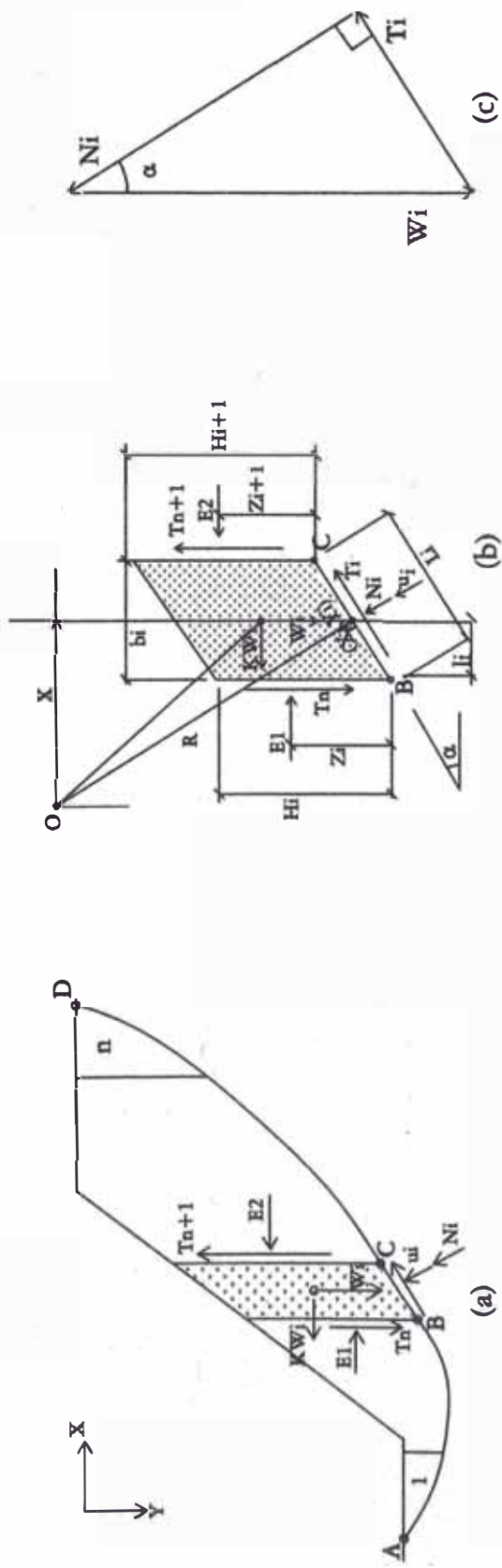


Figura 7.7 DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE DE LA IESIMA DOVELA

$$M_a = R \sum T_i$$

La componente normal del peso de la dovela (N_i) pasa por O, por ser la superficie de falla un arco de circunferencia, y por lo tanto no da momento respecto a aquel punto.

A este efecto se opone el momento resistente (M_r), debido a la resistencia al cortante (S_i) que se desarrolla en la superficie de deslizamiento de cada dovela.

$$M_r = R \sum S_i$$

El Factor de Seguridad (FS), se define como:

$$FS = M_r/M_a$$

O también:

$$FS = \frac{\sum [c_b + (W_i \cos \alpha_i - \mu_i b) \tan \alpha_i]}{\sum W_i \sin \alpha_i}$$

Los factores de seguridad son tanteados para varios círculos de deslizamientos, a fin de determinar dentro de ellos el llamado *círculo crítico* que corresponda al factor de seguridad mínima.

7.5.3.2 Método de Bishop Modificado

La modificación que Bishop introdujo respecto al método de Fellenius, consiste en aceptar el efecto lateral de las dovelas. Volviendo a la **Figura 7.7b**, se toma momentos de todas las fuerzas que actúan sobre dicho bloque con respecto al centro de dicho círculo, comprobándose con el Factor de Seguridad.

$$\sum W_i X = \sum S_i \Delta L_i * R \quad (7.9)$$

$$FS$$

Haciendo: $X = R \sin \alpha_i$

$$S_i = c + \sigma \tan \phi = c + \left(\frac{N_i}{\Delta L_i} - \mu_i \right) \tan \phi$$

La ecuación (7.9) se convierte en:

$$FS = \frac{1}{\sum W_i \sin \alpha_i} \sum [c \Delta L_i + (N_i - \mu_i \Delta L_i) \tan \phi] \quad (7.10)$$

Estableciendo el equilibrio vertical de las fuerzas que actúan sobre cada dovela, y sustituyendo N_i , queda:

$$FS = \frac{1}{\sum W_i \text{Sen } \alpha_i} \sum [cb + (W_i - \mu_i b + T_n - T_{n+1}) \text{Tan } \phi] \frac{\text{Sec } \alpha_i}{1 + \frac{\text{Tan } \phi * \text{Tan } \alpha_i}{F}} \quad (7.11)$$

El método simplificado de Bishop, elimina las fuerzas E, al proyectar cada faja, según la vertical. También supone que la resultante de las fuerzas T_n, debe ser cero para ϕ y α_i constantes.

$$\sum (T_n - T_{n+1}) = 0$$

Con lo que resulta:

$$FS = \frac{1}{\sum W_i \text{Sen } \alpha_i} \sum [cb + (W_i - \mu_i b) \text{Tan } \phi] m \alpha_i \quad (7.12)$$

Donde: $m \alpha_i = \frac{\text{Sec } \alpha_i}{1 + \frac{\text{Tan } \phi * \text{Tan } \alpha_i}{F}}$

ϕ = Angulo de fricción interna

c = Cohesión

b = Ancho de la dovela

W_i = Peso de la dovela

μ_i = Presión de poros (sub-presión)

α_i = Angulo con la horizontal

La ecuación final contiene el Factor de Seguridad F, por lo que hay que comenzar por dar un valor a $F = F_{so}$, para introducirlo en el segundo miembro de la ecuación (7.12). La iteración es muy rápida, basta con dos tanteos.

7.5.4 FACTOR DE SEGURIDAD SIN SISMO (Condición Estática)

El Factor de Seguridad bajo condiciones estáticas se calcula basándose en los parámetros de resistencia al corte, densidades y condiciones de saturación de los materiales constituyentes del terraplén así como de la cimentación.

Otro factor a considerar, contrario a la estabilidad, es el riesgo de licuación, el cual, entre otros, depende de la densidad relativa de las arenas al formar el terraplén.

En lo que sigue se considerará 3 casos, diferentes de densidades relativas, a fin de comparar su efecto en la estabilidad final de la presa.

1er Caso: $\phi = 30^\circ$ (**Cuadro 7.1**, valores del ángulo de fricción – metodología basada en el ensayo de penetración)

$$c = 0$$

$$\gamma_d = 1,60 \text{ TM/m}^3 \text{ (Para: } a_{m\acute{a}x}/g=0,12, D_r=36\%. \text{ De la Figura 7.2 } D_r \text{ máximas y mínimas de muestras de relaves)}$$

2do Caso: $\phi = 35^\circ$ (Asumido)

$$c = 0$$

$$\gamma_d = 1,83 \text{ TM/m}^3 \text{ (Para: } a_{\text{máx}}/g=0,27, \text{ Dr}=68\%. \text{ De la Figura 7.2}$$

Dr máximas y mínimas de muestras de relaves)

3er Caso: $\phi = 38^\circ$ (Asumido)

$$c = 0$$

$$\gamma_d = 1,98 \text{ TM/m}^3 \text{ (Para: } a_{\text{máx}}/g=0,37, \text{ Dr}=85\%. \text{ De la Figura 7.2}$$

Dr máximas y mínimas de muestras de relaves)

Para la estabilidad del talud aguas abajo, la sección crítica ocurre hacia el final de la vida de la presa, esto es, a embalse lleno, cuando el terraplén alcanza su máxima saturación. En este caso, la presión de poros definido en base a la red de flujos puede alcanzar la superficie de falla originando la fuerza de sub presión (μ) que reduce los componentes normal del peso de la dovela, dando como resultado un menor esfuerzo efectivo y por consiguiente una menor resistencia al esfuerzo cortante, según la expresión de Coulomb.

$$S = (\sigma - \mu) \text{ Tan}\phi + c$$

Para el talud aguas arriba, el análisis se cree innecesario ya que los finos del relave al depositarse sobre aquél, favorecen su estabilidad estática; más bien el efecto de ésta masa formada por las zonas menos resistentes de la presa es actuar como flujo denso contra el dique exterior. En estas circunstancias es suficiente un ancho adecuado de la base de la presa para garantizar estabilidad al deslizamiento horizontal.

La estabilidad de talud aguas abajo, supone la condición extrema de que la línea de filtración actúe realmente. Por el contrario es característica de las presas de relaves, el mantener playas suficientemente alejadas del dique, de modo que se consiga líneas freáticas, aún más bajas que los supuestos.

Finalmente el hecho de disponer de una cimentación calificada, la superficie de falla va a estar gobernada por las capas menos resistentes; en este caso, del terraplén. Por ello el círculo de falla propuesto, que pasa por el pie del talud y es *tangente a la cimentación del relave antiguo*, se considera el crítico.

Las condiciones del círculo crítico pueden verse en la **Figura 7.5** y el cálculo del Factor de Seguridad Sin Sismo (Condición Estática) para los tres casos considerados, se encuentran en los **Cuadros 7.6, 7.7 y 7.8**. El **Cuadro 7.5** se ha elaborado para facilitar el procedimiento de cálculo.

Los resultados se hallan resumidos en el **Cuadro 7.13**.

CUADRO 7.5
PROCEDIMIENTO DE CALCULO
METODO MODIFICADO DE BISHOP

DOVELA N°	ELEMENTOS DE CALCULO			PESOS VOLUMETRICOS REFERIDOS A LA Dr			PESOS DE DOVELAS Para Dr = 36%,68%,85%			ANGULO DE FRICCION INTERNA		
	α_i (°)	b (m)	AREA (m ²)	36% (TM/m ³)	68% (TM/m ³)	85% (TM/m ³)	W'i (TM)	W''i (TM)	W'''i (TM)	ϕ' (°)	ϕ'' (°)	ϕ''' (°)
1	28,181	3,49	5,569	1,6	1,83	1,98	8,91	10,19	11,03	30°	35°	38°
2	19,878	3,49	14,844	1,6	1,83	1,98	23,75	27,16	29,39	30°	35°	38°
3	11,828	3,49	22,638	1,6	1,83	1,98	36,22	41,43	44,82	30°	35°	38°
4	4,323	3,49	28,610	1,6	1,83	1,98	45,78	52,36	56,65	30°	35°	38°
5	3,917	3,49	32,476	1,6	1,83	1,98	51,96	59,43	64,30	30°	35°	38°
6	10,942	3,49	35,308	1,6	1,83	1,98	56,49	64,61	69,91	30°	35°	38°
7	18,873	3,49	36,312	1,6	1,83	1,98	58,10	66,45	71,90	30°	35°	38°
8	27,160	3,49	30,988	1,6	1,83	1,98	49,58	56,71	61,36	30°	35°	38°
9	36,675	3,49	23,342	1,6	1,83	1,98	37,35	42,72	46,22	30°	35°	38°
10	46,103	3,49	8,759	1,6	1,83	1,98	14,01	16,03	17,34	30°	35°	38°

Dr = Densidad Relativa al Peso Volumétrico Relativo

b = Ancho de la dovela

α_i = Angulo que hace la tangente de la superficie de falla en el centro de la dovela con la horizontal

CUADRO 7.6

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EN CONDICIONES ESTÁTICAS - CASO I

Condiciones: $\phi = 30^\circ$, $c = 0$, $\mu_i = 0$, $D_r = 36\%$, $\gamma = 1,60 \text{ TM/m}^3$

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11		12	13		FS
										$m\alpha_i$	$F_{so}=1,500$		$m\alpha_i$	$F_{so}=1,938$	
Dovela N°	b (m)	Area (m ²)	Wi (TM)	α_i (°)	WiSen α_i	cb	$\mu_i b \tan \phi$	WiTan ϕ	(7)+(9)-(8)	$m\alpha_i$	$F_{so}=1,500$	M α_i	(10x12)	$m\alpha_i$	$F_{so}=1,938$
1	3,49	5,57	8,91	28,18	4,21	0	0	5,14	5,14	0,941	4,84	0,975	5,02	0,978	5,03
2	3,49	14,84	23,75	19,88	8,08	0	0	13,71	13,71	0,933	12,80	0,958	13,13	0,960	13,16
3	3,49	22,64	36,22	11,83	7,42	0	0	20,91	20,91	0,945	19,77	0,960	20,08	0,962	20,11
4	3,49	28,61	45,78	4,32	3,45	0	0	26,43	26,43	0,975	25,75	0,980	25,91	0,981	25,92
5	3,49	32,48	51,96	3,92	3,55	0	0	30,00	30,00	0,977	29,30	0,982	29,46	0,982	29,47
6	3,49	35,31	56,49	10,94	10,72	0	0	32,62	32,62	0,948	30,92	0,962	31,37	0,963	31,41
7	3,49	36,31	58,10	18,87	18,79	0	0	33,54	33,54	0,934	31,33	0,957	32,11	0,959	32,17
8	3,49	30,99	49,58	27,16	22,63	0	0	28,63	28,63	0,939	26,87	0,972	27,82	0,975	27,91
9	3,49	23,34	37,35	36,68	22,31	0	0	21,56	21,56	0,969	20,90	1,016	21,91	1,020	22,00
10	3,49	8,76	14,01	46,10	10,10	0	0	8,09	8,09	1,030	8,34	1,095	8,86	1,101	8,91
					111,26						210,81		215,67		216,11

$$FS = \frac{\sum [cb + \tan \phi (Wi - \mu_i b)] m\alpha_i}{\sum Wi Sen \alpha_i}$$

1) $F_{so} = 1,500$ $FS = 1,895$

2) $F_{so} = 1,895$ $FS = 1,938$

3) $F_{so} = 1,938$ $FS = 1,942$; Se considera $FS = 1,942$

$$m\alpha_i = \frac{Sec \alpha_i}{1 + \tan \phi * \tan \alpha_i} \cdot \frac{1}{F_{so}}$$

CUADRO 7.7

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EN CONDICIONES ESTÁTICAS - CASO II

Condiciones: $\phi = 35^\circ$, $c = 0$, $\mu_i = 0$, $D_r = 68\%$, $\gamma = 1,83 \text{ TM/m}^3$

Dovela N°	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11		FS (10x11)	12		FS (10x12)	13		FS (10x13)
										cb	mci Fso=1,500		WiSenai	Mci Fso=2,247		mci Fso=2,346		
1	3,49	5,57	10,19	28,18	4,81	0	0	7,14	7,14	0,908	6,48	6,94	0,972	6,94	0,978	6,98		6,98
2	3,49	14,84	27,16	19,88	9,24	0	0	19,02	19,02	0,910	17,31	18,18	0,956	18,18	0,960	18,26		18,26
3	3,49	22,64	41,43	11,83	8,49	0	0	29,01	29,01	0,931	27,00	27,82	0,959	27,82	0,962	27,89		27,89
4	3,49	28,61	52,36	4,32	3,95	0	0	36,66	36,66	0,969	35,51	35,92	0,980	35,92	0,981	35,95		35,95
5	3,49	32,48	59,43	3,92	4,06	0	0	41,61	41,61	0,971	40,42	40,84	0,981	40,84	0,982	40,88		40,88
6	3,49	35,31	64,61	10,94	12,26	0	0	45,24	45,24	0,934	42,27	43,46	0,961	43,46	0,963	43,57		43,57
7	3,49	36,31	66,45	18,87	21,50	0	0	46,53	46,53	0,911	42,41	44,44	0,955	44,44	0,959	44,62		44,62
8	3,49	30,99	56,71	27,16	25,89	0	0	39,71	39,71	0,907	36,01	38,48	0,969	38,48	0,975	38,70		38,70
9	3,49	23,34	42,72	36,68	25,51	0	0	29,91	29,91	0,925	27,67	30,27	1,012	30,27	1,020	30,51		30,51
10	3,49	8,76	16,03	46,10	11,55	0	0	11,22	11,22	0,971	10,90	12,23	1,089	12,23	1,101	12,36		12,36
					127,26						285,96	298,57		298,57		299,72		299,72

$$FS = \frac{\sum [cb + \text{Tan}\phi (Wi - \mu_i b)] m_{ci}}{\sum Wi \text{Sen}\alpha_i}$$

1) $F_{so} = 1,500$ $FS = 2,247$

2) $F_{so} = 2,247$ $FS = 2,346$

3) $F_{so} = 2,346$ $FS = 2,355$; Se considera $FS = 2,355$

$$m_{ci} = \frac{\text{Sec}\alpha_i}{1 + \frac{\text{Tan}\phi * \text{Tan}\alpha_i}{F_{so}}}$$

CUADRO 7.8

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EN CONDICIONES ESTÁTICAS - CASO III

Condiciones: $\phi = 38^\circ$, $c = 0$, $\mu_i = 0$, $D_r = 85\%$, $\gamma = 1,98 \text{ TM/m}^3$

Dovela N°	2 b (m)	3 Area (m ²)	4 Wi (TM)	5 α_i (°)	6 Wi Sen α_i	7 cb	8 $\mu_i b \text{ Tan } \phi$	9 Wi Tan ϕ	10 (7)+(9)-(8)	11		12 Mci	13	
										mci			FS	
										$F_{so}=1,500$		$F_{so}=2,472$	(10×12)	(10×13)
1	3,49	5,57	11,03	28,18	5,21	0	0	8,61	8,61	0,887	7,64	0,970	8,36	8,42
2	3,49	14,84	29,39	19,88	9,99	0	0	22,96	22,96	0,895	20,55	0,954	21,91	22,04
3	3,49	22,64	44,82	11,83	9,19	0	0	35,02	35,02	0,921	32,26	0,958	33,56	33,67
4	3,49	28,61	56,65	4,32	4,27	0	0	44,26	44,26	0,965	42,70	0,979	43,35	43,40
5	3,49	32,48	64,30	3,92	4,39	0	0	50,24	50,24	0,968	48,62	0,981	49,29	49,35
6	3,49	35,31	69,91	10,94	13,27	0	0	54,62	54,62	0,925	50,54	0,960	52,43	52,59
7	3,49	36,31	71,90	18,87	23,26	0	0	56,17	56,17	0,897	50,39	0,954	53,58	53,86
8	3,49	30,99	61,36	27,16	28,01	0	0	47,94	47,94	0,887	42,52	0,967	46,36	46,72
9	3,49	23,34	46,22	36,68	27,60	0	0	36,11	36,11	0,898	32,44	1,009	36,44	36,83
10	3,49	8,76	17,34	46,10	12,50	0	0	13,55	13,55	0,936	12,68	1,086	14,71	14,91
					137,69						340,34		359,98	361,79

$$FS = \frac{\sum [cb + \text{Tan } \phi (Wi - \mu_i b)] mci}{\sum Wi \text{ Sen } \alpha_i}$$

1) $F_{so} = 1,500$

FS = 2,472

2) $F_{so} = 2,472$

FS = 2,614

3) $F_{so} = 2,614$

FS = 2,628;

Se considera FS = 2,628

$$mci = \frac{\text{Sec } \alpha_i}{1 + \frac{\text{Tan } \phi * \text{Tan } \alpha_i}{F_{so}}}$$

7.5.5 FACTOR DE SEGURIDAD CON SISMO (Condición Pseudo-Estática)

La corrección de seguridad, considerando para ello al sismo, tienen que ser efectuadas con los Coeficientes Sísmicos (k) esperados.

