

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



**PLAN DE ABANDONO DE DEPOSITOS DE RELAVE
EN LA ZONA DE CASAPALCA**

TESIS

**Para optar el Título Profesional de
INGENIERO CIVIL**

JORGE LUIS CARDENAS GUILLEN

**Lima - Perú
2001**

Digitalizado por:

**Consortio Digital del
Conocimiento MebLatam,
Hemisferio y Dalse**

A Dios, por todo.

A mis Padres: Maura y Máximo, por darme la vida y formarme.

A mis hermanas: Corina, Pilar y Alicia, por su apoyo y comprensión.

A mis sobrinos: Andrea Pilar, Ivon Patricia y José Antonio, por su inspiración.

A Betty Soledad, por su amor y cariño.

A mis amigos, por la oportunidad de compartir su amistad.

AGRADECIMIENTOS

No quisiera empezar con el contenido de esta tesis sin dejar de mencionar mi mas sincero agradecimiento al Laboratorio Geotecnico del Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID) de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería y a todo su personal, por todas las facilidades brindadas y la oportunidad de conocer grandes personas y amigos a quienes agradezco por compartir sus conocimientos, ya que sin ellos no habría sido posible el desarrollo de este trabajo.

A mis padres, Maura y Máximo por el apoyo incansable de todos los días, sin ellos nunca habría sido posible todo esto. Los quiero mucho, les agradezco y les dedico todo este esfuerzo.

A mis hermanas, Corina, Blanca Pilar y Alicia Cristina por su ayuda y apoyo moral incansable a largo del desarrollo de esta Tesis y en toda mi vida.

Al asesor, el profesor Ing. Denys A. Parra Murrugarra por su orientación, desinteresado apoyo y colaboración para la elaboración y culminación de esta Tesis.

Al jefe del Laboratorio Geotécnico, el Dr. Zenón Aguilar, por las facilidades prestadas para la culminación de esta Tesis.

Al Ing. David Luna por la amistad adquirida a lo largo del desarrollo de esta Tesis y por su apoyo moral en todo este tiempo.

A mis amigos de siempre: Freddy Huamali, Betty Peña, Carlos Bernaldo, Francisco Vivanco, Cesar Zuñiga, Roberto Palacios, David Vázquez, Daniel Baca, por su comprensión.

A un gran amigo Carlos Garay por ese acto tan noble y de calidad humana que marco el inicio de mis estudios universitarios.

A los compañeros del Laboratorio: Carlos Soto, Pedro Mendoza, Erik Luna, Mauro Carrión, Ricardo Silva, Hilda Garay, Milagros Castro, Martín Rodríguez, Carlos Huamán, Marcos Rivera, Teófilo Bonifacio, Tomas Guerrero, Neil Arenas, Julio Olavarria, Victor Valenzuela, Pilar Aguilar, Pilar Handabaka y de manera especial a Luis Yupanqui y Bertha Ruiz. A ellos las gracias por su apoyo.

A los profesores de la Facultad de Ingeniería Civil de la UNI, por sus conocimientos adquiridos.

A mi Alma Mater, la Universidad Nacional de Ingeniería, por haberme dado la oportunidad de estudiar en sus aulas.

RESUMEN

El presente trabajo presenta el conjunto de actividades a realizar para desarrollar un plan de cierre de depósitos de relave en estado de abandono, así como las implicancias que se relacionan con el sistema de deposición del relave empleado. Para tal fin se evaluó el comportamiento de tres depósitos de relave de la zona de Casapalca, los que presentan características químicas y físicas diferentes.

Para un mejor enfoque del tema, se hace una descripción de las características generales de los depósitos de relave, indicando las características químicas y físicas de los materiales. Es importante mencionar que estos relaves estudiados corresponden a los generados por el proceso de flotación.

Teniendo en cuenta los estudios realizados, se hace una descripción general de los depósitos en condiciones iniciales, sin ningún tipo de medida de estabilización, para luego proponer dichas medidas con la finalidad de mejorar sus condiciones de estabilidad, tanto geotécnica como química.

En lo concerniente al aspecto geotécnico, se presentan los resultados del análisis estático, pseudo-estático y dinámico realizado. Este último, desarrollado bajo el análisis unidimensional y bidimensional considerando el registro del sismo ocurrido en Lima (1974), mostrando las diferencias notables que se presentan, los que nos sirven para el cálculo de los desplazamientos luego de ocurrido el sismo.

En lo concerniente al aspecto químico, se muestra la condición de cada depósito de acuerdo a la generación de drenaje ácido. Se evalúa el tipo de medida de estabilización de acuerdo al estudio de caracterización química propio para cada depósito, teniendo en cuenta las condiciones topográficas y planteando la solución mas optima y realista.

Finalmente, se hace una evaluación del impacto ambiental de acuerdo al contenido de elementos contaminantes que son emitidos al medio ambiente y al río Rimac, producto de las medidas de estabilización.

SUMMARY

This work presents the group of activities to be carried out to develop a plan of abandoned tailing dams closure, as well as the issues that are related with the system of deposition of the tailing materials. The behavior of three tailing dams of the Casapalca area with different chemical and physical characteristic are evaluated.

For a better understanding of the theme, a description of the general characteristics of the tailing dams is presented, indicating the chemical and physical characteristics of the material. It is important to mention that the evaluated tailing material was generated by flotation process.

A general description of the initial conditions of the tailings dam, without including any kind of stabilization countermeasure is presented, and then the required countermeasures to improve their geotechnical and chemical conditions are proposed.

In the geotechnical issues, the results of static, pseudo-static and dynamic analysis are presented. The dynamic analysis was develop by using Finite Element Method considering both, the one dimensional and two dimensional model and the 1974 Lima Earthquake. Lateral deformation was calculated at the surface of the tailing dams after an earthquake. The results show the differences between both models.

In the chemical issues, the condition of each dam is shown according to the generation of acid drainage. The type of stabilization countermeasure is evaluated according to the chemical characterization study for each dam keeping in mind the topographical conditions and proposing the most optimum and realistic solution.

Finally an evaluation of the environmental impact is made according to the content of polluting elements that are emitted to the environment and to the Rímac river, product of the stabilization countermeasures.

INDICE

INDICE	VII
LISTA DE FIGURAS	XII
LISTA DE TABLAS	XIV
LISTA DE ANEXOS	XVII
LISTA DE PLANOS	XVIII
1. INTRODUCCION	1
2. CARACTERISTICAS DE LOS DEPOSITOS DE RELAVE	3
2.1. Generalidades	3
2.2. Características Físicas	3
2.2.1. Forma de Deposición	3
2.2.2. Granulometría del Relave Global	4
2.3. Características Estructurales	5
2.3.1. Angulo de Fricción Interna	5
2.3.2. Permeabilidad	5
2.3.3. Densidad In-Situ	6
2.4. Características Químicas	6
2.4.1. Relaves Sólidos	6
2.4.2. Drenaje Ácido de Relaves	6
2.5. Tipos de Depósitos de Relaves	7
2.5.1. Aguas Arriba	8
2.5.2. Aguas Abajo	8
2.5.3. Línea Central	8
2.6. Características de los Depósitos de Relaves Estudiados	10
2.6.1. Ubicación	10
2.6.2. Condiciones Ambientales	10
2.6.3. Forma de Extracción del Mineral	11
2.6.4. Características de los Relaves	12
2.6.5. Sistema de Deposición	12

3. ESTUDIOS PRELIMINARES	18
3.1. Generalidades	18
3.2. Geología	19
3.2.1. Objetivos	19
3.2.2. Geomorfología	19
3.2.3. Geología Regional	19
3.2.4. Geología Estructural de los Depósitos	22
3.2.5. Evaluación de la Geodinámica Externa	22
3.3. Hidrología y Drenaje	23
3.3.1. Objetivos	23
3.3.2. Descripción del Área	24
3.3.3. Análisis de las Precipitaciones	25
3.3.4. Estimación de los Caudales de Avenidas	27
3.3.5. Planeamiento del Sistema de Drenaje	31
3.4. Sismicidad	32
3.5. Geotécnica	33
3.5.1. Objetivos	33
3.5.2. Exploración de Campo	33
3.5.3. Ensayos de Laboratorio	35
3.5.4. Perfil Estratigráfico	36
3.5.5. Evaluación de Canteras	42
3.6. Geoquímica	42
3.6.1. Objetivo	42
3.6.2. Exploración de Campo	42
3.6.3. Ensayos de Laboratorio	43
4. ESTABILIDAD GEOTECNICA	49
4.1. Generalidades	49
4.2. Determinación de Parámetros de Resistencia	50
4.2.1. Angulo de Fricción Interna	50
4.2.2. Densidad Relativa del Relave Grueso	52
4.3. Caracterización Geotécnica	53
4.3.1. Depósito de Relave Antuquito	53
4.3.2. Depósito de Relave Bellavista	54