En el **Capítulo 6.4.2**, se hace referencia a la elección del *Coeficiente Sísmico* (k) para presas de tierra y enrocamientos; éstas corresponden a normas de diferentes países (Estados Unidos y Japón). De igual modo, la obtención del *Coeficiente Sísmico* (k), puede hacerse de la **Figura 6.8** (Zonificación del Coeficiente Sísmico en el Perú).

En general, a escala internacional, dada la gran variedad de los materiales de relaves minerales, no es posible generalizar los coeficientes sísmicos apropiados; en cambio hay más información para presas de tierra que para presas de relave, razón por lo que en este estudio se consiga los coeficientes sísmicos referidos por el Ministerio de Energía y Minas.

El valor del *Coeficiente Sísmico* (k) para el diseño pseudo-estático se toma como una fracción, de $\frac{1}{2}$ a $\frac{1}{3}$ del valor de la *Aceleración Máxima*, que corresponde al período de diseño. Para un periodo de retorno de 150 años, el *Coeficiente Sísmico* varía entre 0,09 [$\frac{1}{3}(0,27)$] y 0,14 [$\frac{1}{2}(0,27)$] y para un periodo de retorno de 500 años este valor estará entre 0,12 [$\frac{1}{3}(0,37)$] y 0,19 [$\frac{1}{2}(0,37)$].

Por otro lado, la aceleración horizontal máxima esperada del terreno para un sismo de magnitud (M) de 5,2 y distancia focal 40 Km. es $a_{m\acute{a}x}=0,12g$.

En consecuencia, para el cálculo de la corrección por sismo se ha adoptado como *Coeficiente Sísmico* (k), aquellos valores mínimo, máximo y el promedio de los dos, referidos a periodos de retorno de 150 y 500 años; esto es 0,09, 0,14 y 0,19.

Al presentarse el sismo, lo que hace es contribuir a aumentar el momento motor, debido al peso de las dovelas; obtenido como una parte del mismo, multiplicado por el máximo coeficiente sísmico (k).

En realidad se usan los mismos métodos estáticos comunes, pero haciendo intervenir en ellos efectos dinámicos representado por fuerzas.

En este caso el Factor de Seguridad (FS) va ser modificado, según:

$$FS = \frac{R \sum S_i}{R \sum T_i + K} \quad (7.13)$$

Con: $K = k \sum W_i R_i$

R = Radio del círculo crítico, $R = 26,346$ m.

R_i = Brazo de palanca entre el punto O del círculo crítico y el centro de la masa deslizante

Las condiciones del círculo crítico han sido establecidas en la **Figura 7.5**. Asimismo, en el **Cuadro 7.9**, se encuentran deducidos los momentos actuantes y las correcciones (K) para los 3 casos calculados y los diferentes coeficientes sísmicos.

CORRECCION DE MOMENTOS POR SISMO

Casos: I $\phi = 30^\circ$, $c = 0$, $\mu_i = 0$, $\gamma = 1,60 \text{ TM/m}^3$
 $\phi = 35^\circ$, $c = 0$, $\mu_i = 0$, $\gamma = 1,83 \text{ TM/m}^3$
 $\phi = 38^\circ$, $c = 0$, $\mu_i = 0$, $\gamma = 1,98 \text{ TM/m}^3$

CUADRO 7.9a

MOMENTOS ACTUANTES: $WiRi$ ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EN CONDICIONES PSEUDO-ESTÁTICAS CASOS I, II y III

Dovela N°	Ri (m)	CASO I		CASO II		CASO III	
		Wi (TM)	WiRi (TM-m)	Wi (TM)	WiRi (TM-m)	Wi (TM)	WiRi (TM-m)
1	25,236	8,91	224,863	10,19	257,187	11,03	278,268
2	24,289	23,75	576,873	27,16	659,799	29,39	713,881
3	22,977	36,22	832,245	41,43	951,881	44,82	1029,904
4	21,751	45,78	995,674	52,36	1138,802	56,65	1232,146
5	21,475	51,96	1115,875	59,43	1276,282	64,30	1380,896
6	21,53	56,49	1216,290	64,61	1391,132	69,91	1505,159
7	21,797	58,10	1266,388	66,45	1448,432	71,90	1567,155
8	22,388	49,58	1110,015	56,71	1269,580	61,36	1373,644
9	23,539	37,35	879,116	42,72	1005,489	46,22	1087,906
10	25,038	14,01	350,893	16,03	401,333	17,34	434,230
			8568,232		9799,916		10603,187

R = Radio del círculo crítico, R = 26,346 m,

CUADRO 7.9b

CORRECCION: $K = k \sum WiRi$

CASO	k=0,09	k=0,14	k=0,19
I	771,141	1199,553	1627,964
II	881,992	1371,988	1861,984
III	954,287	1484,446	2014,606

Estos valores son llevados a la ecuación (7.13) y utilizando los resultados obtenidos para el cálculo del Factor de Seguridad Sin Sismo - Condición Estática (**Cuadros 7.6, 7.7 y 7.8**), se tiene los nuevos factores de seguridad:

1) Para: k = 0,09

$$\text{Caso I : } FS = \frac{26,346 * 216,11}{(26,346 * 111,26) + 771,141} = 1,538$$

$$\text{Caso II: } FS = \frac{26,346 * 299,72}{(26,346 * 127,26) + 881,992} = 1,865$$

$$\text{Caso III: } FS = \frac{26,346 * 361,79}{(26,346 * 137,69) + 954,287} = 2,080$$

2) Para: k = 0,14

$$\text{Caso I : } FS = \frac{26,346 * 216,11}{(26,346 * 111,26) + 1199,553} = 1,378$$

$$\text{Caso II: } FS = \frac{26,346 * 299,72}{(26,346 * 127,26) + 1371,988} = 1,671$$

$$\text{Caso III: } FS = \frac{26,346 * 361,79}{(26,346 * 137,69) + 1484,446} = 1,865$$

3) Para: k = 0,19

$$\text{Caso I : } FS = \frac{26,346 * 216,11}{(26,346 * 111,26) + 1627,964} = 1,249$$

$$\text{Caso II: } FS = \frac{26,346 * 299,72}{(26,346 * 127,26) + 1861,984} = 1,514$$

$$\text{Caso III: } FS = \frac{26,346 * 361,79}{(26,346 * 137,69) + 2014,606} = 1,689$$

Estos resultados se encuentran resumidos en el **Cuadro 7.13**.

7.5.6 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EN CONDICIONES POST-SISMO

Adicionalmente, se ha realizado análisis post-sismo, considerando la posible ocurrencia de licuación en la cimentación de la presa de relaves.

En el depósito de relaves de Austria Dúvaz, se ha detectado la presencia de nivel freático. Este hecho permite asegurar que se produciría el fenómeno de licuación en

los depósitos. La ocurrencia de un evento hidrológico máximo debe controlarse con los sistemas de drenaje recomendados en el estudio hidrológico. La falta del sistema de drenaje recomendado ante dicho evento, ocasionaría un aumento del nivel freático, que aumentaría la probabilidad de ocurrencia del fenómeno de licuación, si se produce un sismo.

El cálculo del Factor de Seguridad para los tres casos, considerando la posible ocurrencia de licuación; se encuentran en los **Cuadros 7.10, 7.11 y 7.12**.

Los valores resultantes de los **Cuadros 7.10, 7.11 y 7.12**, son llevados a la ecuación (7.13) y haciendo referencia a los **Cuadros 7.9a y 7.9b**, se tienen los nuevos factores de seguridad para la condición de Pot Sismo:

1) Para: $k = 0,09$

$$\text{Caso I} \quad FS = \frac{26,346 * 167,00}{(26,346 * 111,26) + 771,141} = 1,188$$

$$\text{Caso II:} \quad FS = \frac{26,346 * 240,19}{(26,346 * 127,26) + 881,992} = 1,494$$

$$\text{Caso III:} \quad FS = \frac{26,346 * 295,39}{(26,346 * 137,69) + 954,287} = 1,699$$

2) Para: $k = 0,14$

$$\text{Caso I :} \quad FS = \frac{26,346 * 167,00}{(26,346 * 111,26) + 1199,553} = 1,065$$

$$\text{Caso II:} \quad FS = \frac{26,346 * 240,19}{(26,346 * 127,26) + 1371,988} = 1,339$$

$$\text{Caso III:} \quad FS = \frac{26,346 * 295,39}{(26,346 * 137,69) + 1484,446} = 1,522$$

3) Para: $k = 0,19$

$$\text{Caso I :} \quad FS = \frac{26,346 * 167,00}{(26,346 * 111,26) + 1627,964} = 0,965$$

$$\text{Caso II:} \quad FS = \frac{26,346 * 240,19}{(26,346 * 127,26) + 1861,984} = 1,213$$

CUADRO 7.10

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EN CONDICIONES POST SISMO - CASO I

Condiciones: $\phi = 30^\circ$, $c = 0$, Nivel Freático = 8 m. $Dr = 36\%$, $\gamma = 1,60 \text{ TM/m}^3$

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12		13		14		FS
											$m\alpha_i$	$F_{so}=1,500$	$M\alpha_i$	$F_{so}=1,501$	$m\alpha_i$	$F_{so}=1,501$	
Dovela N°	b (m)	Area (m ²)	Wi (TM)	α_i (°)	WiSen α_i	cb	μ_i	$\mu_i b \text{Tan}\phi$	WiTan ϕ	(7)+(10) -(9)	(11x12)	(11x13)	(11x14)				
1	3,49	5,57	8,91	28,18	4,21	0	1,26	2,539	5,14	2,61	2,45	2,45	2,45	0,941	0,941	0,941	2,45
2	3,49	14,84	23,75	19,88	8,08	0	2,66	5,360	13,71	8,35	7,80	7,80	7,80	0,934	0,934	0,934	7,80
3	3,49	22,64	36,22	11,83	7,42	0	3,47	6,992	20,91	13,92	13,16	13,16	13,16	0,946	0,946	0,946	13,16
4	3,49	28,61	45,78	4,32	3,45	0	4,02	8,100	26,43	18,33	17,86	17,86	17,86	0,975	0,975	0,975	17,86
5	3,49	32,48	51,96	3,92	3,55	0	4,02	8,100	30,00	21,90	21,39	21,39	21,39	0,977	0,977	0,977	21,39
6	3,49	35,31	56,49	10,94	10,72	0	3,47	6,992	32,62	25,62	24,29	24,29	24,29	0,948	0,948	0,948	24,29
7	3,49	36,31	58,10	18,87	18,79	0	2,66	5,360	33,54	28,18	26,32	26,32	26,32	0,934	0,934	0,934	26,32
8	3,49	30,99	49,58	27,16	22,63	0	1,26	2,539	28,63	26,09	24,48	24,48	24,48	0,939	0,939	0,939	24,48
9	3,49	23,34	37,35	36,68	22,31	0	0,00	0,000	21,56	21,56	20,90	20,90	20,90	0,969	0,969	0,969	20,90
10	3,49	8,76	14,01	46,10	10,10	0	0,00	0,000	8,09	8,09	8,34	8,34	8,34	1,030	1,030	1,030	8,34
					111,26						166,99	167,00	167,00				167,00

$$FS = \frac{\sum [cb + \text{Tan}\phi (Wi - \mu_i b)] m\alpha_i}{\sum Wi \text{Sen}\alpha_i}$$

1) $F_{so} = 1,500$ $FS = 1,501$

2) $F_{so} = 1,501$ $FS = 1,501$

3) $F_{so} = 1,501$ $FS = 1,501$; Se considera $FS = 1,501$

$$m\alpha_i = \frac{\text{Sec}\alpha_i}{1 + \frac{\text{Tan}\phi * \text{Tan}\alpha_i}{F_{so}}}$$

CUADRO 7.11

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EN CONDICIONES POST SISMO - CASO II

Condiciones: $\phi = 35^\circ$, $c = 0$, Nivel Freático = 8 m. $Dr = 68\%$, $\gamma = 1,83 \text{ TM/m}^3$

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12		13		14		FS
											$m\alpha_i$	$F_{so}=1,500$	$M\alpha_i$	$F_{so}=1,836$	$m\alpha_i$	$F_{so}=1,882$	
Dovela N°	b (m)	Area (m ²)	Wi (TM)	α_i (°)	WiSen α_i	cb	μ_i	$\mu_{ib}\text{Tan}\phi$	WiTan ϕ	(7)+(10) -(9)							
1	3,49	5,57	10,19	28,18	4,81	0	1,26	3,079	7,14	4,06	0,908	3,68	0,942	3,82	0,946	3,84	
2	3,49	14,84	27,16	19,88	9,24	0	2,66	6,500	19,02	12,52	0,910	11,39	0,935	11,70	0,937	11,74	
3	3,49	22,64	41,43	11,83	8,49	0	3,47	8,480	29,01	20,53	0,931	19,11	0,946	19,42	0,948	19,46	
4	3,49	28,61	52,36	4,32	3,95	0	4,02	9,824	36,66	26,84	0,969	26,00	0,975	26,16	0,975	26,18	
5	3,49	32,48	59,43	3,92	4,06	0	4,02	9,824	41,61	31,79	0,971	30,88	0,977	31,05	0,977	31,07	
6	3,49	35,31	64,61	10,94	12,26	0	3,47	8,480	45,24	36,76	0,934	34,34	0,949	34,87	0,950	34,93	
7	3,49	36,31	66,45	18,87	21,50	0	2,66	6,500	46,53	40,03	0,911	36,48	0,935	37,42	0,938	37,53	
8	3,49	30,99	56,71	27,16	25,89	0	1,26	3,079	39,71	36,63	0,907	33,21	0,940	34,43	0,944	34,57	
9	3,49	23,34	42,72	36,68	25,51	0	0,00	0,000	29,91	29,91	0,925	27,67	0,971	29,04	0,976	29,20	
10	3,49	8,76	16,03	46,10	11,55	0	0,00	0,000	11,22	11,22	0,971	10,90	1,033	11,59	1,040	11,67	
					127,26							233,66		239,52		240,19	

$$FS = \frac{\sum [cb + \text{Tan}\phi (Wi - \mu_{ib})] m\alpha_i}{\sum Wi \text{Sen}\alpha_i}$$

1) $F_{so} = 1,500$ $FS = 1,836$

2) $F_{so} = 1,836$ $FS = 1,882$

3) $F_{so} = 1,882$ $FS = 1,887$; Se considera $FS = 1,887$

$$m\alpha_i = \frac{\text{Sec}\alpha_i}{1 + \frac{\text{Tan}\phi * \text{Tan}\alpha_i}{F_{so}}}$$

CUADRO 7.12

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EN CONDICIONES POST SISMO - CASO III

Condiciones: $\phi = 38^\circ$, $c = 0$, Nivel Freático = 8 m. $Dr = 85\%$, $\gamma = 1,98 \text{ TM/m}^3$

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	FS
Dovela N°	b (m)	Area (m ²)	Wi (TM)	α_i (°)	WiSen α_i	cb	μ_i	$\mu_i b \text{ Tan} \phi$	WiTan ϕ	(7)+(10) -(9)	M α_i F _{so} =1,500	M α_i F _{so} =2,052	m α_i F _{so} =2,136	FS
1	3,49	5,57	11,03	28,18	5,21	0	1,26	3,436	8,61	5,18	0,887	0,942	0,949	4,88
2	3,49	14,84	29,39	19,88	9,99	0	2,66	7,253	22,96	15,71	0,895	0,935	0,939	14,68
3	3,49	22,64	44,82	11,83	9,19	0	3,47	9,462	35,02	25,56	0,921	0,946	0,949	24,18
4	3,49	28,61	56,65	4,32	4,27	0	4,02	10,961	44,26	33,30	0,965	0,975	0,976	32,46
5	3,49	32,48	64,30	3,92	4,39	0	4,02	10,961	50,24	39,28	0,968	0,977	0,978	38,37
6	3,49	35,31	69,91	10,94	13,27	0	3,47	9,462	54,62	45,16	0,925	0,949	0,951	42,84
7	3,49	36,31	71,90	18,87	23,26	0	2,66	7,253	56,17	48,92	0,897	0,935	0,939	45,75
8	3,49	30,99	61,36	27,16	28,01	0	1,26	3,436	47,94	44,50	0,887	0,940	0,946	41,84
9	3,49	23,34	46,22	36,68	27,60	0	0,00	0,000	36,11	36,11	0,898	0,971	0,980	35,08
10	3,49	8,76	17,34	46,10	12,50	0	0,00	0,000	13,55	13,55	0,936	1,033	1,045	14,00
					137,69									282,59
														294,09

$$FS = \frac{\sum [cb + \text{Tan} \phi (Wi - \mu_i b)] m\alpha_i}{\sum Wi \text{ Sen} \alpha_i}$$

1) $F_{so} = 1,500$ $FS = 2,052$

2) $F_{so} = 2,052$ $FS = 2,136$

3) $F_{so} = 2,136$ $FS = 2,145$; Se considera $FS = 2,145$

$$m\alpha_i = \frac{\text{Sec} \alpha_i}{1 + \frac{\text{Tan} \phi * \text{Tan} \alpha_i}{F_{so}}}$$

$$\text{Caso III: } FS = \frac{26,346 * 295,39}{(26,346 * 137,69) + 2014,606} = 1,379$$

Los resultados han sido resumidos en el **Cuadro 7.13**.

En resumen los parámetros de sismicidad de la zona serán: distancia epicentral (R) de 40 Km., una magnitud (M) de 5,2, una intensidad sísmica en la zona de VI, velocidad máxima de 4,57 cm/seg y la aceleración máxima de 0,12g promedio.

7.5.7 DEFORMACION PERMANENTE DE LA CORONA

7.5.7.1 Usando el método de Newmark

Para determinar el asentamiento de la corona usando el método de Newmark tenemos:

- 1.- La velocidad máxima del terreno (V) es 4,57 cm/s.
- 2.- La aceleración máxima del terreno ($a_{m\acute{a}x}$) es 0,12g.
- 3.- La aceleración de cedencia ($N=Ky.g$) es igual a 0,3g.

Reemplazando estos valores en la ecuación (6.21) calculamos el desplazamiento horizontal permanente D:

$$D = (V^2/2N)(1-N/a_{m\acute{a}x})^2 \quad \text{-----} \quad (6.21)$$

$$D = [4,57^2/(2*0,3*981)]*[1-0,3/0,12]^2$$

$$D = 0,08 \text{ cm.}$$

El talud aguas arriba es 2,5:1, y el talud aguas abajo es 3,0:1, por lo que el talud promedio es 2,75, en la ecuación (6.22):

$$U = D/m$$

$$U = 0,08/(1/2,75)$$

$$U = 0,22 \text{ cm.}$$

7.5.7.2 Usando el método de Jansen

Para determinar el asentamiento de la corona de una presa donde no ocurre licuación usando el método de Jansen tenemos:

- 1.- La magnitud del terremoto (M) es 5,2.
- 2.- El coeficiente sísmico en la corona o cerca de ella (Km) es 0,12.
- 3.- El coeficiente sísmico máximo que produce sobre la presa un factor de seguridad pseudo-estático igual a uno (K_y) es 0,3g., y
- 4.- Los coeficientes empíricos W_1 y W_2 toman los valores de 5,8 y 8 respectivamente.

CUADRO 7.13

TALUD AGUAS ABAJO DE LA PRESA DE RELAVES AUSTRIA DUVAZ
CUADRO RESUMEN DE LOS FACTORES DE SEGURIDAD

ANGULO DE FRICCION INTERNA ϕ (°)	PESO VOLUMETRICO γ (TM/m ³)	TALUD	FACTOR DE SEGURIDAD (FS)							
			SIN SISMO (CONDICION ESTATICA)		CON SISMO (CONDICION PSEUDO-ESTATICA)			CON SISMOY ANALISIS DE LICUACION (CONDICION DE POST SISMO)		
			FS	k'=0,09 FS''	k''=0,14 FS'''	k'=0,09 FS'	k''=0,14 FS''	k'''=0,19 FS'''		
30°	1,60	3:1	1,942	1,538	1,378	1,249	1,188	1,065	0,965	
35°	1,83	3:1	2,355	1,865	1,671	1,514	1,494	1,339	1,213	
38°	1,98	3:1	2,628	2,080	1,865	1,689	1,699	1,522	1,379	

Reemplazando todo estos valores en la ecuación (6.24):

$$U = W_1(M/10)^{W_2}(K_m - K_y)/(K_y)^{0,5} \text{ ----- (6.24)}$$

$$U = 5,8 * (5,2/10)^8 * (0,3 - 0,12) / (0,12)^{0,5}$$

$$U = 0,016 \text{ mts.}$$

CAPITULO 8

PLAN DE ABANDONO E IMPACTO AMBIENTAL

8.0 PLAN DE ABANDONO E IMPACTO AMBIENTAL

Dentro de los objetivos principales que se debe alcanzar durante el cierre de la mina se puede mencionar la seguridad física y protección al medio ambiente a largo plazo, en los alrededores de la instalación minera.

Siendo así se debe considerar dentro de las actividades de cierre:

- ❑ Derivaciones permanentes del agua superficial para así mantener el control del flujo de agua.
- ❑ Nivelación y revegetación de las áreas afectadas.
- ❑ Reducción de filtraciones o descargas contaminantes.
- ❑ Reducción de la filtración de contaminantes de las instalaciones de desechos mineros.

Dentro del objetivo de mantener la estabilidad física, consideraremos la estabilidad de los taludes con lo que se protege de los derrumbes, estabilidad contra la erosión eólica y del agua y química que se refiere a la contención de sustancias químicas contaminantes, fundamentales para proteger la salud humana y el medio ambiente.

Siendo, por estas razones, muy importante definir el uso futuro de la tierra ya que así podemos definir el diseño del cierre de una mina.

8.1 CONTAMINACION E IMPACTO AMBIENTAL EN AUSTRIA DUVAZ

8.1.1 IMPACTO SOBRE EL AGUA

Los resultados de análisis de muestras de los efluentes de la relavera, presentan pH ácido (del orden de 4,2), elevada conductividad, con alta concentración de Fe, Mn y Zn, así como de sólidos en suspensión.

El pH ácido aumenta la solubilidad de los metales y por consiguiente la concentración de éstos en el agua, pudiendo superar los límites máximos permisibles.

El Fe^{3+} da un color característico rojo-anaranjado a las aguas, alterando el color de las mismas; además, el hierro afecta el sabor del agua.

El Mn también altera el sabor del agua y puede manchar la ropa en el lavado de las mismas.

La elevada concentración de Zinc, también altera las características organolépticas del agua.

Asimismo, es significativa la presencia de As y Pb, elementos muy tóxicos.

Otro impacto sobre el agua es la presencia de sólidos en suspensión, que interfiere la autopurificación del agua al disminuir la penetración de la luz y, por lo tanto, la reacción de la fotosíntesis.

En el estudio se está considerando medidas para prevenir y reducir la generación y migración de DAR, así como para asegurar la estabilidad física de la relavera en abandono, con el objeto de mejorar la calidad de los afluentes y su aporte al Río Pucará, cumpliendo los límites máximos permisibles.

8.1.2 IMPACTO SOBRE LA TIERRA

Los impactos sobre la tierra a considerar son:

- ❑ Las escorrentías y empozamientos del agua pluvial sobre los relaves, conllevan a una oxidación de los minerales sulfurados, causando la generación de aguas ácidas que provocan la disolución de elementos tóxicos como el plomo, con consecuencias para la vida terrestre y acuática.
- ❑ La licuación sísmica o espontánea de los depósitos de relaves, afectaría el área de pastos naturales ubicada aguas abajo de la relavera.
- ❑ El viento podría diseminar el polvo y material particulado de las canchas, cuya sedimentación afectaría la calidad de los suelos, dependiendo de la naturaleza, tamaño y concentración de las partículas.
- ❑ La contaminación como consecuencia de lo arriba expresado, impacta sobre la tierra y altera sus propiedades físicas y químicas, y afecta la vida animal y vegetal.
- ❑ Para evitar tales efectos se requiere una regulación apropiada del pH del terreno, mediante el uso de material neutralizante tipo cal o piedra caliza.

8.1.3 IMPACTO SOBRE LA ATMOSFERA

El clima de la zona es frío y seco, propio de la región Puna. Presenta, además, un alto grado de evaporación por la baja presión atmosférica debido a la altitud; ocasionando la deshidratación del relave en la superficie de las canchas y generando material particulado susceptible de ser transportado por el viento. Este alcanza velocidades de 36 Km/hora, siendo la dirección predominante Nor Este a Sur Oeste.

Se tomó en cuenta la topografía, la humedad superficial casi nula por las condiciones climáticas y la velocidad del viento, para determinar que los depósitos de relaves inactivos en el futuro de Austria Dúvaz, originarían contaminación atmosférica con materiales particulados. No hay contaminación por emisiones gaseosas provenientes de las relaveras.

Se ha estimado la cantidad de material particulado menor a 10 micrones, producida por la erosión eólica en la superficie y talud de la relavera, usando el Factor de

Emisión de la U.S.E.P.A. (1985) "Compilation of Air Pollutant Emission Factors, Volume I, Stationary Point and Area Sources" AP-42 Fourth Edition:

Area superficial de la futura relavera inactiva = 62 000m².

Area de los taludes expuestas al viento = 6 000 m².

A_t = 68 000 m².

Factor de Emisión: F.E. = 0,25 T.M./acre-año

(0,25 T.M./4046,86 m²-año) x 68 000 m² = 4,20 T.M. por año de PM-10.

Este material particulado llevado por el viento no sólo impactaría a la atmósfera, sino también a la tierra, agua, pastos naturales y poblaciones cercanas en la dirección predominante del viento.

8.1.4 IMPACTO SOBRE LA VIDA (Flora, Fauna y Salud Humana)

Con respecto al material particulado producido por la erosión eólica de la relavera, además de impactar en la visibilidad, agua y suelo, también afecta a la vegetación porque la sedimentación de las partículas en las plantas disminuye la fotosíntesis.

Se ha estimado en 4 T.M. por año la cantidad de partículas con diámetro menor o igual a 10 micrones (PM 10) producidas por la erosión eólica en la futura relavera inactiva. Las partículas dentro de este rango de tamaño tienen importancia significativa en la salud humana porque ingresan y permanecen en los pulmones.

- El análisis químico del drenaje ácido que se está produciendo, indica pH ácido y una alta concentración de Fe, Mn y Zn.
- Valores de pH inferiores a 6,00 aumentan la solubilidad y la movilización de muchos elementos contenidos en los relaves, algunos de ellos muy peligrosos para la vida. Además, a valores de pH menores a 5,0 se espera que ocurra mortalidad de peces, siendo los más sensibles los del tipo salmónido.
- El Fe era considerado esencialmente no tóxico, aunque ahora hay estudios que lo relacionan con accidentes cardiovasculares por su acción oxidante sobre las grasas, aumentando la concentración del colesterol de baja densidad.
- El Mn en altas concentraciones es tóxico para animales, causando calambres, neumonía mangánica y degeneración renal.
- El Zn es tóxico para algunas plantas y peces salmónidos y tienen a su favor la disminución de concentración a lo largo de las cadenas tróficas a diferencia de otros elementos que se acumulan.
- Con respecto a la presencia significativa de As y Pb. El As es altamente venenoso y cancerígeno en seres humanos (afectando la boca, el esófago, la laringe y la vejiga). Se acumula en las cadenas tróficas siendo favorecida la acumulación en peces al aumentar la salinidad. El envenenamiento por arsénico varía desde el rango de crónico a severo. Es un veneno acumulativo, causando vómitos y dolores abdominales antes de la muerte. También puede causar dermatitis y bronquitis.
- El Pb es un veneno acumulativo en seres humanos y ganado. Los humanos pueden sufrir envenenamiento crónico o agudo; siendo especialmente

susceptibles los niños pequeños que pueden experimentar daños en el sistema nervioso o retardo. La mayor parte del Pb es absorbido por los glóbulos rojos y circula a través del cuerpo, pudiéndose concentrar inicialmente en el hígado y los riñones. Posteriormente puede pasar a los huesos, dientes y al cerebro.

- El Pb afecta a los microorganismos, retardando la degradación heterotrófica de la materia orgánica. Con respecto a las plantas, el Pb tiende a concentrarse en el sistema radicular.

Por lo anteriormente expuesto, sino se reduce la concentración de estos elementos, los drenajes de la relavera aumentarán la carga contaminante del Río Pucará, el cual es un afluente del Río Yauli, que a su vez confluye en el Río Mantaro; cuyas aguas no son aptas para la agricultura, para consumo humano, ni para consumo de animales.

8.1.5 IMPACTO SOCIO-ECONOMICO

La relavera a abandonar, se encuentra ubicada en el Distrito de Morococha (en el mismo poblado) y a 35 Km. de la Oroya; estos pueblos económicamente deprimidos dependen mayormente de la actividad minera. La ganadería tiene escasa incidencia económica en el área en estudio, en comparación con la minería. Por estas consideraciones es importante que la actividad minera mantenga la estabilidad de las relaveras y evite la generación de aguas ácidas para contribuir a la conservación del medio ambiente.

8.2 **PLAN DE ABANDONO DEL DEPOSITO DE RELAVES DE AUSTRIA DUVAZ**

8.2.1 MITIGACION DE LOS IMPACTOS AMBIENTALES

8.2.1.1 Control de Aguas Acidas

Para el control de los drenajes ácidos provenientes de los relaves se empleará métodos orientados a controlar la oxidación de las piritas. Los *factores primarios* para la generación de drenaje ácido son sulfuros reactivos, oxígeno y agua. Los *factores secundarios* se refieren a aquellos que influyen la velocidad de oxidación y son las bacterias, la temperatura y el pH. Para un control de DAR se requiere la reducción o eliminación de algún factor primario como también de uno secundario, para atenuar la velocidad de generación del DAR.

8.2.1.2 Control de Reacciones de Oxidación

El objetivo es reducir la formación de ácido en la fuente, mediante la inhibición de la oxidación de sulfuros en el relave y consistirá en excluir el agua y el oxígeno de

la relavera, así como controlar el pH, para lo cual se colocará cubiertas y/o sellos en la superficie y taludes de la relavera.

Se considera que el agua es la cubierta más efectiva para excluir el oxígeno, mientras que las cubiertas secas son más adecuadas para controlar la infiltración y por lo tanto la migración de contaminantes.

La selección del método más apropiado depende de la naturaleza y cantidad de relave, la topografía del lugar, la disponibilidad de agua, precipitación y clima, requisitos normativos y aceptación pública.

El potencial de generación de ácido, se basa en las proporciones relativas de materiales productores y consumidores de ácido. El objetivo de añadir material alcalino es regular el pH para no tener contaminantes en solución.

- ❑ El agua superficial tiene que ser desviada para evitar su ingreso a la relavera mediante canales de escorrentía.
- ❑ Las cubiertas secas con sellos de baja permeabilidad constituyen el método más práctico para controlar la infiltración.

En resumen, se precisa que las cubiertas tienen los siguientes propósitos:

- ❑ Controlar el flujo de oxígeno.
- ❑ Controlar la migración mediante la reducción de la infiltración.
- ❑ Permitir la revegetación.
- ❑ Controlar el polvo.

8.2.1.3 Control de Generación y Migración de Aguas Ácidas

En la relavera de Austria Dúvaz se observa que por la base de la misma hay drenaje ácido. Sobre la base de los parámetros físico-químicos de las aguas de drenaje se está planteando dos alternativas para el abandono de la relavera:

- 1.- Cobertura saturada.
- 2.- Cobertura seca sellada con arcilla o bien, recubierta con geomembrana.

8.2.2 ALTERNATIVAS PROPUESTAS

8.2.2.1 Primera Alternativa: Cobertura Saturada

La cobertura saturada proporciona una solución efectiva y práctica, consistente en una capa de lamas químicamente inertes con 1 m. de espesor que pueden ser depositadas hidráulicamente sobre la superficie nivelada de las relaveras. Esta cobertura de lamas tiende a sellar los espacios vacíos; evitando que el oxígeno se ponga en contacto con los relaves.