4.3.3	Depósito de Relave Yauliyacu Nuevo	55
4.4.	Análisis de Estabilidad Estático y Seudo-Estático	56
4.4.1	Equilibrio Límite y Factor de Seguridad	57
4.4.2	Comparación de los Diversos Métodos	57
4.4.3	Método de Bishop	58
4.4.4	Coefficiente Sísmico	59
4.4.5	Factores de Seguridad Mínimos Recomendados	59
4.4.6	Análisis Realizados	60
4.5.	Análisis Esfuerzo-Deformación en Condición Estática	62
4.5.1	Modelo Hiperbólico	63
4.5.2	Parámetros Hiperbólicos	63
4.5.3	Malla de Elementos Finitos	64
4.5.4	Determinación de Esfuerzos Cortantes Estáticos	66
4.6.	Análisis de Respuesta Dinámica	67
4.6.1	Modelo Lineal Equivalente	68
4.6.2	Determinación de Parámetros Dinámicos	69
4.6.3	Sismo de Diseño	71
4.6.4	Determinación de Esfuerzos Cortantes Dinámicos Máximos	72
4.6.5	Determinación de las Aceleraciones en la Cresta del Depósito	73
4.7.	Análisis de Deformaciones Permanentes	75
4.7.1	Categorías de Daño Producidos por Sismo	75
4.7.2	Método de Newmark	77
4.7.3	Método Simplificado de Makdisi-Seed	79
4.7.4	Comparación de Resultados	81
4.8.	Medidas de Estabilización	81
4.8.1	Depósito Antuquito	82
4.8.2	Depósito Bellavista	84
4.8.3	Depósito Yauliyacu Nuevo	85
5.	ESTABILIDAD QUIMICA	98
5.1.	Generalidades	98
5.2.	Drenaje Ácido de Relaves	98
5.2.1.	Definición	98
5.2.2.	Características Principales	99

5.2.3.	Proceso de Generación de Drenaje Ácido	99
5.2.4.	Manifestación Externa del Drenaje Ácido	100
5.2.5.	Predicción de la Generación del Drenaje Ácido en un Proyecto Minero	101
5.3.	Métodos de Mitigación del Drenaje Ácido	102
5.3.1.	Tratamiento de los Flujos Superficiales	102
5.3.2.	Disposición Subacuática	102
5.3.3.	Coberturas	103
5.3.4.	Método de Empleo para los Depósitos en Estudio	103
5.4.	Caracterización química	104
5.4.1.	Beneficios Importantes de la Caracterización Química	104
5.5.	Criterios de Estabilidad	108
5.5.1.	Definiciones Previas	108
5.5.2.	Criterios de Análisis de Estabilidad Empleo	109
5.5.3.	Limites Máximos Permisibles de los Efluentes Contaminantes	110
5.5.4.	Neutralización del Drenaje Ácido	110
5.5.5.	Aplicación de Bactericida	111
5.6.	Situación de los Depósitos de Relave Estudiados	112
5.6.1.	Antecedentes Sobre la Estabilidad Química del Relave de Casapalca	112
5.6.2.	Diferencia de la Oxidación del Relave en los Depósitos del Tipo “Aguas Arriba” y “Aguas Abajo”	114
5.6.3.	Situación de los Depósitos de Relave	115
5.7.	Medidas de Estabilización	118
4.7.1	Descripción de las Medidas de Estabilización	119
4.7.2	Depósito Antuquito	121
4.7.2	Depósito Bellavista	122
4.7.3	Depósito Yauliyacu Nuevo	124
6.	EVALUACION DEL IMPACTO AMBIENTAL	131
6.1.	Generalidades	131
6.2.	Normatividad Ambiental	132
6.3.	Riesgos Ambientales Asociados a Depósitos de Relave	133
6.4.	Metodologías de Evaluación de Impacto Ambiental	134
6.4.1.	Método AD-HOC	135
6.4.2.	Listas de Chequeo	135

6.4.3. Matrices de Interacción Causa-Efecto	135
6.4.4. Redes de Interacción de Diagramas de Sistema	136
6.4.5. Sistemas Cartográficos	136
6.4.6. Modelización y Análisis de Sistemas	136
6.4.7. Indicadores Individuales	137
6.4.8. Métodos Numéricos	137
6.4.9. Métodos Cuantitativos	138
6.5. Evaluación de Métodos de EIA	138
6.5.1. Estudio Warner and Preston	138
6.5.2. Estudio de Smith	138
6.6. Elección de la Metodología	143
6.7. Identificación de Impactos	143
6.7.1. Ambiente Físico	143
6.7.2. Ambiente Biótico	145
6.7.3. Ambiente Socio-Económico	146
6.7.4. Ambiente Socio-Cultural	146
6.8. Evaluación del Impacto Ambiental	147
6.8.1. Ambiente Físico	151
6.8.2. Ambiente Biótico	151
6.8.3. Ambiente Socio-Económico	151
6.8.4. Ambiente Socio-Cultural	151
6.9. Medidas de Mitigación	152
6.10. Plan de Contingencia	154
7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	155
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	159
ANEXOS	163
PLANOS	272

LISTA DE FIGURAS

Capítulo 2 - Características de los Depósitos de Relave

- Figura 2.1 Deposición hidráulica y características de descarga
- Figura 2.2 Tipos de depósitos de relave elevados.
- Figura 2.3 Comparación de los volúmenes de relleno para los distintos tipos de depósitos de relave
- Figura 2.4 Evolución histórica del manejo de relaves
- Figura 2.5 Ubicación de la mina Casapalca

Capítulo 3 - Estudios Preliminares

- Figura 3.1 Régimen de precipitaciones medias mensuales - Estación Casapalca
- Figura 3.2 Precipitación mensual en la cuenca media y alta del río Rímac - Periodo 1947-1980
- Figura 3.3 Curva de intensidades - Estación de Casapalca ($T_r=500$ años)
- Figura 3.4 Relación regional: Coeficiente de escorrentía - Altitud
- Figura 3.5 Detalle de instalación del piezómetro

Capítulo 4 - Estabilidad Geotécnica

- Figura 4.1 Angulo de fricción de arenas en función del valor del SPT
- Figura 4.2 Caracterización geotécnica – Sección A-A - Depósito de relave Antuquito
- Figura 4.3 Caracterización geotécnica – Sección A-A - Depósito de relave Bellavista
- Figura 4.4 Caracterización geotécnica – Sección A-A - Depósito de relave Yauliyacu Nuevo
- Figura 4.5 Zonificación del coeficiente sísmico en el Perú
- Figura 4.6 Modelo hiperbólico para el modelamiento de la trayectoria del esfuerzo-deformación de suelos
- Figura 4.7 Curvas hiperbólicas para los relaves de los depósitos estudiados
- Figura 4.8 Malla de elementos finitos del depósito Antuquito - Condición inicial
- Figura 4.9 Malla de elementos finitos del depósito Antuquito - Condición estabilizada
- Figura 4.10 Malla de elementos finitos del depósito Bellavista - Condición inicial
- Figura 4.11 Malla de elementos finitos del depósito Bellavista - Condición estabilizada
- Figura 4.12 Malla de elementos finitos del depósito Yauliyacu Nuevo - Condición inicial

- Figura 4.13 Integración de la aceleración efectiva en tiempo historia para determinar velocidades y desplazamientos
- Figura 4.14 Determinación de la aceleración efectiva para la masa potencial deslizando
- Figura 4.15 Variación de la relación de aceleración máxima con la profundidad de la masa deslizando
- Figura 4.16 Variación de los desplazamientos permanentes con la aceleración de fluencia

Capítulo 5 - Estabilidad Química

- Figura 5.1 Proceso de generación e infiltración del drenaje ácido de mina
- Figura 5.2 Etapas de la formación del drenaje ácido de minas
- Figura 5.3 Esquema de desarrollo de un programa de predicción de drenaje ácido de mina en un proyecto minero
- Figura 5.4 Proceso esquemático del tratamiento del drenaje ácido de relaves
- Figura 5.5 Efecto del tipo de coberturas en la infiltración
- Figura 5.6 Criterios de análisis de estabilidad química
- Figura 5.7 Tiempos de exposición de los relaves de acuerdo al método de construcción

LISTA DE TABLAS

Capítulo 2 - Características de los Depósitos de Relave

- Tabla 2.1 Propiedades y características de arenas de relave y lamas
- Tabla 2.2 Incidentes por tipos de depósitos
- Tabla 2.3 Causas de fallas y accidentes en depósitos de tipo “Aguas Arriba” en el mundo
- Tabla 2.4 Composición química del relave actual
- Tabla 2.5 Proporción de minerales sulfurados
- Tabla 2.6 Características de los depósitos de relave estudiados

Capítulo 3 - Estudios Preliminares

- Tabla 3.1 Características fisiográficas de las componentes del sistema de drenaje del depósito Antuquito
- Tabla 3.2 Características fisiográficas de las componentes del sistema de drenaje del depósito Bellavista
- Tabla 3.3 Características fisiográficas de las componentes del sistema de drenaje del depósito Yauliyacu Nuevo
- Tabla 3.4 Estación Casapalca - Precipitaciones máximas de 24 horas (mm) - Distribución Log-Pearson III.
- Tabla 3.5 Tiempos de concentración (minutos)
- Tabla 3.6 Caudales máximos para quebradas menores y laderas
- Tabla 3.7 Caudales máximos para quebradas mayores y cuencas principales
- Tabla 3.8 Aceleración sísmica para diversos periodos de retorno - Zona de Casapalca
- Tabla 3.9 Resultados de ensayos de corte directo - Depósito Antuquito
- Tabla 3.10 Resultados de ensayos de corte directo - Depósito Bellavista
- Tabla 3.11 Resultados de ensayos de corte directo - Depósito Yauliyacu Nuevo
- Tabla 3.12 Resultados de ensayos de compresión triaxial
- Tabla 3.13 Características geotécnicas de las canteras evaluadas para la cobertura de los depósitos de relave.
- Tabla 3.14 Relación de pruebas químicas realizadas

Capítulo 4 - Estabilidad Geotécnica

- Tabla 4.1 Angulo de fricción interna - Correlación empírica de Ohsaki
- Tabla 4.2 Densidad Relativa en relaves gruesos
- Tabla 4.3 Propiedades del material de los depósitos
- Tabla 4.4 Factores de seguridad mínimos para análisis de estabilidad en presas de tierra
- Tabla 4.5 Factores de seguridad calculados en el análisis de estabilidad - Condición inicial
- Tabla 4.6 Propiedades del relave compactado.
- Tabla 4.7 Factores de seguridad calculados en el análisis de estabilidad – Condición estabilizada
- Tabla 4.8 Parámetros hiperbólicos para el análisis esfuerzo-deformación
- Tabla 4.9 Valores de K_{2max} - suelos arenosos
- Tabla 4.10 Valores de K_{2max} - suelos gravosos
- Tabla 4.11 Aceleración máxima en la cresta de cada depósito - Análisis unidimensional
- Tabla 4.12 Aceleración máxima en la cresta de cada depósito - Análisis bidimensional
- Tabla 4.13 Categorías de daño de acuerdo a la deformación permanente producido por sismo
- Tabla 4.14 Probabilidad de ocurrencia de daño de las deformaciones permanentes para diferentes ángulos de taludes
- Tabla 4.15 Valores de K_y para el análisis de respuesta sísmica - Condición inicial y estabilizada
- Tabla 4.16 Deformaciones permanentes en la cresta de cada depósito - Método de Newmark - Análisis unidimensional
- Tabla 4.17 Deformaciones permanentes en la cresta de cada depósito - Método de Newmark - Análisis bidimensional
- Tabla 4.18 Deformaciones permanentes en la cresta de cada depósito - Método Simplificado de Makdisi-Seed - Análisis unidimensional
- Tabla 4.19 Deformaciones permanentes en la cresta de cada depósito - Método Simplificado de Makdisi-Seed - Análisis bidimensional
- Tabla 4.20 Factores de seguridad obtenidos en condiciones iniciales y estabilizadas
Depósito Antuquito
- Tabla 4.21 Deformaciones permanentes obtenidas en condiciones iniciales y estabilizadas. Depósito Antuquito - Análisis unidimensional

- Tabla 4.22 Deformaciones permanentes obtenidas en condiciones iniciales y estabilizadas. Depósito Antuquito - Análisis bidimensional
- Tabla 4.23 Factores de seguridad obtenidos en condiciones iniciales y estabilizadas Depósito Bellavista
- Tabla 4.24 Deformaciones permanentes obtenidas en condiciones iniciales y estabilizadas. Depósito Bellavista - Análisis unidimensional
- Tabla 4.25 Deformaciones permanentes obtenidas en condiciones iniciales y estabilizadas. Depósito Bellavista - Análisis bidimensional

Capítulo 5 - Estabilidad Química

- Tabla 5.1 Severidad relativa del drenaje ácido de mina
- Tabla 5.2 Valores de AP, NP y NNP para los relaves de varias plantas concentradoras
- Tabla 5.3 Descripción de cobertura recomendada - Depósito Antuquito
- Tabla 5.4 Descripción de cobertura recomendada - Depósito Bellavista
- Tabla 5.5 Descripción de cobertura recomendada - Depósito Yauliyacu Nuevo

Capítulo 6 - Evaluación del Impacto Ambiental

- Tabla 6.1 Preguntas de criterio para la interpretación de impactos
- Tabla 6.2 Preguntas de criterio para la medición de impactos
- Tabla 6.3 Preguntas de criterio para la identificación de impactos
- Tabla 6.4 Preguntas de criterio para la comunicación de impactos
- Tabla 6.5 Preguntas de criterio asociados con los requerimientos
- Tabla 6.6 Sumario de la evaluación de métodos
- Tabla 6.7 Sumario de métodos – Estudio de Smith - Grado de cumplimiento de los criterios
- Tabla 6.8 Indicadores ambientales del proyecto de abandono de depósitos de relave
- Tabla 6.9 Matriz de evaluación de impactos ambientales

LISTA DE ANEXOS

- Anexo 1 Perfiles Estratigráficos
- Anexo 2 Superficies de falla - Análisis estático y pseudo estático.
Condiciones iniciales
- Anexo 3 Superficies de falla - Análisis estático y pseudo-estático
Condiciones finales
- Anexo 4 Ensayos de laboratorio
- Anexo 5 Esfuerzos de corte estáticos. Análisis bidimensional
- Anexo 6 Curvas de reducción del módulo de corte y del factor de amortiguamiento
- Anexo 7 Esfuerzos de corte dinámicos máximos. Análisis bidimensional
- Anexo 8 Variación de la aceleración máxima con la profundidad.
Análisis unidimensional y bidimensional
- Anexo 9 Variación del registro tiempo-historia de aceleraciones.
Análisis unidimensional
- Anexo 10 Variación del registro tiempo-historia de aceleraciones.
Análisis bidimensional
- Anexo 11 Deformaciones permanentes método de Newmark. Análisis unidimensional
- Anexo 12 Deformaciones Permanentes método de Newmark. Análisis bidimensional
- Anexo 13 Fotografías

LISTA DE PLANOS

Plano P-1	Ubicación de depósitos de relave y canteras
Plano P-2	Geología general
Plano P-3	Ubicación de sondajes - Refracción sísmica - Depósito Antuquito
Plano P-4	Ubicación de sondajes - Refracción sísmica - Depósito Bellavista
Plano P-5	Ubicación de sondajes - Refracción sísmica - Depósito Yauliyacu Nuevo
Plano P-6	Planta general - Obras proyectadas - Depósito Antuquito
Plano P-7	Planta general - Obras proyectadas - Depósito Bellavista
Plano P-8	Planta general - Obras proyectadas - Depósito Yauliyacu Nuevo
Plano P-9	Talud estabilizado - Tipo de cobertura - Depósito Antuquito
Plano P-10	Talud estabilizado - Tipo de cobertura - Depósito Bellavista
Plano P-11	Talud estabilizado - Tipo de cobertura - Depósito Yauliyacu Nuevo

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

Una gran cantidad de depósitos de relave abandonados de considerable antigüedad están ubicados en la Sierra Central del Perú. En muchos de los casos estos depósitos no cuentan con ningún plan de abandono definitivo, debido a lo cual a lo largo de muchos años han ocasionado problemas ambientales, por la generación de aguas ácidas producto de la oxidación del relave, contaminando los ríos aledaños y afectando la flora y fauna.

Estos problemas ambientales se agudizan más debido a la ubicación de estos depósitos en zonas sísmicas potencialmente activas, pudiendo ocasionar inestabilidades físicas que producirían fallas catastróficas con severas consecuencias en términos de pérdidas de vidas, destrucción de poblaciones aledañas y pérdidas económicas.