El área por cubrir es de 62 000 m² y el volumen de lamas necesario es de 62 000 m³ para cubrir la superficie hasta una altura de 1 m.

La ventaja de este sistema es que puede necesitar relativamente poco mantenimiento a largo plazo.

La operación se realiza:

Separando por flotación la pirita contenida en el relave que actualmente se produce; el relave exento de pirita habría que ciclonear para obtener las lamas o bien se puede usar lamas de un material inerte. Estas lamas serían descargadas a la relavera en estado de pulpa, manteniendo hasta una altura de 1 m. sobre la superficie del relave por tiempo indefinido. Las lamas saturadas reducen el O₂ y disminuyen la infiltración.

Inconvenientes:

- ❑ La pirita separada del relave requiere ser depositada en un ambiente exento de O₂ y agua para evitar la oxidación; la pirita se usaría como relleno en el interior de la mina tomando las precauciones necesarias para que no se oxide.
- ❑ El espesor de la lama en la relavera es difícil de controlar, para mantener un espesor mínimo en toda la superficie.
- ❑ Se tendría que restringir el acceso a la relavera abandonada, para lo cual habría que cercar enteramente todo el perímetro de ella.
- ❑ La lama tendería a secarse por las condiciones de clima existentes.

8.2.2.2 Segunda Alternativa: Cobertura Seca

Para reducir la oxidación de los sulfuros contenidos en los relaves, se restringirá el ingreso del oxígeno al depósito de relaves, mediante la construcción de una cobertura de baja permeabilidad. Asimismo, evitará el ingreso de agua a las relaveras y reducirá la infiltración.

Las coberturas de arcilla reducen la oxidación y la migración de metales fuera de las relaveras.

Ver **Figuras 8.1 y 8.2** de esquema de la Sección Típica de Cobertura Seca

a) Proceso de Construcción

- ❑ Las superficies de las relaveras deben quedar secas.
- ❑ Construir un suelo compactado de arcilla que cubra el depósito de relaves, para reducir la infiltración y entrada del O₂.

b) Procedencia de los Materiales para la Construcción de la Cobertura Seca

- ❑ A 21 Km. del depósito de relaves y a 14 Km. de la Oroya (cerca de Chulec) se encuentra un yacimiento de arcilla; también se ha observado otros yacimientos

menores, a menor distancia de la relavera, que serían las fuentes de aprovisionamiento de este material.

- El material morrénico y piedra se consigue a 3-4 Km. del depósito de relaves.
- La tierra vegetal y el ichu están a más de 1 Km. de la relavera.

c) Cobertura de la Superficie Horizontal

- Nivelación de la superficie de la relavera, manteniendo una inclinación de 2% hacia los taludes.
- Sobre la superficie de los relaves se pondrá una capa de arcilla de 0,50 m. de espesor.
- Sobre la arcilla, irá una capa de morrena de granulometría gruesa de 0,30 m. de espesor, que servirá para el drenaje de las aguas de lluvia.
- Encima se colocará una capa de tierra vegetal de 0,30 m. de espesor.
- Sobre la tierra vegetal se sembrará ichu.

d) Cobertura de los Taludes

Los taludes previamente remodelados tendrán también una cobertura para evitar su oxidación.

- Sobre la superficie del relave se colocará una capa de arcilla de 0,30 m. de espesor.
- Sobre la capa anterior se instalará un geogrid.
- Enseguida una capa de grava fina de 0,20 m. de altura.
- Sobre la superficie anterior se colocará un material de grava y piedras de 0,30 m. de espesor.

Resumiendo, la cobertura seca deberá construirse según se detalla en los cuadros siguientes:

CUADRO 8.1
COBERTURA DE LA SUPERFICIE HORIZONTAL

FUNCION DE LA CAPA	MATERIAL DE CONSTRUCCION	ESPESOR (m)
Barrera de infiltración	Arcilla	0,50
Drenaje	Morrena de granulometría gruesa	0,30
Soporte para la vegetación (ichu)	Tierra vegetal	0,30

Previamente se nivelará la superficie de la relavera, manteniendo una inclinación de 2% hacia los taludes.

CUADRO 8.2
COBERTURA DE LOS TALUDES

FUNCIÓN DE LA CAPA	MATERIAL DE CONSTRUCCIÓN	ESPESOR (m)
Barrera de infiltración	Arcilla	0,30
Soporte para la capa de grava fina, para impedir el lavado y desprendimiento de la arcilla.	Geogrid	
Protección del geogrid y barrera de infiltración	Grava Fina	0,20
Control de la erosión	Grava y piedras	0,30

Complemento de la cobertura seca para los fines propuestos, es la construcción de canales de escorrentía y muros de defensa.

8.2.2.3 Canal de Escorrentía y Muros de Defensa

Se ha proyectado canales interseptores de las aguas pluviales para una lluvia extraordinaria en 500 años, para un flujo máximo de 1,276 m³/seg.

8.2.2.4 Drenaje

No se efectuó pruebas de drenaje en la cobertura propuesta; en vez de ello se utilizó el gráfico elaborado por Steffen Robertson y Kursten (BC), 1989, (Figura 8.1a), donde con una capa de baja permeabilidad de suelo morrénico y considerando a los relaves como otra capa adicional, pero con permeabilidad ligeramente mayor, se obtiene una filtración de 1,3%; asumimos que con el diseño propuesto se logrará por lo menos una filtración similar, ya que se está empleando coberturas con materiales de mayor impermeabilidad como es la arcilla compactada (Figura 8.1b y c).

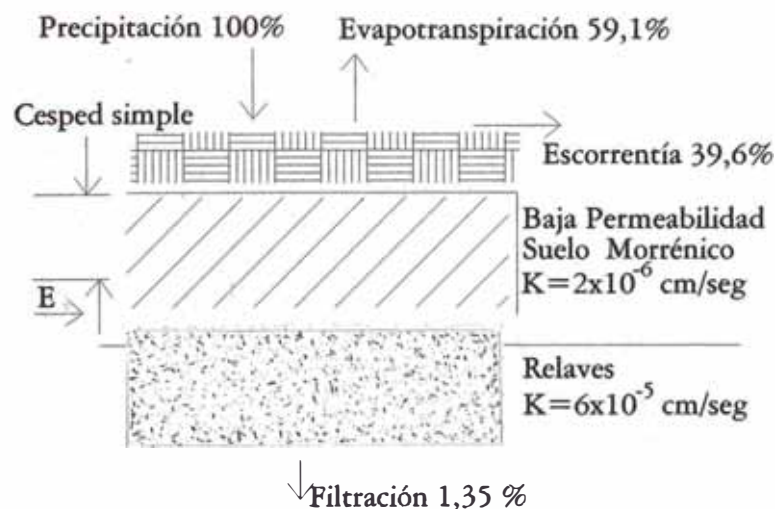


Figura 8.1a CUBIERTA MORRENICA DE BAJA PERMEABILIDAD

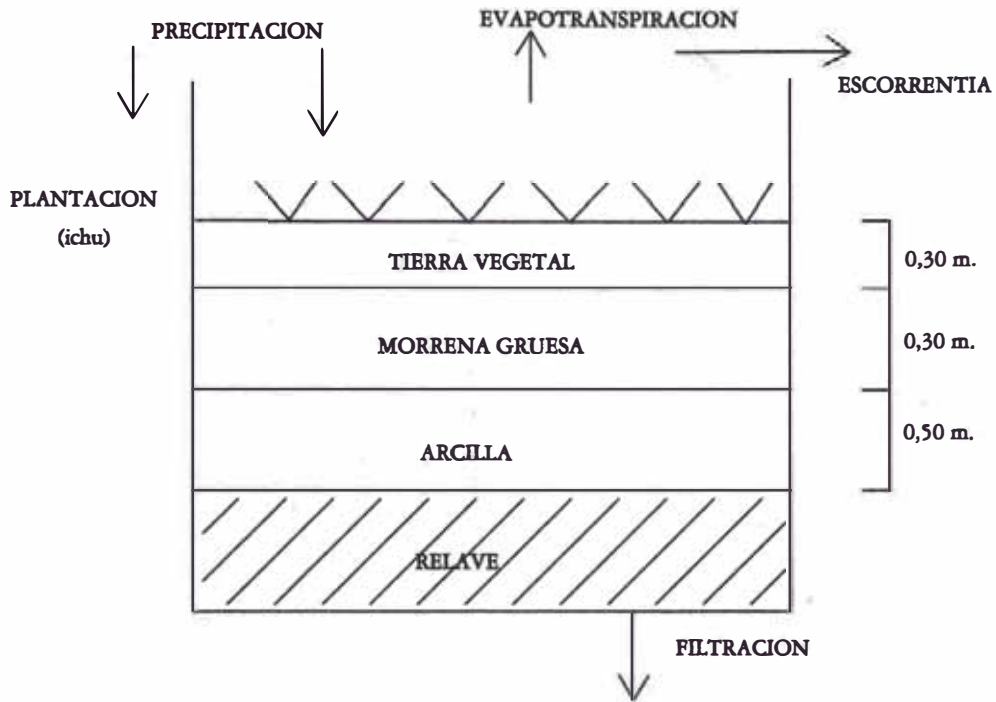


Figura 8.1b COBERTURA EN LA SUPERFICIE HORIZONTAL DE LAS RELAVERAS

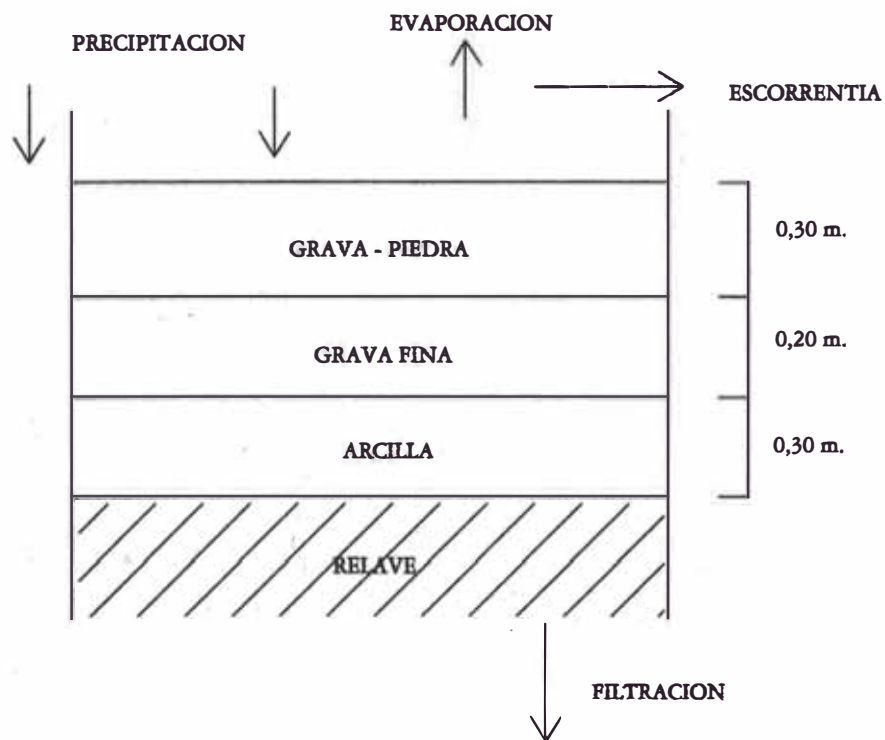


Figura 8.1c COBERTURA EN EL TALUD DE LAS RELAVERAS

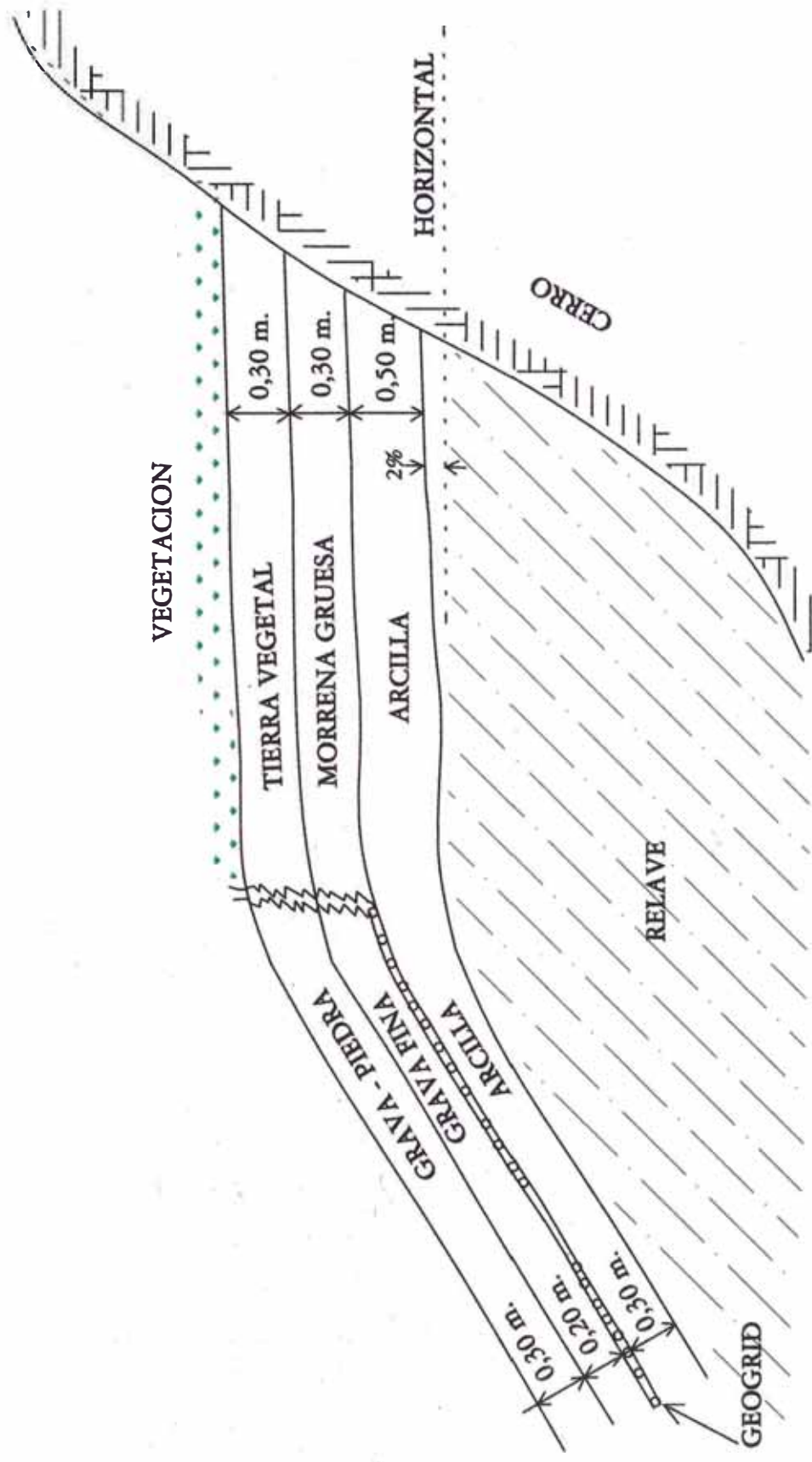


Figura 8.2 DEPOSITO DE RELAVES DE AUSTRIA DUVAZ
SECCION TIPICA COBERTURA SECA

8.2.3 ESTABILIZACION DE LOS DEPOSITOS DE RELAVES

Existen dos maneras de conseguir la estabilización del depósito de relaves de Austria Dúvaz. La primera consiste en deprimir el nivel de aguas freáticas al mínimo y el segundo camino consiste en construir una berma de enrocado de estabilización al pie del talud de la presa.

La depresión o el rebajamiento del nivel freático de forma natural toma un tiempo demasiado grande debido a que está relacionado con el proceso de la consolidación de los suelos arcillosos que conforman la cancha. Por otro lado, la ejecución de obras de subdrenaje profundo horizontales que recorran todo el fondo y niveles intermedios de la cancha es demasiado costosa y también tomaría algún tiempo relacionado con el proceso de la consolidación de los relaves finos.

Se ha considerado entonces, la construcción de una berma de estabilización de material compuesto por bloques de rocas (material de escombros resultantes de procesos de explotación subterránea) que resulta mucho más económico que las medidas anteriores.

8.2.4 PROGRAMA DE MONITOREO POST-CIERRE

Para evaluar la performance del plan de abandono propuesto, se ha considerado el monitoreo siguiente:

- a) Monitoreo semestral del drenaje durante 5 años o hasta obtener que las concentraciones de los contaminantes estén dentro de las normas vigentes.
- b) Monitoreo de la revegetación, hasta la estabilización y automantenimiento de la cobertura vegetal.
- c) Monitoreo de la estabilidad física. El programa de monitoreo de la relavera estará dirigido al control de los asentamientos que se producirán en la cancha de relaves, para asegurar la escorrentía superficial hacia el sector de los diques.