En tal sentido, la presente Tesis titulada **“PLAN DE ABANDONO DE DEPÓSITOS DE RELAVE EN LA ZONA DE CASAPALCA”**, tiene como objetivo establecer la opción más adecuada para el abandono definitivo de los depósitos de relave en la zona mencionada, garantizando la estabilidad física y química, dando un uso adecuado a la superficie de este depósito, de tal forma que armonice con el entorno ecológico.

De esta forma, las metas que se persiguen son: garantizar y proteger la salud de la población, evitando que el relave oxidado contamine el medio ambiente; utilizar el área donde se encuentra el depósito de tal manera que armonice con el medio ambiente y la naturaleza; evitar el deslizamiento de los taludes y la erosión por agentes atmosféricos; y que los depósitos sean químicamente estables, de tal forma que no emanen compuestos químicos o metales en solución al cauce del río Rímac.

En el Capítulo 2, correspondiente a las Características de los Depósitos de Relave, se indican los métodos de deposición y las características físicas y químicas. Además se muestran las características generales de los depósitos de relave estudiados.

En el Capítulo 3, correspondiente a los Estudios Preliminares, se presenta el resumen de los estudios Geológicos, Hidrológicos, de Sismicidad, Geotécnicos y Geoquímicos realizados para este fin.

En el Capítulo 4, correspondiente a la Estabilidad Geotécnica, se presenta el análisis de estabilidad estático, pseudo-estático y dinámico, tanto en las condiciones originales como después de haberse proyectado las obras de estabilización recomendadas, determinándose además para ambas condiciones, las deformaciones que se pueden producir en la superficie de la cresta de los depósitos ante la ocurrencia de un sismo. Se plantean también las medidas de estabilización para garantizar la estabilidad física.

En el Capítulo 5, correspondiente a la Estabilidad Química, se muestra las características químicas de los depósitos de relave, tanto en las condiciones originales como después de implementar las medidas correctivas recomendadas para garantizar la estabilización química.

En el Capítulo 6, correspondiente a la Evaluación del Impacto Ambiental, se identifican los impactos previsible del plan de abandono definitivo y la evaluación de los mismos, así como los planes de contingencia para mitigar los impactos negativos.

Finalmente, en el Capítulo 7, se presenta las Conclusiones y Recomendaciones de esta Tesis.

CAPÍTULO 2

CARACTERÍSTICAS DE LOS DEPÓSITOS DE RELAVE

2.1 GENERALIDADES

El relave es el material residual sólido, cuyo tamaño varía entre la arena y limo proveniente del proceso de concentración de minerales, que son producidos, transportados y depositados en forma de lodo o pulpa al lugar destinado para su almacenamiento, denominado “depósito de relave”. Los relaves estudiados en esta Tesis corresponden a los generados por el proceso de flotación en la extracción metalúrgica de minerales metálicos.

El proceso de concentración se inicia con el chancado del mineral proveniente de la mina, por medio de una serie de chancadoras (primaria, secundaria, etc.) para ser reducido a tamaños menores a un milímetro. Seguidamente se añade agua al mineral molido, permaneciendo en forma de lodo (pulpa) a través del resto de la extracción. El paso siguiente se denomina flotación, donde pequeñas burbujas de aire adheridas a partículas que contienen el mineral que se desea extraer se elevan a la superficie de un tanque agitado. El material de desecho que queda constituye el “relave”.

2.2 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS

Las características físicas de los depósitos de relave dependen fundamentalmente de la forma hidráulica de su deposición, siendo esto importante para comprender el comportamiento del depósito ante los efectos de carga, infiltración y movimiento sísmico.

2.2.1 Forma de Deposición

En los depósitos de relave, la pulpa es descargada desde la cresta del dique, ya sea a través de grifos en línea espaciados más o menos de 10 a 50 metros o por una reubicación periódica del extremo de la tubería de descarga, tal como se muestra en la Figura 2.1(a).

Conforme es descargada la pulpa, se forma una playa de leve inclinación que se extiende desde el punto de descarga hasta la poza de decantación, donde el agua remanente de la pulpa se acumula para luego ser recirculada a la concentradora.

De acuerdo al procedimiento de deposición de la pulpa se crean zonas de relave en el depósito, donde el material más grueso se asienta inicialmente y el más fino se coloca lejos de la playa. Se conocen estos materiales por la siguiente terminología:

Arenas: Llamados también arenas de relaves o relaves arenosos. Son materiales de diámetro mayores de 0.074 mm.

Lamas : Llamados también relaves finos. Son materiales de diámetro menores de 0.074 mm.

Debido a esta forma de deposición se generan modelos hipotéticos de segregación por tamaño y permeabilidad, mostrados en la Figura 2.1(b). Aunque este modelo en realidad es una figura más compleja y está gobernado por los procedimientos de descarga. El grado actual de segregación por tamaño de partícula varía notablemente para cada depósito, de acuerdo a factores tales como la fineza de molienda, el contenido de sólidos, el caudal y pH de la pulpa descargada. Además de influenciar en el talud y en la densidad in situ de los relaves.

2.2.2 Granulometria del Relave Global

La granulometria del relave global queda determinada por el proceso de molienda en la concentradora, el cual generalmente se optimiza para maximizar la recuperación del metal, esto puede ser contraproducente, ya que da lugar a relaves que tienen características menos desfavorables para deposición. El relave global es el material producido en la concentradora antes de la descarga.

Es importante para las minas del Perú, que la molienda debe basarse no solamente en una óptima recuperación del material sino en la óptima combinación de la deposición del relave, el método de minado y los factores de recuperación.

2.3 CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES

Son aquellas características geotécnicas de los depósitos de relave que gobiernan su comportamiento frente a la estabilidad, infiltración y deformación, dependiendo notablemente de la predominancia de las arenas o las lamas y del grado de interestratificación.

2.3.1 Angulo de Fricción Interna

Representa la resistencia de los relaves arenosos, siendo mayor en relación a la mayoría de los suelos naturales debido a la angularidad de las partículas producto de la molienda. Sin embargo, las lamas son débiles y compresibles, con una baja resistencia al corte en condiciones no drenadas.

2.3.2 Permeabilidad

Las arenas de relave drenan por gravedad como consecuencia de la alta porosidad generada por el proceso del cicloneo; por otro lado, las lamas no responden al drenaje por gravedad debido a las altas fuerzas de capilaridad asociadas por el pequeño tamaño de las partículas.

Dependiendo de la presión efectiva a que están sometidos, la permeabilidad de los relaves arenosos varia aproximadamente de 10^{-3} a 10^{-4} cm/seg., mientras que las lamas varían de 10^{-5} a 10^{-6} cm/seg.

La permeabilidad esta dada por la formula de Hazen's:

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

donde:

K = Permeabilidad en cm/seg.

d₁₀= Tamaño de la abertura en mm por donde pasa el 10 % del material.

Esta relación ha probado ser muy exacta para relaves de metales básicos y metales preciosos de todos los tipos. Proporciona la permeabilidad de estratos individuales, y no necesariamente del relave en conjunto, ya que depende de la interestratificación.

2.3.3 Densidad In-situ

La deposición hidráulica ordinaria de arenas de relave y lamas produce bajas densidades in situ y condiciones sueltas y blandas, tal como lo indican los resultados del ensayo SPT (Seed et al.), con promedios típicos entre 5 a 10 golpes/30 cm. para las playas de arenas recientemente depositadas y entre 1 a 3 golpes/30 cm. para las lamas.

2.4 CARACTERÍSTICAS QUÍMICAS

Las características químicas pueden variar ampliamente de un yacimiento a otro, dependiendo del tipo de mineral extraído, ocasionando variaciones en las características químicas de los relaves extratidos.

2.4.1 Relaves Sólidos

Las diferencias en la gravedad específica de las partículas de minerales individuales pueden afectar la distribución de varios minerales, incluyendo la pirita, de acuerdo a las diferentes fracciones de tamaño de relaves.

Se ha observado que durante el procesamiento de la concentradora las partículas sulfurosas más pesadas eran separadas preferencialmente con las partículas más gruesas (Villachica y Parra, 1980), en tal razón ello ocasionaba la sobre molienda de los sulfuros a partículas mucho más finas. Esto tiende a concentrar los minerales más pesados tales como galena y pirita en las partículas finas de los relaves.

Este efecto de tamaño de partícula y densidad tiene influencia en la distribución granulométrica de la concentración de metal sólido dentro del depósito de relave, y las propiedades estructurales relacionadas con el tamaño de la partícula, tales como la permeabilidad y la retención de humedad por largo tiempo, también pueden afectar preferentemente la movilidad de cualquier especie metálica soluble así como la generación y movilidad de productos de la oxidación de los sulfuros.

2.4.2 Drenaje Ácido de Relave

Es la ocurrencia de afluentes con pH ácidos que ha solubilizado una cantidad importante de metales originalmente presentes en el relave, se genera ácido sulfúrico en forma espontánea por oxidación y lixiviación de los sulfatos presentes.

Es casi imposible detener completamente el proceso una vez que se ha iniciado y los efectos de la acidificación pueden continuar por muchos siglos. Por ello, el tema del drenaje ácido de relaves es el problema más importante que afecta al medio ambiente causado por la industria minera, más aún, es el más dañino y difícil de tratar, y puede no ser evidente aún muchos años después del periodo de cierre de operaciones.

En la Tabla 2.1, se resume las propiedades importantes de arenas de relave y lamas.

Tabla 2.1
Propiedades y Características de Arenas de Relave y Lamas

Propiedades	Arenas de Relave	Lamas
Resistencia	Alta (esfuerzos efectivos)	Baja (no drenado)
Compresibilidad (asentamientos)	Alta – moderada	Moderada – baja
Drenaje por gravedad (retención)	Relativamente rápido	Sin drenaje por gravedad
Compactación	Moderada a buena	Muy pobre
Susceptibilidad a la licuación	Alto cuando está saturada y baja si es compactada	Alta
Susceptibilidad a la generación de ácidos (solo fisico)	Muy alta <ul style="list-style-type: none"> • Drena rápidamente • Alto ingreso de O₂ • Mucha infiltración 	Muy baja <ul style="list-style-type: none"> • Retiene la saturación • Poco ingreso de O₂ • Poca infiltración

2.5 TIPOS DE DEPÓSITOS DE RELAVE

Usualmente los depósitos de relave son construidos de acuerdo con el incremento en altura de los relaves. Son básicamente de 3 tipos de depósitos de relaves elevados (Morgenstern, 1985), y tienen en común la particularidad de iniciarse con un dique de arranque, construidos de tierra o de relleno rocoso, y luego son rellenados con los relaves descargados, tal como se observa en la Figura 2.2. A continuación se hace una breve descripción de cada tipo de depósito.

2.5.1 Aguas Arriba

Consiste en la construcción progresiva de diques perimétricos sobre la superficie de acumulación de relaves precedentes, de tal forma que cada dique avanza sucesivamente hacia el interior conforme es levantado el depósito.

2.5.2 Aguas Abajo

Son construidos colocando el material de relleno en el talud aguas abajo, el relleno de la presa de arranque puede consistir de materiales de varios tipos y no tiene como cimentación relaves depositados hidráulicamente. Las propiedades de estos materiales de relleno pueden ser especificadas y controladas para asegurar que sus características sean las adecuadas. Estos depósitos son similares a las presas de retención de agua.

2.5.3 Línea Central

Se construye colocando el relleno de la presa de arranque en el talud aguas abajo y sobre la cresta de elevación previa. Este método comparte muchos de las características estructurales de los depósitos tipo “Aguas Abajo”, pero usa menos material de relleno para alcanzar la misma altura.

Son evidentes las diferencias entre las cantidades de material de relleno colocado mecánicamente para la construcción entre los tres tipos de depósitos, debido a lo cual en la mayoría de los casos ha favorecido la construcción de los depósitos utilizando el método “Aguas Arriba”, en la Figura 2.3 se observa que la cantidad de material grueso que se coloca en el depósito tipo “Aguas Arriba” constituye la tercera parte de lo que se usa en el depósito tipo “Aguas Abajo”, pero hay que enfatizar, que éstas son las más inestables de las tres anteriormente mencionadas y que contradictoriamente este proceso de construcción es el que aún se emplea en muchas minas en el Perú.

En la Tabla 2.2 se muestran los incidentes ocurridos en varios tipos de depósitos, incluyendo presas de almacenamiento de agua, donde se observan que los depósitos construidos con el método “Aguas Arriba” tienen el mayor porcentaje de incidencia (42%) mientras que en los depósitos construidos con el método “Línea Central” tienen el menor porcentaje de incidencia (6%).

Tabla 2.2
Incidentes por Tipos de Depósitos*

Tipo de Depósito	Fallas	Accidentes	Agua Subterránea	Total
- Aguas Arriba	48	27	2	77
- Aguas Abajo	6	18	3	27
- Línea Central	1	9	1	11
- Retención de agua	16	9	6	31
- Desconocido	35	3	1	39
Total	106	66	13	185

*Según USCOLD (United States Committee on Large Dams), 1994

Por otro lado, en la Tabla 2.3 se muestran las causas de falla y accidentes ocurridos en los depósitos construidos con el método "Aguas Arriba". De los 75 casos mencionados, la falla por inestabilidad del talud y efectos sísmicos representan el 67%, lo cual nos da una idea del pobre comportamiento de este tipo de depósito.

Tabla 2.3
Causas de fallas y accidentes en depósitos de tipo Aguas Arriba en el mundo*

Causas	Fallas	Accidentes	Total	%
- Desbordamiento	7	0	7	9
- Inestabilidad del talud	17	8	25	33
- Sismo	14	11	25	33
- Cimentación	3	2	5	7
- Flujo de agua subterránea	4	4	8	11
- Estructural	2	1	3	4
- Erosión	0	1	1	1
- Desplome de mina	0	1	1	1
- Desconocido	1	0	1	1
Total	48	28	75	100

*Según USCOLD (United States Committee on Large Dams), 1994

Además los depósitos de relaves del tipo "Aguas Arriba" no son definitivamente recomendados para las condiciones sísmicas del Perú. Una revisión de las fallas por licuación de los diques de los depósitos del tipo "Aguas Arriba" en operación sugirió que las fallas pueden ocurrir bajo aceleraciones puntuales el suelo con valores superiores a 0.15 g (Vick 1990), lo cual corresponde aproximadamente a una intensidad de VII grados en la escala modificada de Mercali (Trifunac y Brady 1975), esto demuestra lo dicho anteriormente.

De esta manera, con el propósito de evitar problemas de falla de depósitos de relaves, debe optarse por la utilización de tecnologías de deposición que garanticen su estabilidad, tanto física como química, a fin de poder cumplir de esta manera con los objetivos de protección ambiental.

En el Figura 2.4. se muestra la evolución histórica del manejo de los relaves como consecuencia de las fallas de algunos depósitos. Por lo tanto, los diseños de depósitos de relave deben considerar todas las etapas de vida del depósito, incluyendo la construcción, operación, cierre y abandono. Desde el punto de vista ambiental, el periodo de abandono es el más crítico, ya que pueden ocurrir problemas de estabilidad debido a la precipitación o caudales excepcionales, así como el de drenaje ácido.

2.6 CARACTERÍSTICAS DE LOS DEPÓSITOS DE RELAVE ESTUDIADOS

Los depósitos de relave que son parte de este estudio están constituidos por los relaves generados por la Planta Casapalca, ahora denominada Yauliyacu, y corresponden a los siguientes depósitos:

- Antuquito.
- Bellavista.
- Yauliyacu Nuevo.

2.6.1 Ubicación

La mina Casapalca esta localizada aproximadamente a 120 Km. al este de la ciudad de Lima, tal como se muestra en la Figura 2.5. La zona de influencia es esta unidad son principalmente los centros poblados ubicados en la ribera del río Rimac, como son: San Mateo, Río Blanco, Matucana, Pablo Boner, Surco, Cocachacra, Chosica, Chaclacayo y Lima.

2.6.2 Condiciones Ambientales

Las temperaturas promedio son relativamente altas tanto en verano como en invierno, indicando que los períodos de temperatura muy fría que suelen ocurrir muy temprano y en la noche son bastante cortos, esta temperatura aunada a la baja presión atmosférica (altitud

muy elevada) determina un grado de evaporación sumamente alto. La influencia de estas condiciones sobre los aspectos ambientales contribuyen en forma favorable y desfavorable y éstas se indican a continuación:

En el lado desfavorable:

- Determina grandes pérdidas de agua a la atmósfera que en el caso de depósitos de relave antiguos y de botaderos, favorecen el arrastre de partículas minerales por acción del viento.
- Las pérdidas por evaporación en cuerpos y cursos de agua menores, incrementan drásticamente la concentración de elementos nocivos. En casos extremos pueden producir salinización de terrenos agrícolas y aún la formación de estratos duros que destruyen y/o impiden la vegetación.
- La evaporación promueve la concentración capilar en la superficie de los elementos contaminantes solubles ubicados bajo ella, y dificulta de ese modo la revegetación de los depósitos de relave.