Los suelos arcillosos que predominan en la cancha de relaves, son susceptibles a sufrir asentamientos importantes que comprometan la permanencia de las pendientes consideradas y causen retenciones de volúmenes de agua. Será necesario entonces, establecer un sistema de control topográfico basado en una nivelación permanente. Este control puede ser realizado anualmente.

8.2.5 USO DEL AREA REHABILITADA

Se sugiere su utilización como área deportiva-recreativa después de la estabilización de la cobertura vegetal.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Como consecuencia de los estudios de campo, laboratorio y gabinete efectuados para el análisis de estabilidad física del depósito de relaves de Austria Dúvaz; y de las características de la zona, se llega a las siguientes conclusiones y recomendaciones:

□ CONCLUSIONES

- 1) La presa construida con la parte gruesa de relaves, puede fallar durante un terremoto, principalmente por no tenerse en cuenta durante su diseño y construcción de los efectos que se producen sobre la estructura durante este fenómeno. La metodología de diseño sismo-resistente desarrollado para la presa de relaves de Austria Dúvaz, consiste (una vez efectuados todo los estudios de la geología, hidrología del área del proyecto, capacidad del depósito para ser almacenado, características y cantidad de relaves producidos) en: a) Evaluar la sismicidad en el área del Proyecto, b) Determinar el comportamiento del material a usarse en la construcción de la presa bajo sollicitaciones sísmicas, c) Análisis del desarrollo de licuación, y d) Análisis de Estabilidad de taludes y de deformación permanente.
- 2) El asunto más urgente del manejo de relaves está relacionado con la seguridad humana y la salud, especialmente de los riesgos y fallas que las presas de relaves ocasionan contra la salud por la ingestión de metales en el agua o por las partículas en suspensión; existe también una preocupación por los efectos de la contaminación sobre las aguas subterráneas y sobre la vida acuática.
- 3) Con el propósito de alcanzar un perfil homogéneo de la superficie del depósito de relaves, necesario para el plan de cierre; se acomodará los excesos de relaves hacia las zonas más profundas y se completará con relaves frescos de la Planta Concentradora. Se estima completar un volumen de 68 000 m³ de relaves, lo que permitirá depositar durante 1,5 años, relaves a un ritmo de 75 000 TM/año.
- 4) Entre muchas soluciones que existen para la formación ó construcción de relaves, se ha optado por la denominada construcción “Método Aguas Arriba” que mediante un “Dique de Arranque” y un adecuado cicloneado para la clasificación del material grueso, va a contribuir a la estabilidad de la presa.
- 5) Se ha determinado la densidad relativa mínima de 36% calculada para el proyecto, de manera que cuando en un determinado punto la densidad relativa es menor a esta mínima se produce la licuación. Cuando más profundo se encuentre la línea de corriente superior menor será la probabilidad de que se presente un fenómeno de licuación.
- 6) La parte gruesa de los relaves producidos en Austria Dúvaz, será usada para la construcción de la presa de contención, la cual se comportará eficientemente si a este material se le da una densidad relativa mayor a la mínima. La parte más fina de los relaves se almacenará en el reservorio formado, y se recuperará el agua usada en la explotación, para reutilizarla o tratarla antes de ser evacuada a

los cauces naturales, de esta manera evitará la contaminación del suelo, agua y el medio ambiente.

- 7) En el cálculo de la estabilidad de la presa, se verificó para un embalse lleno, al estado estático, pseudo-estático (con sismo) y post sismo (licuación), obteniéndose Factores de Seguridad dentro de rangos satisfactorios para los Coeficientes Sísmico (k) de 0,09, 0,14 y 0,19.

Por todo lo que antecede, la inclinación del talud aguas debajo de la presa 3:1, así como la concepción del sistema de drenaje y otras consideraciones y características pertinentes al diseño; garantizan la estabilidad de la presa de relaves de Austria Dúvaz.

□ RECOMENDACIONES

- 1) Previo a la construcción del dique de arranque y filtros se deberá eliminar todo material orgánico del área que ocupará el proyecto.
- 2) Durante la formación de la presa, es conveniente mantener como mínimo una playa de 30 m. de ancho, contados desde la cresta al espejo de agua.
- 3) Se proveerá la instalación de los tubos de captación de agua clara, antes de la construcción del dique de arranque.
- 4) Es necesario entrenar a un personal adecuado, familiarizado con el control de descarga del Underflow, así como del estricto control de desagüe de las aguas claras; para garantizar el crecimiento parejo y ordenado de los taludes.
- 5) Se requiere también controlar el contenido de finos de los relaves gruesos del dique del depósito obtenidos por cicloneado, para evitar el incremento de la superficie freática como consecuencia de la baja permeabilidad de los materiales finos.
- 6) Se recomienda incorporar dentro del procedimiento, el análisis por elementos finitos para obtener las deformaciones permanentes por sismo, tanto en depósitos inactivos, como depósitos operativos.

ANEXO "A"

EVALUACION DE RIESGOS EN PRESAS DE RELAVES

EVALUACIÓN DE RIESGOS EN PRESAS DE RELAVES

Por Gordon McPhail - Metago Ingenieros Ambientales, Sudáfrica
De "Proceedings of the International Workshop on Managing
the Risks of Tailings Disposal"
Estocolmo, Suecia – Mayo 22–23, 1997
Traducido por : José Avellaneda Puri

1. INTRODUCCION

Las estructuras de relaves, están entre la más grandes estructuras hechas por el ser humano y, dependiendo de los materiales utilizados en su construcción, su ubicación, método de construcción y el control operacional; puede poseer un significativo peligro a la salud, seguridad de los trabajadores y el público, así como también al medio ambiente. Al mismo tiempo, en virtud de la escala de operaciones de disposición, las estructuras de relaves tienen una potencialidad significativa para incidir sobre la viabilidad financiera de una empresa minera y el proceso de operaciones unitarias mineras. Los balances comparativos y los compromisos entre la accesibilidad financiera y la confiabilidad, son por lo tanto inevitables.

Mientras la disposición de relaves en estructuras, ofrece un peligro para las aguas superficiales, aguas subterráneas, calidad del aire, seguridad y bienestar; es la indicación o la probabilidad de que uno o más de estos peligros se hagan realidad lo que finalmente preocupa a las empresas a cargo del proyecto, funcionarios del gobierno y al público.

La reducción de riesgos está asociada con el peligro expuesto por una presa de relaves, que requiere que las medidas a tomar aseguren la confiabilidad. La planificación de una estructura de relaves, por lo tanto, comúnmente involucra la selección entre alternativas de costos diferentes y confiabilidad. Estas alternativas pueden involucrar sitios alternativos, métodos alternativos de construcción y las medidas alternativas para asegurar la estructura y proteger el medio ambiente. La selección entre alternativas, y la motivación de los resultados de selección, requiere capacidad para la evaluación de riesgos, ambos cualitativa y cuantitativamente.

El tema expuesto presenta una descripción de una metodología para la aplicación de la evaluación de riesgo de tal suerte que es posible comparar objetivamente alternativas sobre la base de costos y confiabilidad. Se demuestra que la metodología puede aplicarse igualmente bien a la salud, seguridad e intereses ambientales, y que es posible presentar los resultados de tal manera que la metodología, suposiciones y los resultados puedan ser revisados, al igual que los análisis de sensibilidad desarrollados. Se puntualiza los niveles de riesgo observados como aceptables en situaciones determinadas, así como los peligros latentes y las consideraciones relacionadas con la comunicación de riesgo al público, así como también el factor de comunicación del riesgo al público.

2. DEFINICIONES

En este capítulo se aplica las siguientes definiciones:

2.1. Peligro

La **Figura 1** ilustra la ubicación relativa de una presa de relaves y una casa. La presa de relaves representa un peligro para la casa, como una potencialidad de ocasionar daños en caso de una falla.

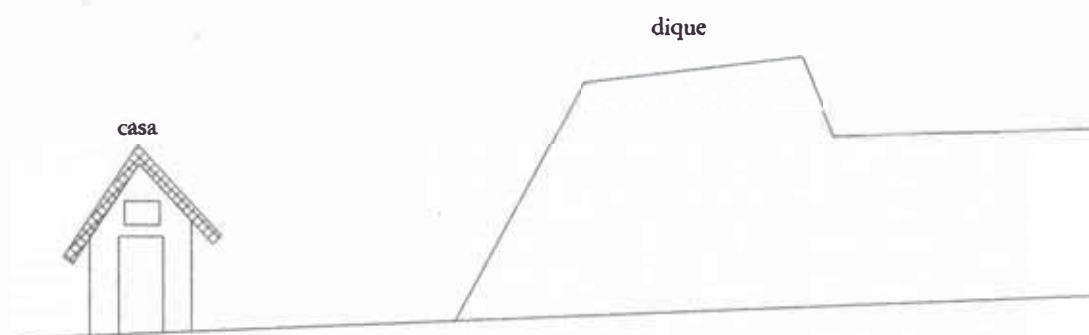


Figura 1 UBICACION RELATIVA DE UNA PRESA DE RELAVES Y UNA CASA

En efecto el peligro expuesto por la presa de relaves, involucra una gama de aspectos que se relacionan con la seguridad, salud y medio ambiente. Los peligros dentro de cada uno de los aspectos mencionados pueden ser divididos en:

- Falla del talud de la presa;
- Falla por embalse de la presa; y
- Contaminación atmosférica y de aguas.

2.2. Consecuencias

Las consecuencias son tomadas en el resultado final de un peligro, donde debería desarrollar su verdadera potencialidad. A continuación se indican las consecuencias potenciales típicas de la lista de peligros:

- Falla del talud de la presa - deslizamiento que ocasiona destrucción de casas y sus ocupantes;
- Falla por embalse de la presa – inundación de casas; y
- Contaminación atmosférica y de aguas – deterioro de la salud.

2.3. Riesgo y Evaluación de Riesgo

El riesgo se define como la probabilidad o indicación que un peligro desarrollaría la consecuencia. El peligro de una consecuencia es por lo tanto la probabilidad de desarrollar la consecuencia. La estimación de riesgos para consecuencias discretas e independientes se define como evaluación de riesgos

3. TIPOS DE EVALUACION DE RIESGOS

Hay muchos tipos de evaluación de riesgos. Estos oscilan desde evaluaciones intuitivas e informales ("Simplemente no sentirse bien" constituye una evaluación de riesgo) a formales, evaluaciones de riesgo totalmente cuantificadas en que todo los riesgos individuales son estimados. Entre estos dos espectros existen los siguientes tipos tratados con amplitud:

Evaluación de riesgo calificado: En que los riesgos son evaluados en términos de probabilidad y severidad de consecuencias, basadas en descriptores tales como "muy probable" y "posible". Los descriptores son ordenados en orden decreciente a la severidad, sobre una escala de 1 a 5.

Evaluación de riesgo calificado-cuantificado: En que los riesgos son evaluados en términos de probabilidad, basada sobre descriptores, tales como "muy probable" y "posible"; pero cada descriptor tiene un valor de probabilidad asignada a ello. Estos valores son combinados usando mayormente el álgebra Booleana, convenientemente arreglada en un árbol falla-evento, en que las fallas y eventos son encaminados mediante "Y" puertas, donde las probabilidades son multiplicadas; y "O" puertas en que las probabilidades se agregan esencialmente.

Evaluación de riesgo semi-cuantificado: En que los riesgos son calculados (estimados) y modelados desde las estadísticas; o son asignados, sobre la base de descriptores. Las probabilidades se combinan usando el álgebra Booleana.

La evaluación de riesgo de los tipos tratados anteriormente, generan riesgos estimados con diferentes grados de precisión; pero también involucra diferentes niveles de detalles con los tipos calificados, a un nivel mucho inferior del nivel de detalle que los tipos cuantificados. Existen otras diferencias como se expresan en el **Cuadro 1**.

CUADRO 1
COMPARACION DE TIPOS DE EVALUACION DE RIESGO
CALIFICADO Y CUANTIFICADO

CALIFICADO	CUANTIFICADO
<input type="checkbox"/> Menor intimidación	<input type="checkbox"/> Requiere el aporte de un experto
<input type="checkbox"/> Muy rápido/menos costoso	<input type="checkbox"/> Enfoca en más detalles
<input type="checkbox"/> Resultado exigente	<input type="checkbox"/> Resulta inequívoco
<input type="checkbox"/> Voluminoso, cuando el detalle es requerido	<input type="checkbox"/> Bueno para el detalle, pero puede ser complejo
<input type="checkbox"/> Bueno para estudios comparativos	<input type="checkbox"/> Bueno para perfeccionar decisiones

Cada uno tiene una aplicación apropiada. Estos son ilustrados en el siguiente capítulo mediante un ejemplo, donde es descrito el proceso de selección de un lugar típico:

4. EJEMPLO TIPICO

El esquema de la **Figura 2**, ilustra la ubicación geográfica de un determinado número de candidatos alternativos de presas de relaves, en lugares relativos a los tributarios de un río, poblado, actividad agrícola y servicios de abastecimiento de agua. Los sitios del candidato, comprenden los valles (alternativas alt 2 y alt 3), escollera de anillo (alternativa alt1) y colina de lado (alternativa alt4). Es de notar que la alternativa alt2 comprende dos valles de diques interdependientes; se requirió a ambos a fin de tener la capacidad requerida de eliminación. Es asumido que los relaves contienen metales residuales que serían mortíferos para la salud y el medio ambiente, además es radiactivo.

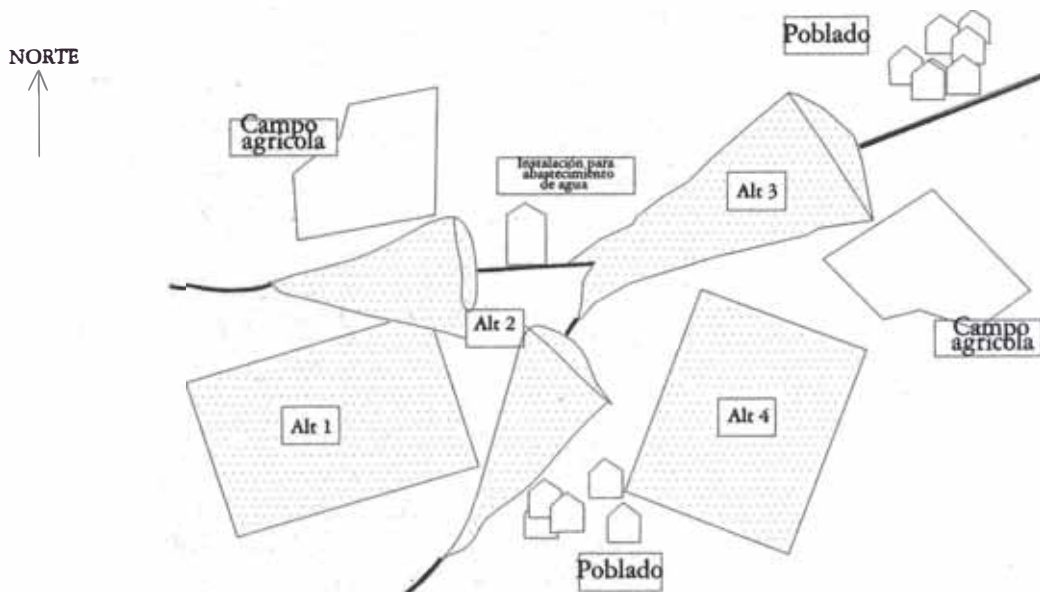


Figura 2 ILUSTRACION ESQUEMATICA DE LA UBICACION DE UNA PRESA DE RELAVES EXPUESTA EN LUGARES PUBLICOS, DE AGRICULTURA Y DE INFRAESTRUCTURA

La condición en la planificación, se describe en el siguiente capítulo.

4.1. Condición de la Planificación en el ejemplo

Cada uno de los sitios candidato, ha sido clasificados, conceptualmente diseñado y efectuado el estudio de costos a una exactitud del 25%. Esto incluye todas las estructuras de desviación, las instalaciones de aporte y recirculación de agua, así como también los accesos a la infraestructura; no obstante que estos no son ilustrados. En curso a esta unión, se asumió y ha quedado establecido, que allí no hubo ninguna falla mortal, en cualquiera de las alternativas; tal como también a ninguna disponibilidad de tierra. Es asumido adicionalmente, que los sitios están todos dentro de la distancia equitativa a la planta de reducción. En una producción, los diseños conceptuales, los niveles similares de contención de filtración para el sitio deben estar incluidos; pero ninguno ha excluido la posibilidad de una falla en los sitios.

El siguiente paso es comparar las alternativas para determinar el rendimiento del potencial con relación a la seguridad, salud y emisiones ambientales; como el que se va ha tratar más adelante. La comparación enfoca las emisiones públicas; como ello es asumido para la seguridad y las emisiones relacionadas a la salud del personal, quien sería empleado en administrar las operaciones y en forma similar para todo los sitios.

4.2. Seguridad, Peligros y Consecuencias Potenciales

Cada uno de los sitios en riesgo, de una y otra forma de infraestructura o poblado, son indicados en el **Cuadro 2**:

CUADRO 2
SEGURIDAD, PELIGROS Y CONSECUENCIAS POTENCIALES

ALTERNATIVA	PELIGROS	CONSECUENCIA POTENCIAL
1	Falla en la presa y desprendimiento	Dstrucción de las instalaciones de abastecimiento de agua
2	Falla en la presa y desprendimiento	Dstrucción de las instalaciones de abastecimiento de agua
3	Falla en la presa y desprendimiento	Dstrucción de la zona norte del poblado
4	Falla en la presa y desprendimiento	Dstrucción de la zona sur del poblado

4.3. Peligros sobre la Salud Pública y Consecuencias Potenciales

Los peligros potenciales sobre la salud que han sido propuestos para los sitios candidatos, son tratados en el **Cuadro 3**:

CUADRO 3
PELIGROS SOBRE LA SALUD PUBLICA Y
CONSECUENCIAS POTENCIALES

ALTERNATIVA	PELIGROS	CONSECUENCIA POTENCIAL
1	<input type="checkbox"/> Contaminación del agua <input type="checkbox"/> Contaminación con lodo	<input type="checkbox"/> Contaminación de agua potable por averías en la instalación de abastecimiento de agua <input type="checkbox"/> Contaminación de río que sirve a los pobladores del norte
	<input type="checkbox"/> Polvo	<input type="checkbox"/> Inhalación de polvo por los pobladores del sur <input type="checkbox"/> Contaminación de terrenos agrícolas del este
2	<input type="checkbox"/> Contaminación del agua <input type="checkbox"/> Contaminación con lodo	<input type="checkbox"/> Contaminación de agua potable por averías en la instalación de abastecimiento de agua <input type="checkbox"/> Contaminación de río que sirve a los pobladores del norte <input type="checkbox"/> Eliminación de río que sirve a los pobladores del sur
	<input type="checkbox"/> Polvo	<input type="checkbox"/> Inhalación de polvo por los pobladores del sur <input type="checkbox"/> Contaminación de terrenos agrícolas del este
3	<input type="checkbox"/> Contaminación del agua <input type="checkbox"/> Contaminación con lodo	<input type="checkbox"/> Contaminación de río que sirve a los pobladores del norte
	<input type="checkbox"/> Polvo	<input type="checkbox"/> Inhalación de polvo <input type="checkbox"/> Contaminación de zonas agrícolas del oeste
4	<input type="checkbox"/> Contaminación del agua <input type="checkbox"/> Contaminación con lodo	<input type="checkbox"/> Contaminación de agua potable por averías en la instalación de abastecimiento de agua <input type="checkbox"/> Contaminación de pozos que sirve a los pobladores del sur
	<input type="checkbox"/> Polvo	<input type="checkbox"/> Inhalación de polvo por los pobladores del sur <input type="checkbox"/> Contaminación de terrenos agrícolas del oeste

4.4. Peligros sobre el Medio Ambiente y Consecuencias Potenciales

Los peligros sobre el medio ambiente y consecuencias potenciales, están asociadas con los sitios alternativos, que son descritos en el **Cuadro 4:**

CUADRO 4
PELIGROS SOBRE EL MEDIO AMBIENTE Y
CONSECUENCIAS POTENCIALES

ALTERNATIVA	PELIGROS	CONSECUENCIA POTENCIAL
1	Filtración Rebose Erosión de relaves	<input type="checkbox"/> Contaminación de tributarios, de la zona norte y sur
	Producción de polvo	<input type="checkbox"/> Pérdida de vegetación natural y pastizales
2	Filtración Rebose Erosión de relaves	<input type="checkbox"/> Contaminación de tributarios, de la zona norte y sur
	Producción de polvo	<input type="checkbox"/> Pérdida de vegetación natural y pastizales
3	Filtración Rebose Erosión de relaves	<input type="checkbox"/> Contaminación del río
	Producción de polvo	<input type="checkbox"/> Pérdida de vegetación natural y pastizales
4	Filtración Rebose Erosión de relaves	<input type="checkbox"/> Contaminación de tributarios y río, de la zona sur
	Producción de polvo	<input type="checkbox"/> Pérdida de vegetación natural y pastizales

4.5 Otros Aspectos de Consecuencia

Existen otros grupos de consecuencia, no relacionado con la seguridad, salud y medio ambiente, que puede tener una presencia importante en la elección del sitio y garantizar consideraciones cuidadosas. Estos son como sigue:

- Producción de pérdida, en el caso de un infortunio sobre una presa de relaves;
- Reparación o costo de reposición en caso de un infortunio;
- Posición tal como la infraestructura de agua de recirculación y entrega, que se puede perder en caso de desarrollarse un nuevo sitio siguiendo un infortunio;
- Interés comunitario, que es probable sea dominado por los riesgos percibidos como opuesto al riesgo real;
- Sensibilidad reguladora, que puede políticamente basarse o relacionarse con percepciones de la autoridad reguladora o por el público; y,
- Consecuencias punitivas, tales como multas, encarcelamiento de los directores de compañía que va asociada a la mala publicidad.

El siguiente capítulo, describe una metodología para incorporar los riesgos en el proceso de selección de sitio, sobre la base de una evaluación calificada de riesgo.

5. APLICACION DE EVALUACION CALIFICADA DE RIESGO

5.1 Probabilidad y la Clasificación de Consecuencias

La probabilidad del desarrollo de un peligro, se clasifica sobre una escala de 1 a 5, con la asistencia de descriptores ejemplos que se da en el Cuadro 5:

**CUADRO 5
EJEMPLOS DE PROBABILIDAD DE DESCRIPTORES**

CLASIFICACION	EJEMPLOS DE PROBABILIDAD DE DESCRIPTORES			
1	Muy alto	Muy probable	Altamente probable	"ocurre frecuentemente"
2	Alto	Probable	Probable	"ello ha ocurrido"
3	Medio	Posible	Moderado	"yo, he oído de lo ocurrido en otras partes"
4	Bajo	Improbable	Improbable	"nunca se oyó de lo ocurrido"
5	Muy bajo	Muy probable	Raro	"prácticamente imposible"

Es comúnmente necesario incluir varios grupos de descriptores, desde los peligrosos que son directamente comparables. Sin embargo, la gente tiene diferentes percepciones del significado de descriptores. La mayoría de la gente altamente educada, interpreta de manera diferente los niveles de probabilidad asociada con las palabras "probables" y "posibles"; esto ocurrió cuando fueron requeridos para ser traducidos en probabilidad, sobre una escala entre 0 y 1. En derivación de descriptores, sin embargo, es esencial obtener equivalencias en todos los niveles de clasificación.

El Cuadro 6 provee ejemplos de descriptores, para evaluar la consecuencia de severidad de los diversos aspectos tratados en el Capítulo 4:

**CUADRO 6
EJEMPLOS DE DESCRIPTORES - CONSECUENCIA**

CLASIFICACION	EJEMPLOS DE DESCRIPTORES - CONSECUENCIA					
	Mortalidad	Salud	Medio Ambiente	Costo	Producción	Interés comunitario
1	Muchos	Mortal	Muy extensivo	Muy alto	Varios meses	Muy severo
2	Algunos	Tóxico	Extensivo	Alto	Varias semanas	Severo
3	Uno	Enfermedad temporal	Localizado	Moderado	Una semana	Moderadamente severo
4	Daño severo	Irritación	Bajo	Bajo	Unos días	Depresivo
5	Daño	Irritación leve	Insignificante	Insignificante	Un día	Insignificante

Ambos, probabilidad y consecuencia, tienen una presencia en la evaluación de riesgo; ello es necesario para involucrarlo dentro de una clasificación única u ordenar tal como se indica en el siguiente capítulo.

5.2 Ordenación del Riesgo

Un método de probabilidad combinada y su consecuencia, está dada mediante una ordenación de riesgo, tal como se muestra en el cuadro siguiente (adaptado por ALARA (1997)):

ORDENACION DE LA CONSECUENCIA	ORDENACION DE LA PROBABILIDAD				
	1	2	3	4	5
1	1	2	4	7	11
2	3	5	8	12	16
3	6	9	13	17	20
4	10	14	18	21	23
5	15	19	22	24	25

5.3 Comparación de Alternativas

Es posible comparar los sitios del candidato sobre una base de riesgo, usando la clasificación de riesgos, por listado de números de peligros, con el equivalente de la clasificación en cada alternativa. En esta etapa del proceso de selección de sitio, sin embargo, es relevante que viene al caso, el alcance al que la ordenación del riesgo en cada alternativa puede ser reducido por medio del diseño de mitigación. Esto involucrará el sistema de diseños e instalaciones sobre lo que ya se mencionó anteriormente, en el diseño conceptual para cada sitio alternativo. Esto es tratado en el próximo capítulo.

6. MITIGACIÓN

6.1 Evaluación de Mitigación

En la evaluación de los sistemas de la potencialidad de mitigación, son de vital importancia los siguientes:

- Capital y costos de operación de las medidas de mitigación; y,
- La eficacia potencial, confiabilidad y factibilidad técnica de la medida de mitigación.

Para la evaluación de los enunciados arriba indicadas es necesario efectuar el trabajo conceptual de diseño (y posiblemente alguna investigación del lugar de trabajo) en orden a entender mejor los aspectos geológicos, estructurales, etc.

6.2 Mitigación Típica

A continuación se presenta una gama típica de mitigación, para los sitios del candidato:

**CUADRO 7
EJEMPLOS DE MITIGACIONES TIPICAS**

ASPECTO	EMISIÓN	MITIGACIÓN TÍPICA
Seguridad	Presa de relaves	<input type="checkbox"/> Hacer mas fluida las estructuras de desviación <input type="checkbox"/> Pilares para mejorar la estabilidad de talud <input type="checkbox"/> Incremento de la obra muerta, para reducir la probabilidad de embalse de la presa <input type="checkbox"/> Aguas abajo o diseño del centro de línea a diferencia del diseño de aguas arriba <input type="checkbox"/> Incremento del área de deposición para reducir los costos <input type="checkbox"/> Eliminación de estructuras soterradas <input type="checkbox"/> Reubicación de la gente
Salud y Medio Ambiente	Contaminación del agua superficial	<input type="checkbox"/> Control de rebose en estructuras <input type="checkbox"/> Desviaciones
	Contaminación del agua subterránea	<input type="checkbox"/> Corte de filtración hacia afuera <input type="checkbox"/> Bombear y limpiar <input type="checkbox"/> Reforzamiento de presa de relaves <input type="checkbox"/> Abastecimiento de agua potable
	Polvo	<input type="checkbox"/> Humedecer la superficie del dique <input type="checkbox"/> Fijado de agentes
Producción	Interrupción	<input type="checkbox"/> Tuberías para suministro <input type="checkbox"/> Presas de relaves /parque <input type="checkbox"/> Abastecimiento de agua
Interés comunitario y sensibilidad reguladora	Reacción exagerada	<input type="checkbox"/> Involucrar en forma anticipada <input type="checkbox"/> Involucrar en la revisión de alternativas <input type="checkbox"/> Familiarización/educación sobre emisiones <input type="checkbox"/> Concientización de la situación de ganador/ Solución equitativa

6.3 Ordenación de la Mitigación

Es posible clasificar la mitigación en forma cualitativa, sobre escalas de 1 a 5 usando descriptores de una manera similar a la expuesta en el Capítulo 5; para derivar una clasificación de riesgo es usado el cuadro siguiente:

TABULACION DE COSTOS

ORDENACION DE LA CONFIABILIDAD		Alto costo			Bajo Costo	
		1	2	3	4	5
		Baja	1	2	4	7
Confiabilidad	2	3	5	8	12	16
	3	6	9	13	17	20
Alta	4	10	14	18	21	23
Confiabilidad	5	15	19	22	24	25

Las clasificaciones de mitigación, son anotadas a lo largo de cada peligro para cada alternativa.

6.4 Clasificación de Alternativas

En esta etapa es posible incluir la comparación directa de los sitios alternativos. Los pasos en este proceso son como sigue:

- ❑ La probabilidad y consecuencia de cada peligro, para cada uno de los sistemas de mitigación, han sido diseñadas nuevamente sobre la base de la evaluación y clasificación del riesgo.
- ❑ La clasificación probabilidad/consecuencia para cada peligro, es multiplicada por la ordenación de mitigación. La multiplicación se usa a fin de ampliar las diferencias entre las alternativas.
- ❑ La combinación, ordenación de probabilidad/consecuencia/mitigación es anotada a lo largo de cada peligro para cada alternativa. Se muestra un histograma de la clasificación para cada sitio. Los ejemplos de dos de tales histogramas se indican en la **Figura 3**:

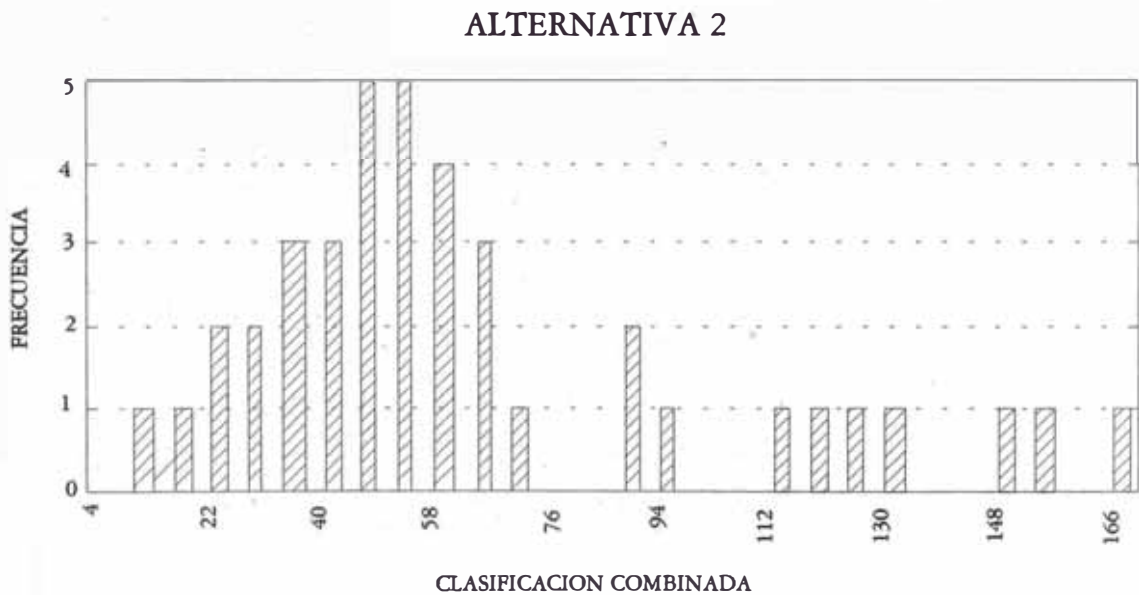
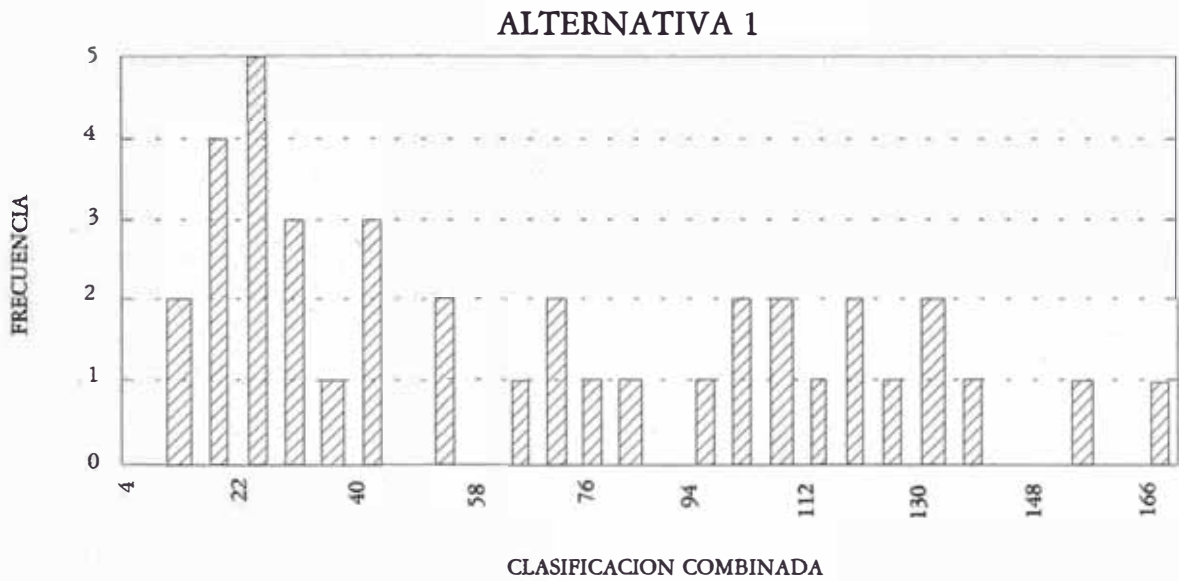


Figura 3 EJEMPLOS - HISTOGRAMAS DE ORDENACIONES COMBINADAS

Es evidente desde la **Figura 3**, que la Alternativa 2 está ordenada entre 1 y 40 que la Alternativa 1. La naturaleza del sistema de ordenación es tal que la ordenación del valor numérico bajo denota incremento de peligro. La alternativa 2 se ha asignado a menores rangos de valor numérico y por lo tanto tiene una baja relativa de la alta potencialidad de peligro que la Alternativa 1.