En el lado favorable:

- Contribuyen a concentrar los elementos contaminantes reduciendo el volumen de relave a procesarse en las plantas de tratamiento para su neutralización.
- En depósitos de relave no muy profundos la evaporación contribuye a reducir el nivel freático del mismo e incrementa de este modo su estabilidad física.
- La evaporación reduce la extensión de la infiltración de las precipitaciones directas en áreas extensas como la zona de finos, reduciendo de ese modo la formación de efluentes generados en esa zona.

2.6.3 Forma de Extracción del Mineral

La extracción del mineral se realizó mediante operaciones subterráneas tanto para las vetas como para los cuerpos, empleándose winches de arrastre, perforadoras neumáticas y transporte sobre rieles. Los métodos de minado fueron de corte y relleno. Aproximadamente el 92 % del mineral extraído correspondía a relave, donde el 39% de los relaves fueron empleados como relleno de mina y el resto era trasladado a los depósitos, aproximadamente unas 1100 toneladas por día.

2.6.4 Características de los Relaves

El relave de flotación característico de esta planta tiene la composición química mostrada en la Tabla 2.4.

Tabla 2.4
Composición Química del Relave Actual (en %)

Cu	Pb	Zn	Fe	S	Ag.*	As	Sb	Mn	SiO ₂
0.05	0.25	0.26	7.6	8.0	25	0.06	0.02	0.31	50.9

* en gr./TM

Sobre la base de ello se estima que tiene la proporción (en %) de minerales sulfurados mostrada en la Tabla 2.5.

Tabla 2.5
Proporción de Minerales Sulfurados

Chalcopirita	Galena	Esfalerita	Pirita
0.14	0.29	0.39	14.3

2.6.5 Sistema de Deposición

En la mayoría de los depósitos estudiados, salvo el depósito Yauliyacu Nuevo, la deposición se realizó mediante el método "Aguas Arriba", método no recomendado como se indicó anteriormente. En cambio el depósito Yauliyacu Nuevo fue construido mediante el método Aguas Abajo, empleando hidrociclones para la clasificación y obtención del relave grueso para el dique. Este método mejora grandemente la estabilidad física a la estructura, y como se verá más adelante, mejora también la estabilidad química. En la Tabla 2.6 se presentan las principales características de los depósitos estudiados:

Tabla 2.6
Características de los Depósitos de relave estudiados

Depósito	Altitud (m.s.n.m.)	Fecha de Cierre	Método de Construcción	Cantidad (Miles TMS)	Altura (m)	Talud (°)
Yauliyacu Nuevo	4130	1982	Aguas Abajo	3702	60	22
Bellavista	3950	1964	Aguas Arriba	3800	84	50
Antuquito	4090	-	Aguas Arriba	600	50	50

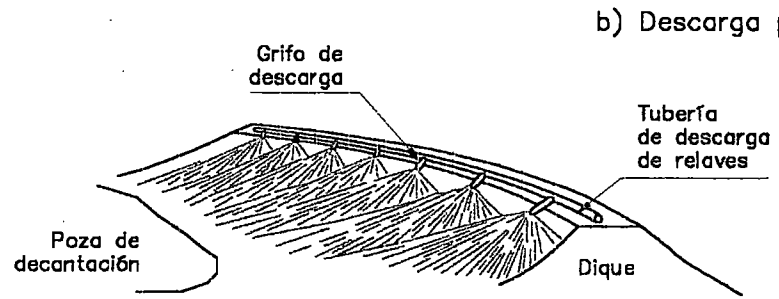
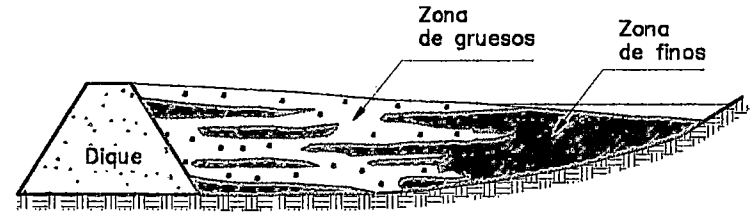
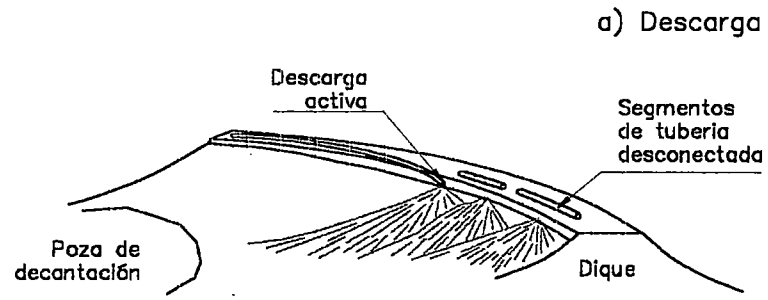
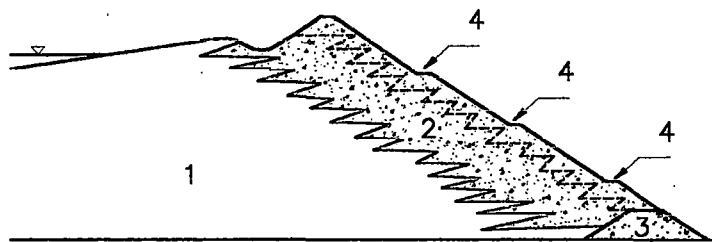


Figura 2.1(a)

Figura 2.1(b)

Figura 2.1: Deposición hidráulica y características de descarga



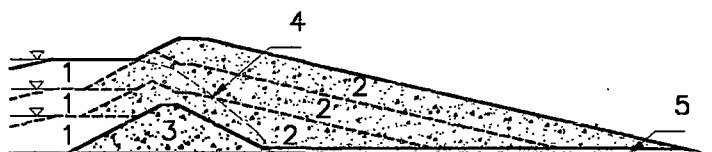
(a) Método de construcción del tipo "Aguas Arriba"

- | | |
|-----------|--|
| 1. Lamas | 3. Dique de arranque |
| 2. Arenas | 4. Línea de descarga elevada por incrementos |



(b) Método de construcción del tipo "Aguas Abajo "

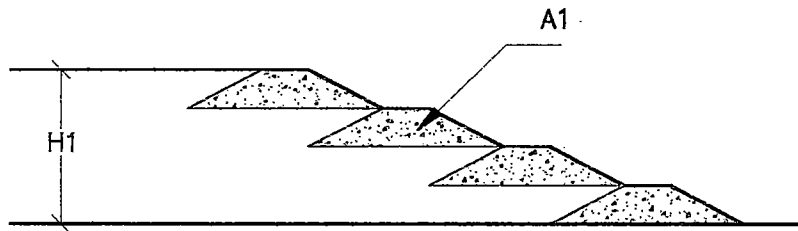
- | | |
|-----------|----------------------|
| 1. Lamas | 3. Dique de arranque |
| 2. Arenas | 4. Drenaje |



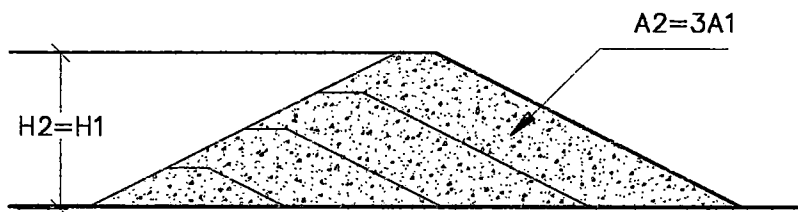
(c) Método de construcción del tipo "Linea Central" utilizando arena cicloneada

- | | |
|----------------------|-------------------|
| 1. Lamas | 4. Línea Freatica |
| 2. Arenas | 5. Drenaje |
| 3. Dique de Arranque | |

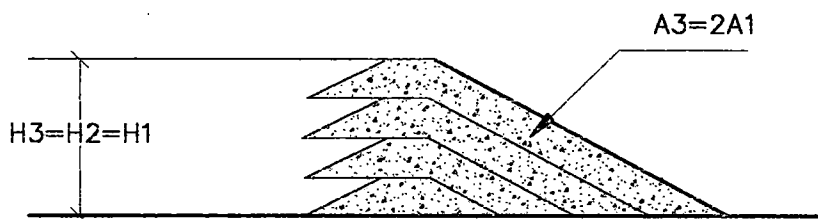
Figura 2.2: Tipos de depósitos de relave elevados (Morgenstern-1985)



a) Depósito tipo "Aguas Arriba"



b) Depósito tipo "Aguas Abajo"



c) Depósito tipo "Linea Central"

Figura 2.3: Comparación de los volúmenes de relleno para los distintos tipos de depósitos de relave

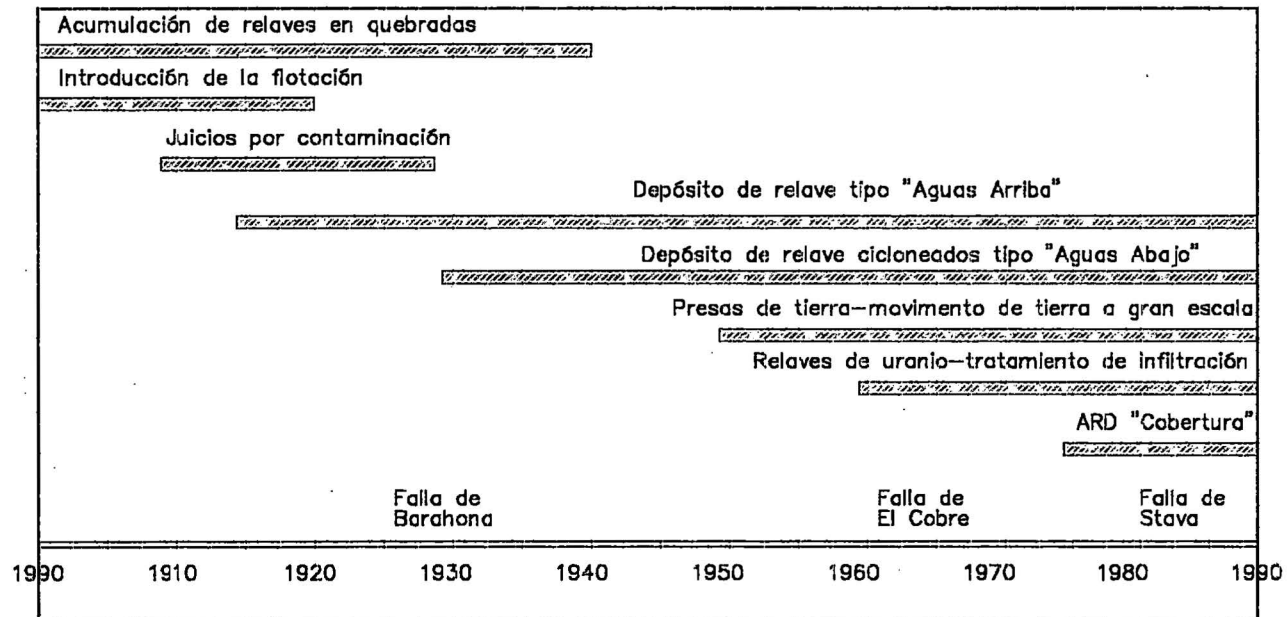
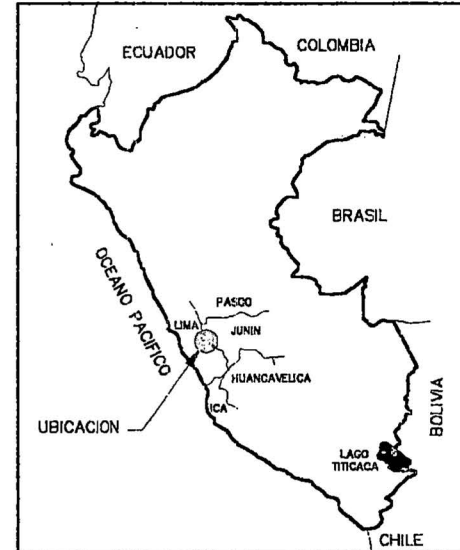
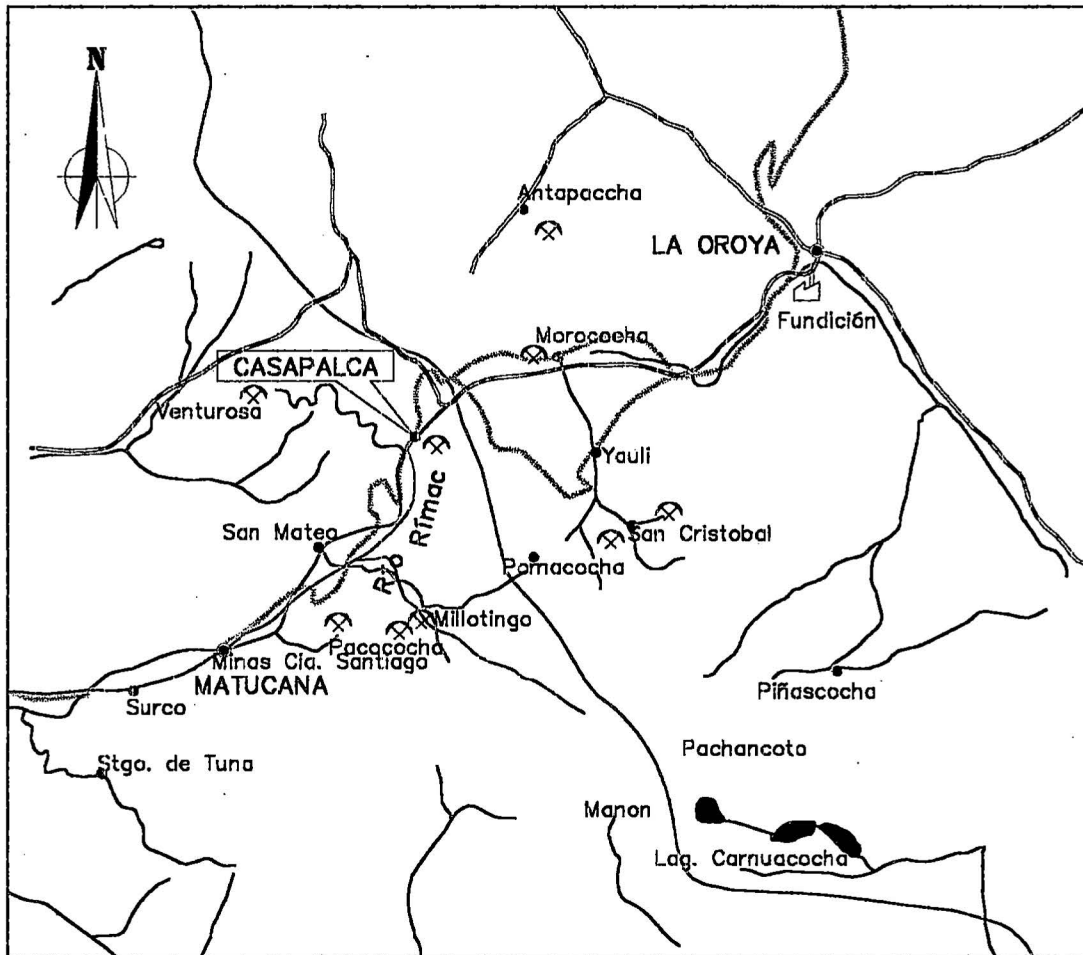


Figura 2.4: Evolución histórica del manejo de relave (Vick-1995)



LEYENDA	
	Ríos y quebradas
	Vías de acceso
	Ferrocarril Central
	Limite de Provincia
	Minas
	Distritos
	Capital de provincia

Figura 2.5: Ubicación de la mina Casapalca

CAPÍTULO 3

ESTUDIOS PRELIMINARES

3.1 GENERALIDADES

Muchos de los depósitos de relave en el Perú están ubicados en las zonas altas de los Andes debido a la cercana localización respecto de las minas y así como a la facilidad del transporte del relave. Existe entonces, una disponibilidad muy limitada en la deposición, ubicándose éstas a lo largo de quebradas, o situándose, en algunos casos, en cauces principales o tributarios de los ríos más cercanos. En estas circunstancias, los problemas de estabilidad física se complican, más aún si se toma en cuenta la gran actividad sísmica, muy característica en esta zona del Perú.

Por otro lado, estos depósitos debido a su extensa deposición se localizan en grandes áreas, pudiendo ubicarse dentro de fallas geológicas activas o potencialmente activas, o dentro de quebradas propensas a inundaciones en el caso de ocurrir eventos extraordinarios, que de producirse tales acontecimientos, se generarían problemas de estabilidad física, como fenómenos de licuación, tubificación y erosión, además de efectos ambientales, este último caso debido a la generación de aguas ácidas.