Usando la metodología arriba indicada, es posible identificar el orden de preferencia de los sitios candidato.

7. PRUEBA PUBLICA Y REACCION DEL REGULADOR

En esta etapa del proceso de selección de sitio, es mejor iniciar involucrando al público y reguladores. Esto oportunamente involucra a un temprano y constructivo encaje y a la vez indica un consentimiento para comprometer y desarrollar el éxito de situación. Lo vital es presentar las alternativas de una manera transparente, específicamente destacando problemas y medidas que se contemplaron para mitigar. El público y los reguladores deberían tomarse mediante el proceso de evaluación de riesgo que debería de estar presente dentro del contexto de la evaluación de impacto ambiental.

En el procedimiento con este paso; sin embargo, es importante reconocer que el público probablemente pueda percibir el riesgo de manera diferente, desde los proyectistas. Estas diferencias deberían considerarse cuidadosamente y, si es necesario, adicionar el desarrollo de acciones de mitigación para aspectos específicamente contrarios de los riesgos percibidos.

El próximo capítulo ilustrará la reacción pública, típica en situaciones impuestas de riesgo.

7.1 Factores Influyentes en el Público sobre la Percepción de Riesgo

El Consejo de Investigación Nacional de los Estados Unidos (NRC, 1989) valora el cuadro siguiente elaborado por Covello y otros (1988), en discutir la percepción pública acerca del riesgo:

**CUADRO 8
FACTORES CUALITATIVOS DE CONMOCION
SOBRE LA PERCEPCION Y EVALUACION DE RIESGOS**

FACTOR	CONDICIONES ASOCIADAS CON EL INCREMENTO DEL INTERES PUBLICO	CONDICIONES ASOCIADAS CON LA DISMINUCION DEL INTERES PUBLICO
Potencialidad catastrófica	Fatalidades agrupadas en el tiempo y espacio	Fatalidades, daños espaciados y azar
Familiaridad	Desconocido	Familiar
Comprensión	Mecanismos o procesos no comprendidos	Mecanismos o procesos entendidos
Control (personal)	Incontrolable	Controlable
Voluntad de exposición	Involuntario	Voluntario
Efectos sobre los niños	Niños, específicamente expuesto a riesgos	Niños específicamente, no expuestos a riesgos
Efectos de manifestación	Efectos retardados	Efectos inmediatos
Efectos sobre futuras generaciones	Riesgo a futuras generaciones	Ningún riesgo a futuras generaciones
Identidad de víctima	Víctimas identificables	Estadística de víctimas

Tema	Efectos temibles	Efectos no temidos
Confianza en instituciones	Carencia de confianza en instituciones responsables	Confianza en instituciones responsables
Atención de medios	Mucha atención de medios	Poca atención de medios
Historia de accidentes	Mayor y algunos accidentes menores	Ni mayor o accidentes menores
Participación	Desigual distribución de riesgo y beneficios	Distribución equitativa de riesgos y beneficios
Beneficios	Beneficios inciertos	Beneficios claros
Reversibilidad	Efectos irreversibles	Efectos irreversibles
Origen	Causadas por acciones humanas o fallas	Causado por actos de la naturaleza

Será vital un procedimiento mediante el proceso de acoplamiento para orientar los factores arriba mencionados, tan lejos como estos sean apropiados a una situación específica.

Los otros factores identificados en Masters (1997), donde de antemano la necesidad para ser tomada en consideración, se relacionan con:

- *Aceptabilidad política.* El público puede querer usar la emisión como una manera de persuadir al gobierno o autoridad local o; viceversa, el gobierno o la autoridad local puede querer demostrar su interés por el medio ambiente a su electorado, siendo irrazonable acerca de la certeza de emisiones. Es por lo tanto sabio determinar el carácter político.
- *Defensa contra activistas.* Activistas, quienes probablemente van a tener una agenda separada desde el bienestar y necesidades simples de los planes expuestos, son probables la experiencia de ambos pedidos clamorosos y maldispuestos. Es probable que sea imposible el convencimiento de los beneficios de la mitigación, y por lo tanto será necesario preparar argumentos convincentes para que las objeciones sean levantadas por los activistas.
- *Actitud reguladora de la autoridad.* En muchos países las actitudes de las autoridades reguladoras han intercedido en conformidad con los más verdes que son mas liberales, el cambio político liberal en esos países desde los de "Nos cuenta sus problemas y nosotros ayudaremos en la aprobación de su proyecto" a "Si usted quiere que su proyecto proceda usted tendrá que convencernos". En el otro, las autoridades son frecuentemente asediadas a soportar a los activistas, no obstante ellos son más probables para ser convencidos mediante el argumento razonable.

7.2 Lista Final de Selección de Alternativas

Después del acercamiento del público y reguladores, se debe elaborar una lista final de selección de alternativas para una consideración más detallada. Se sugiere que la forma cuantitativa de evaluación de riesgo debe desarrollarse como el del próximo capítulo; para este fin, será vital un re-compromiso de estos partidos después de culminada la evaluación.

8. EVALUACION CUANTIFICADA DEL RIESGO

El proceso de calificación descrito en los capítulos previos, provee unos medios útiles e importantes para identificar la potencialidad, así como también los problemas potenciales de mitigación. El vínculo del público y autoridad reguladora proveen un conocimiento igualmente importante en la manera en que esos partidos perciben los problemas potenciales y por lo tanto esas áreas en que más medidas ha elaborado pueden ser garantizadas.

Para fomentar el progreso, sin embargo, es necesario ser más incisivo sobre los niveles de riesgo así como también sobre el nivel de mitigación, actividades realmente requeridas. Se sugiere que una aproximación cualitativa-cuantitativa, se adopta para problemas específicos en la prueba del diseño de confiabilidad propuestos y evaluando el costo-eficacia de la propuesta de mitigación.

Una aproximación falla-evento es expuesta a continuación.

8.1 Aproximación Falla-Evento

El análisis de falla-evento es particularmente apropiado para presas de relaves porque provee unos medios para la:

- Evaluación progresiva del desarrollo de un peligro en consecuencia;
- Evaluación de las maneras en que independientemente falla y eventos necesitan combinarse a fin de desarrollarse progresivamente; y,
- Determinación de la naturaleza y alcance de intervención de la gestión que se requerirá para que se rompa la cadena de eventos a un número de uniones.

El proceso de análisis falla-evento involucra la evaluación de una presa de relaves en una serie de pasos:

- Enumerar los "Eventos Topes", llamados así porque representan las consecuencias que temieron la mayoría. Estos deben incluir la mortalidad, mayor pérdida de producción, daños irreversibles al medio ambiente;
- Identificar las "Fallas Topes" que representaría el límite de falla o los mecanismos que pueden conducir individualmente uno o más de los "Eventos Topes";
- Elaborar un "Arbol de Eventos" donde la progresión desde la "Falla Tope", se evalúa mediante una serie de preguntas para determinar la probabilidad de sucesos intermedios en progresión a los "Eventos Topes"; y,
- Elaborar un "Arbol de Falla" donde la "Falla Inicial" (aquella falla que puede colocarse en el movimiento de una cadena de fallas, el que puede ubicarse delante de una "Falla Tope") y "Falla Intermedia" son identificadas y vinculadas mediante una serie de puertas "Y" y "O". Las puertas "Y" requieren dos o más fallas para ocurrir simultáneamente la progresión hacia la "Falla Tope" y continuar, mientras las puertas "O" ocurren cuando la progresión podría tener lugar por el desarrollo de cualquiera de las dos o más fallas. Las probabilidades se encaminan mediante las puertas por medio del álgebra Booleana.

8.2 Eventos y Fallas Típicas

El **Cuadro 9** proporciona ejemplos de falla y eventos típicos para una presa de relaves:

CUADRO 9
FALLAS Y EVENTOS TIPICOS EN UNA PRESA DE RELAVES

NIVEL	ASPECTOS	FALLAS Y EVENTOS TIPICOS
Eventos Topes	Seguridad	<input type="checkbox"/> Mortalidad <input type="checkbox"/> Daño Serio <input type="checkbox"/> Pérdida de propiedades o infraestructura
	Salud	<input type="checkbox"/> Mortalidad <input type="checkbox"/> Enfermedad/morbilidad
	Medio Ambiente	<input type="checkbox"/> Destrucción de suelos <input type="checkbox"/> Destrucción de vegetación <input type="checkbox"/> Matanza de peces
Eventos Intermedios	Seguridad	¿Se quitó el apoyo de la masa pobremente consolidada? ¿ Deslizamiento de flujo? ¿ Gente presente? ¿ Tiempo para evacuar?
	Salud	¿ Se evacuó a la gente? ¿Se detectó problemas en el monitoreo?
	Medio Ambiente	¿ Acción tomada para mitigar? ¿ Se detectó problemas en el monitoreo?
Fallas Topes	Seguridad	<input type="checkbox"/> Inestabilidad del talud <input type="checkbox"/> Embalse de la presa <input type="checkbox"/> Fallas inducidas por sismos <input type="checkbox"/> Fallas en estructuras soterradas <input type="checkbox"/> Recubierto con sedimentos/Escurrimiento
	Salud	<input type="checkbox"/> Liberación de agua contaminada
	Medio Ambiente	<input type="checkbox"/> Falla en los sistemas de control de escurrimiento <input type="checkbox"/> Falla en los sistemas de control de agua superficial
Fallas inicio	Seguridad	<input type="checkbox"/> Precipitación química debajo de los drenes <input type="checkbox"/> Falla en la estructura por desviación del temporal <input type="checkbox"/> Colapso en la entrada del valle
	Salud	<input type="checkbox"/> Falla de la línea en el reservorio contaminado <input type="checkbox"/> Falla por filtración en el sistema de colección <input type="checkbox"/> Embalse del reservorio con agua contaminada <input type="checkbox"/> Inadecuado control de polvos
	Medio Ambiente	<input type="checkbox"/> Falla de la línea en el reservorio contaminado <input type="checkbox"/> Falla por filtración en el sistema de colección <input type="checkbox"/> Embalse del reservorio con agua contaminada

Fallas Intermedias	Seguridad	<input type="checkbox"/> Correcta iniciación ante una falla <input type="checkbox"/> Elevación del nivel freático <input type="checkbox"/> Construcción de un sumidero encima de la estructura soterrada
	Salud	<input type="checkbox"/> Fallas para informe del público y reguladores <input type="checkbox"/> Fallas para proveer alternativas de fuentes de agua <input type="checkbox"/> Fallas para iniciar la remediación
	Medio Ambiente	<input type="checkbox"/> Remediación inicial ante una falla <input type="checkbox"/> Medidas temporales de contención previstas ante una falla

8.3 Elaboración de un Arbol de Falla-Evento

La **Figura 4**, ilustra un típico árbol de falla-evento en el embalse de una presa de relaves. Los siguientes puntos son tratados en el árbol de falla-evento:

- Se indica claramente la relación entre fallas;
- Se aplica el álgebra Booleana, utilizada para combinar las probabilidades fáciles de formular en virtud de la inclusión de las puertas "Y" u "O"; y,
- Es ideal para una fórmula en el formato de hoja de cálculos, y es fácil de evaluar el costo-eficacia de la propuesta de mitigación.

8.4 Valores de Asignación en la Probabilidad

Este proceso de planificación, basado en el cálculo detallado de probabilidades en la evaluación cuantitativa, no ofrece garantía; considerando que el valor de la valuación de probabilidad e información adicional tal como que indicó en el Cuadro 10, es apropiada. Una ventaja del Cuadro 10 sobre similares cuadros empleados en el proceso cualitativo, es el mayor número de niveles de descriptores que se tiene a disposición. Los valores de probabilidad desde los cuadros, se incluyen en la hoja de cálculos falla-evento, donde las probabilidades de los Eventos Tope pueden calcularse.

Los datos son colocados sobre un cuadro tal como el Cuadro 10, es probable que se requiera la asistencia de un ingeniero o especialista en presa de relaves, quien determinará los valores de probabilidad a incluir en la hoja de cálculos para una falla-evento; puede necesitar la colaboración de un grupo de expertos que tengan experiencia en el diseño y colapsamiento de presa de relaves. Sin embargo, el proceso de decidir las probabilidades es relativamente rápido y meramente involucra la consulta y no el análisis extensivo.

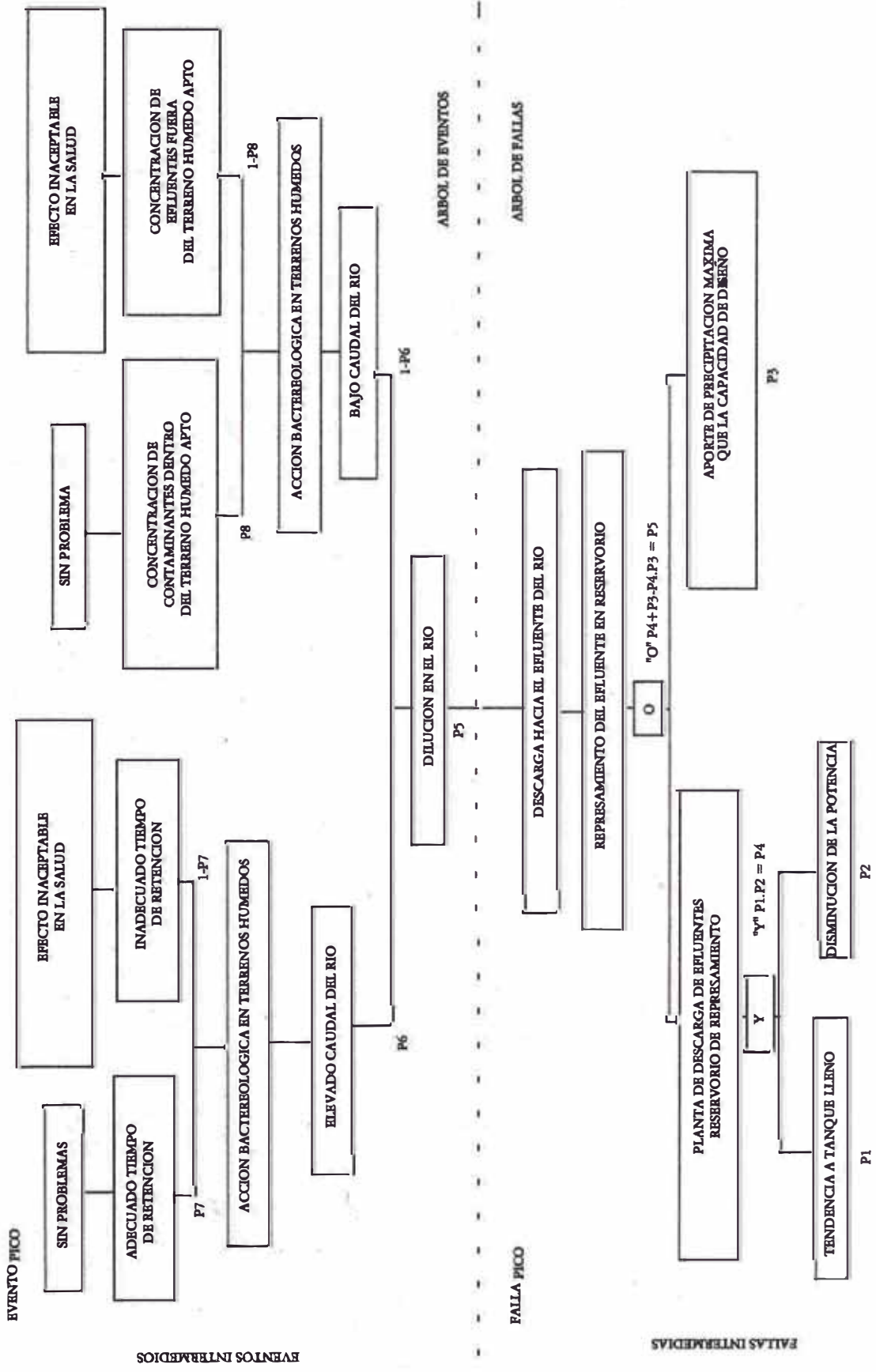


Figura 4 EJEMPLO DE FALLAS - ARBOL DE EVENTOS

CUADRO 10
PROBABILIDADES CUALITATIVA-CUANTITATIVA

PONDERACION CUALITATIVA	PROBABILIDAD EQUIVALENTE
Seguro	1
Sumamente probable	0,9
Alta probabilidad	0,75
Incierto o 50:50	0,5
Probabilidad moderada	0,2 – 0,4
Probabilidad bastante baja	0,01 – 0,1
Probabilidad baja	0,001 – 0,001
Probabilidad muy baja	1E-5 – 0,001
Probabilidad insignificante	0 – 1E-6

(Adaptado por Wellington (1997))

8.5 Caracterización del Riesgo

Una ventaja importante del proceso de evaluación cualitativa-cuantitativa, es el hecho del rendimiento de una estimación numérica de la probabilidad de un “Evento Tope”. Usando este número, es posible evaluar la aceptabilidad del nivel de riesgo aplicable a cada alternativa, en términos de aceptación general de los niveles de riesgo. Wilson (1994) y Whipple (1995) así como también la NCR (1989) proveen una indicación de los niveles de riesgo usualmente aceptadas. Típicamente estos son:

- Riesgo involuntario en la salud: 10^{-4} a 10^{-5}
- Riesgo involuntario en la mortalidad: 2×10^{-6}
- Mortalidad ocupacional: 5×10^{-5}

9. EVALUACION PUBLICA Y REACCION REGULATORIA

Habiéndose profundizado la estimación de riesgos e incorporado anteriormente los intereses, tanto del público y los reguladores, es aconsejable en esta etapa del proceso de selección de sitio, para entrar en una segunda ronda de acoplamiento de los partidos. En el curso de este acoplamiento:

- Debería resumirse la progresión de la unión actual;
- Debería destacarse las emisiones importantes que aparecieron previas al acoplamiento;
- Debería resumirse las actividades tomadas en el período interino, previo al acoplamiento;
- Debería describirse el método para obtener los intereses más importantes y la determinación de la medida de mitigación apropiada.

Un rendimiento del segundo acoplamiento estará de acuerdo a las precauciones tomadas en cada alternativa; son prácticas, y logrará el objetivo de reducir y percibir adecuadamente el verdadero riesgo, y generalmente de grado aceptable.

10. SELECCION DE LA ALTERNATIVA TOPE

Un objetivo clave de la segunda reunión del público, consistirá en identificar una "Alternativa Tope", que representaría la alternativa que genera un consenso amplísimo de aprobación y encuentra los requerimientos de los reguladores. Esta alternativa debería efectuarse para el diseño detallado, tal como se trató en la evaluación de probabilidades a fin de perfeccionar el diseño..

11. DISEÑO DETALLADO Y EVALUACION DE RIESGO DETALLE SEMI-CUANTITATIVO

Mientras que la descripción del diseño detallado y la evaluación de riesgo detalle semi-cuantitativo, están más allá del alcance de esta presentación, es de vital importancia que:

- ❑ La evaluación de riesgo detalle semi-cuantitativo, es una importante herramienta para las medidas de optimización en la mitigación y está en relación con el costo de las medidas. Es concebible este gasto sobre una serie de medidas menos costosas, en áreas apropiadas, que logrará el mismo objetivo como una medida única que puede ser de costo importante.
- ❑ El proceso de evaluación de riesgos semi-cuantitativo, comprende la aplicación del proceso de falla-evento, en el que se incorpora la estimación más precisa de la probabilidad que se obtiene mediante:
 - Análisis estadístico, donde los datos son extensivos tales como la precipitación pluvial y datos de inundación;
 - Modelos computarizados basado en el Método de Estimación de Punto y Simulaciones de Monte Carlo;
 - Asignación de la función de distribución de probabilidad sobre el mínimo sesgo de la base; y
 - Asignación subjetiva de probabilidad sobre la base de la opinión de un experto.

Es necesaria la inclusión de los dos puntos que impide la evaluación de riesgos, de ser totalmente cuantitativos. Mientras éste es un giro revés, es necesario tomar interés sobre el control de los análisis de costos, el tiempo y esfuerzo. Es también necesario, a causa de la incapacidad de poder calcular las probabilidades. La experiencia del autor de este artículo sin embargo, que, a pesar de la inclusión de un número grande de probabilidades subjetivas, la exactitud del resultado final es improbable para variar por más de una orden, la magnitud de la probabilidad entre grupos de expertos o entre diseñadores y revisores.

12. CONCLUSIONES

Este capítulo ha demostrado que no solamente es práctico para integrar la evaluación de riesgo, en el proceso de planificación; si no es meramente la formalización de una evaluación que, sin la evaluación del riesgo, sería desconocida, difícil de defender y carente de objetividad. El proceso de evaluación de riesgo como el que fue descrito, provee unos medios para el compromiso significativo entre el público y los reguladores. Demuestra la franqueza y el cumplimiento, muy importante es la mejor oportunidad de poder desarrollar la alternativa más apropiada.

El proceso como el que fue descrito en este capítulo, se ha aplicado a la selección de sitio, de la manera como se ha ilustrado. Sin embargo, los métodos se asignan igualmente a la comparación de métodos alternativos en la construcción y operación de presa de relaves, así como también a la evaluación de las instalaciones existentes. Se ha demostrado que es posible incorporar a los riesgos en la seguridad, la salud y el medio ambiente, en un proceso de análisis único y para perfeccionar la potencialidad de mitigación de las medidas que desarrollaron cada uno de estos aspectos.

Se ha descrito la extensión en la que es posible captar las ventajas de una evaluación de riesgo desde el punto de vista de su capacidad y simplicidad relativa, para una amplitud de alcance. Además, el alcance al que un proceso de evaluación cuantitativa, que emplea las técnicas de análisis falla-evento, puede aliviar los problemas con los descriptores usados en la evaluación cualitativa. Finalmente, los procedimientos pueden ser empleados progresivamente y en una forma complementaria mediante el proceso de planificación expuesto.

Lo más importante, como se ha descrito al inicio de este capítulo, es que ha mostrado que la aplicación de la evaluación de riesgo facilita un balance comparativo defendible entre la accesibilidad financiera y confiabilidad y que, mostró que se sigue el proceso planteado en este capítulo, la identificación de ese balance comparativo tiene un nivel amplísimo de consenso y aceptación.

V I T A

Nací en Sapallanga - Huancayo, un 4 de Mayo de 1959, y soy el mayor de una familia de cuatro hermanos. Estudié primaria en la Escuela de Varones N° 544, secundaria en el Instituto Nacional de Comercio N° 5 - Alejandro O. Deustua (Gran Unidad Escolar Santa Isabel) y el Pregrado en la Universidad Nacional del Centro del Perú – Facultad de Ingeniería de Minas (1979-1983), todos ellos con sede en mi ciudad natal.

Mi experiencia profesional se da inicio en 1984, habiendo laborado como Jefe de Guardia en la Cía. Minera Millotingo S.A., mina de plata ubicada en la Provincia de Huarochirí, Departamento de Lima, para luego al año siguiente asumir el Departamento Técnico por espacio de dos años; posteriormente, de 1987 a 1989 laboré en la Cía. Minera Tumiri S.A. como Superintendente General, mina de plata igual que la anterior de propiedad de la familia Zacarías, ubicada en la Provincia de Aymaraes, Departamento de Apurímac. Problemas motivados por la conmoción social de esos tiempos complicada con la caída en la cotización del metal de plata, hacen que renuncie a mi cargo.

Luego de mi paso por la actividad minera durante 5 años, me dedico a la docencia desde 1990 hasta la fecha, en la Universidad Nacional del Centro del Perú, Facultad de Ingeniería de Minas. Actualmente comparto la actividad de Docente Nombrado Asociado, con la de *Responsable de Proyectos*: PAMAS, EIA y Estabilidad Física de Presa de Relaves y el de Auditor e Inspector de Normas de Conservación del Medio Ambiente.

Mi preocupación por la calidad del Medio Ambiente ligado al aprovechamiento de los recursos minerales, motivan a que realice estudio de Postgrado en la Universidad Nacional de Ingeniería, Facultad de Ingeniería Geológica, Minera y Metalúrgica, Especialidad de Minería y Medio Ambiente; para cuyo fin logré obtener una beca de CONCYTEC, subvencionada hasta culminar mis estudios como integrante de la Promoción 98-II.

Soy socio fundador e integrante de D&E “Desarrollo y Ecología” S.A.C., empresa autorizada por el Ministerio de Energía y Minas para efectuar labores de Auditoría e Inspección de las Normas de Conservación del Medio Ambiente. Esta empresa está conformada por ex alumnos de la maestría UNI – Minería y Medio Ambiente, Promoción 98-II.

En lo que concierne al desarrollo de mi Tesis de Maestro titulado “*Riesgos y Fallas Inducidas por Sismos y su Impacto al Medio Ambiente en la Presa de Relaves de Austria Dúvaz*”; constituye un estudio de Estabilidad Física del depósito de relaves de la Sociedad Minera Austria Dúvaz, que realizó D&E “Desarrollo y Ecología” S.A.C. en el marco de ejecución de los proyectos del PAMA. Actualmente se está dando inicio al estudio del Plan de Cierre de los depósitos mencionados.

José AVELLANEDA PURI

REFERENCIA BIBLIOGRAFICA

- 1) ALVA HURTADO Jorge E. **“SISTEMAS DE DRENAJE EN DEPOSITOS DE RELAVES”**
Seminario Estabilidad Física de Depósitos de Relaves
Facultad de Ingeniería Civil (U.N.I.), CISMID.
Lima – Perú, Abril 1998.
- 2) BRIONES GUTIERREZ, Jorge Enrique **“PRESAS DE TIERRA Y ENROCAMIENTO, RESISTENCIA A LA FALLA POR FILTRACION”**
Lima – Perú, 1994,
110 págs.
- 3) CARIDE DE LIÑAN, Camilo **“MANUAL DE RESTAURACION DE TERRENOS Y EVALUACION DE IMPACTOS AMBIENTALES EN MINERIA”**
Instituto Tecnológico GeoMinero de España, 332 págs.
- 4) CARRILLO GIL, Arnaldo **“FALLAS EN LOS DEPOSITOS DE RELAVE MINERO Y SU PROTECCION GEOAMBIENTAL”**
Primer Simposio Nacional de Medio Ambiente y Seguridad Minera
Lima – Perú, Junio 1997.
- 5) CASAVARDE, L. Y VARGAS, J. **“ZONIFICACION SISMICA DEL PERU”**
II Seminario Latinoamericano de Ingeniería Sismo-Resistente
Organización de Estados Americanos y PUCP
Lima – Perú, 1980.
- 6) CEPIS Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria **“CANCHAS DE RELAVES DE CONCENTRADORAS MINERAS; ANALISIS DE ESTABILIDAD DE PRESAS”**
Lima – Perú, 1984.
32 págs.
- 7) CRESPO VILLALAZ, Carlos. **“MECANICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES”**
Editorial Limusa, Cuarta Edición, 639 Págs.
México, 1990.
- 8) D&E Desarrollo y Ecología S.A.C. Consultores Ambientales; ORDOÑEZ HUAMAN, Abel **“ESTUDIO DE ESTABILIDAD FISICA DEL DEPOSITO DE RELAVES DE MOROCOCHA”**
Sociedad Minera Austria Duvaz S.A.
Lima – Perú, 1999
110 págs.
- 9) DIRECCION GENERAL DE ASUNTOS AMBIENTALES **“GUIA PARA EL MANEJO DE RELAVES DE MINAS Y CONCENTRADOS”**
Ministerio de Energía y Minas
Lima – Perú, Julio de 1995.
Volumen VII, 140 págs.
- 10) DIRECCION GENERAL DE ASUNTOS AMBIENTALES **“COMPENDIO DE NORMAS AMBIENTALES PARA LAS ACTIVIDADES MINERO METALURGICAS”**
Ministerio de Energía y Minas
Lima – Perú, 1997.
320 págs.
- 11) DIRECCION GENERAL DE ASUNTOS AMBIENTALES **“GUIA PARA ELABORAR ESTUDIOS DE IMPACTO AMBIENTAL”**
Ministerio de Energía y Minas
Lima – Perú, Setiembre de 1994.
Volumen V, 87 págs.
- 12) DIRECCION GENERAL DE ASUNTOS AMBIENTALES **“GUIA AMBIENTAL PARA LA VEGETACION DE AREAS DISTURBADAS POR LA INDUSTRIA MINERO-METALURGICA”**
Ministerio de Energía y Minas
Lima – Perú, Marzo de 1995.
Volumen VIII, 72 págs.
- 13) DIRECCION GENERAL DE ASUNTOS AMBIENTALES **“GUIA PARA EL CIERRE Y ABANDONO DE MINAS”**
Ministerio de Energía y Minas
Lima – Perú, Primera Reimpresión: Octubre de 1997.
Volumen IX, 87 págs.

- 14) DIRECCION GENERAL DE ASUNTOS AMBIENTALES **“GUIA AMBIENTAL PARA LA ESTABILIDAD DE TALUDES DE DEPOSITOS DE RESIDUOS SOLIDOS PROVENIENTES DE ACTIVIDADES MINERAS”**
Ministerio de Energía y Minas
Lima – Perú, Julio de 1998.
Volumen XVI, 106 págs.
- 15) ESPINOZA, CASAVARDE y otros. **“CATALOGO SISMICO DEL PERU”**
Instituto Geográfico Nacional
- 16) FLORIANO PEREZ, Alfredo Victorio **“AMPLIACION DE LA PRESA DE RELAVES DE LA CIA. DE MINAS ORCOPAMPA S.A.”**
Tesis de Grado, Facultad de Ingeniería Civil (U.N.I.)
Lima – Perú, 1990
230 págs.
- 17) HERRAIZ SARACHAGA, Miguel **“CONCEPTOS BASICOS DE SISMOLOGIA PARA INGENIEROS”**
Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres CISMID
Lima – Perú, 1997, 132 págs.
- 18) HIDROENERGIA Jorge E. **“ESTUDIO DE PELIGRO SISMICO”**
Presas de Relave PERU BAR S.A., Corcona – Lima.
Lima – Perú, Noviembre 1997.
- 19) HUAMAN EGOAVIL Carlos **“ANALISIS DE DEFORMACION LATERALES PERMANENTES EN SUELOS LICUADOS”**
Seminario Estabilidad Física de Depósitos de Relaves
Facultad de Ingeniería Civil (U.N.I.), CISMID.
Lima – Perú, Abril 1998.
- 20) ICME SIDA UNEP IE **“PROCEEDINGS OF THE INTERNATIONAL WORKSHOP ON MANAGING THE RISKS OF TAILINGS DISPOSAL”**
 - International Council on Metals and the Environment (ICME)
 - Swedish International Development Cooperation Agency (SIDA)
 - United Nations Environment Programme – Industry and Environment Centre (UNEP IE)
Estocolmo, Suecia – Mayo 22-23, 1997, 257 págs.
- 21) JUAREZ BADILLO, RICO RODRIGUEZ **“MECANICA DE SUELOS”**
Editorial Limusa, Tercera Edición
Tomo I: Fundamentos de la Mecánica de Suelos, 642 Págs.,
Tomo II: Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos, 697 Págs.
Tomo III: Flujo de Agua en Suelos, 413 Págs.
México, 1998.
- 22) MARTINEZ VARGAS, Alberto J. **“GEOTECNIA PARA INGENIEROS”**
Volumen I: Principios Básicos,
CONCYTEC – U.N.I. Lima – Perú, 1990; 420 págs.
Volumen II: Mecánica de Suelos,
Universidad San Martín de Porras. Lima – Perú, 1991; 320 págs.
Volumen III: Geotecnia y Cimientos.
- 23) MIRANDA H. Wilson OJEDA D. Carlos **“CORRELACION EXISTENTE ENTRE LOS ENSAYOS DE CONO HOLANDES Y PENETRACION ESTANDAR”**
Universidad de Piura
Laboratorio de Estructuras y Ensayo de Materiales
Piura – Perú, Agosto 1991.
- 24) PARRA MURRUGARRA, Denys **“EVALUACION DEL POTENCIAL DE LICUACION DE SUELOS DE LA CIUDAD DE CHIMBOTE”**
Tesis de Grado, Facultad de Ingeniería Civil (U.N.I.)
Lima – Perú, 1991
206 págs.
- 25) RODRIGUEZ TRUJILLO Martín **“EXPLORACION GEOTECNICA Y ENSAYOS DE LABORATORIO”**
Seminario Estabilidad Física de Depósitos de Relaves
Facultad de Ingeniería Civil (U.N.I.), CISMID.
Lima – Perú, Abril 1998.
- 26) SAMAME BOGGIO, Mario **“EL PERU MINERO”**
Tomo IV -Yacimientos (2), Páginas del 709 al 728 (Morococha)
Estudio Geológico realizado por la Cerro de Pasco Corporation
Lima – Perú

- 27) SCALETTI FARINA **“ANÁLISIS DE INFILTRACION EN PRESAS DE RELAVES”**
 Hugo Seminario Estabilidad Física de Depósitos de Relaves
 PARRA MUNUGARRA Facultad de Ingeniería Civil (U.N.I.), CISMID.
 Denys Lima – Perú, Abril 1998.
- 28) TOMLINSON M. J. **“DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMIENTOS”**
 Ediciones Urmo, Primera Edición, 825 págs.
 España, 1982.
- 29) Universidad Nacional **“LA MECANICA DE SUELOS APLICADA AL DISEÑO Y**
 Autónoma de México **CONSTRUCCION DE PRESAS”**
 Tercer Curso Internacional de Mecánica de Suelos
 México, Octubre 1990.
 430 págs.
- 30) VILLACHICA LEON, **“PRODUCCION DE RELAVES Y SUS METODOS DE**
 Carlos **DISPOSICION”**
 Seminario Estabilidad Física de Depósitos de Relaves
 Facultad de Ingeniería Civil(U.N.I.), CISMID.
 Lima – Perú, Abril 1998.
- 31) YASUDA, S. **“MICROZONIFICACION DEL POTENCIAL DE LICUACION DE**
SUELOS UTILIZANDO METODOS SIMPLIFICADOS”
 Seminario Internacional de Microzonificación de Seguridad de Sistemas
 Públicos Vitales, CISMID, UNI.
 Lima – Perú