En tal sentido, se requieren estudios preliminares para determinar las características de estabilidad del depósito en abandono, y poder definir el método apropiado de estabilización, si es que éstos fueran necesarios. Estos estudios determinarán la situación actual de cada depósito y los parámetros necesarios para su evaluación.

A continuación se presenta los estudios preliminares para la realización de plan de abandono de depósitos de relave en la zona de Casapalca.

3.2 GEOLOGÍA

3.2.1 Objetivos

- Definir las características geológicas, determinando aspectos geológicos y geomorfológicos.
- Evaluar la condición estructural del área de estudio, determinando la presencia de fallas, fracturas y grietas.
- Evaluar la geodinámica externa del área.

3.2.2 Geomorfología

El área en estudio está comprendida en el tramo medio superior del valle del río Rímac, formando parte del flanco Oeste de la Cordillera Occidental de los Andes, donde la dinámica del río se caracteriza por la erosión, transporte y acumulación de sedimentos fluviales cuya actividad es mayor en épocas de avenidas. La zona donde se ubican los depósitos está comprendida a lo largo de la margen del río Rímac, tal como se muestra en el Plano P-1.

Las características geomorfológicas para cada depósito no son muy variables, las quebradas donde se ubican los depósitos de Bellavista y Yauliyacu Nuevo, tienen la forma de una "V" abierta, donde los contrafuertes en ambas márgenes están constituidos por macizos rocosos, sin embargo, el depósito de Antuquito está ubicado en la margen izquierda del río Rímac, donde los contrafuertes de ambas márgenes, en su zona inferior, están constituidos por depósitos coluviales, con pendientes pronunciadas, disectadas por pequeñas quebradas con escorrentia esporádica estacional (Quebrada Veintiuno).

3.2.3 Geología Regional

Las rocas sedimentarias, ígneas volcánicas e intrusivas que afloran en el área de estudio y sus alrededores van en edad del Cretáceo Superior hasta el Cuaternario Reciente. Mayormente abundan rocas identificadas como capas rojas de la Formación Casapalca cuya edad fue asignada al Cretáceo Superior y comienzos del Terciario. La Geología Regional se muestra en el Plano P-2. La descripción estratigráfica de los afloramientos rocosos en la zona es como sigue:

3.2.3.1 Cretáceo Superior

a) Formación Jumasha

La roca más antigua que aflora en las cercanías del área de estudio, está constituida por calizas con algunas intercalaciones de lutitas considerada como una secuencia litológica representativa de las calizas Jumasha. Presenta un característico color gris claro.

3.2.3.2 Terciario Inferior

a) Formación Casapalca

Las rocas de esta formación afloran al Noreste del área de estudio, así tenemos la estructura más resaltante reconocida como el Anticlinal de Casapalca, litológicamente constituida por rocas de la Formación Casapalca, que es cortada por el río Rímac poniendo en afloramiento rocas sedimentarias de ambiente continental. Esta formación localmente se divide en dos miembros: el primero, las capas rojas, que litológicamente están formadas por intercalaciones de lutitas y areniscas calcáreas, caracterizadas por sus coloraciones rojas y presencia de diseminaciones de hematita, y el segundo, el conglomerado Carmen, constituido por una serie de paquetes de conglomerados y calizas que están intercaladas con areniscas y lutitas con una potencia que va de 80 a 200 m.

b) Formación Carlos Francisco

Las rocas de esta formación suprayacen a las rocas sedimentarias, están compuestas de una potente serie de rocas volcánicas. Esta formación fue subdividida en tres miembros, el primero, el Volcánico Tablachaca, que se encuentran en una sucesión de rocas volcánicas constituidas por brechas, tufos, aglomerados, conglomerados y rocas porfíricas efusivas, el segundo, el Volcánico San Francisco, constituido por flujos andesíticos masivos y fragmentales tipo brecha, y el último, los Tufos Yauliyacu, de color rojizo y de granulometría fina.

c) Formación Bellavista

Las rocas de esta formación suprayacen a los volcánicos sedimentarios de la Formación Carlos Francisco y están constituidas por capas delgadas de calizas de color gris claro con intercalaciones de calizas de color gris oscuro con nódulos de sílice, de tufos de grano fino, lutitas de color rojizo y limolitas de color gris verdoso a pardo rojizo, afloran en mayor proporción en los alrededores del Distrito de Chicla y Bellavista.

d) Formación Río Blanco

Las rocas de esta formación suprayacen a las rocas de la Formación Bellavista, están constituidas por una potente serie de rocas volcánicas bien estratificadas compuestas de

tufos lapilli de color rojizo con intercalaciones de brechas y riolitas. Asimismo, capas de calizas suprayacen a las rocas de esta formación, afloran en mayor proporción al Sur y Suroeste del área de estudio, específicamente en la zona del Distrito de Chicla.

3.2.3.3 Cuaternario

Al iniciar esta Era, la actividad geológica en la zona en estudio se caracterizó por la formación de 3 tipos de depósitos que son:

a) Depósitos Fluvioglaciares

Los depósitos de esta naturaleza se encuentran en el altiplano o altitudes superiores a los 4,000 m.s.n.m y están constituidos por materiales inconsolidados de clastos angulosos de diversos tamaños, mezclados con arenas y arcillas que rellenan algunas depresiones de la zona.

b) Depósitos Aluviales

Los depósitos de esta clase se encuentran a lo largo del fondo y laderas del valle del río Rímac, formando el relleno del cauce y terrazas de extensiones y potencias variables.

c) Depósitos Coluviales

El depósito coluvial está formado por acumulación de material inconsolidado de clastos angulosos de diversos tamaños de matriz arenosa; se desplazan en dirección de la pendiente del talud por acción de la gravedad, muchas veces favorecidos por movimientos sísmicos; se depositan principalmente en la parte inferior de los valles y taludes.

3.2.3.4 Cuerpos Intrusivos

En los alrededores de la zona de estudio afloran cuerpos intrusivos de composición intermedia con alto contenido de soda, con alteración de las rocas y variación en su textura, así tenemos los siguientes:

a) Pórfido Taruca

Estas rocas se dan en forma de diques y stocks, y afloran al Noreste del área de estudio. Uno de los stocks aflora en el cerro Taruca, éstos son porfiríticos, están compuestos de fénocristales de feldespato, hornblenda y poca cantidad de cuarzo.

b) Fraguamachay

Se encuentran formando asociaciones con cuerpos de diques, afloran en superficie al Noreste del área de estudio en poca cantidad están constituidas por plagioclasas y minerales ferromagnesianos en mayor proporción.

c) **Pórfido Victoria**

Es un cuerpo intrusivo de color gris claro, aflora en superficie en forma de dique y en poca cantidad, tiene un ancho de 300 m aproximadamente. La roca está compuesta por fenocristales de albita y de cuarzo en poca cantidad en una matriz de sericita.

d) **Andesita Veintiuno**

Son intrusiones magmáticas que afloran en superficie en forma de diques y stocks al Noreste del área de estudio, estas rocas se presentan en mayor proporción que las anteriormente descritas y están constituidas de plagioclasas (andesina y oligoclasa, hornblenda, biotita, olivino).

3.2.4 **Geología Estructural de los Depósitos**

La estructura geológica que presenta el área de estudio desde el punto de vista general es accidentada y compleja, por las fuertes deformaciones del macizo rocoso causadas por la Orogénesis Andina de fines del Cretáceo y los fenómenos subsiguientes, causando un intenso plegamiento, fuertes fracturas y fallamientos entre los macizos rocosos, entre ellos tenemos el Anticlinal de Casapalca que presenta plegamientos, como anticlinales y sinclinales en sus flancos Noreste y Sureste. Las fuerzas de compresión han originado plegamientos volcados, fuertes fracturas, fallamientos, así como la Falla Carmen y Americana con rumbo NO-SE, que pone en contacto la formación Bellavista con el pórfido Carlos Francisco, con presencia de estructuras menores como diaclasas, grietas etc.

Localmente, para el área de los tres depósitos en estudio no se identificó estructura geológica importante como fallas en actividad, grietas pronunciadas, discordancias, etc., solo se identificaron presencias de plegamientos, como sinclinales y anticlinales, con estratos de aspectos rítmico, fracturados y diaclasados.

3.2.5 **Evaluación de la Geodinámica Externa**

Se muestra a continuación los fenómenos geodinámicos que pueden tener influencia en el área de cada uno de los depósitos de relave:

a) **Depósito de Relave Antuquito**

La actividad del agua proveniente de las lluvias, el clima y la actividad eólica (vientos que soplan de Oeste a Este) es determinante en la meteorización y erosión permanente del relave, afectando al pie de talud del depósito, generando la desestabilización. De ocurrir una precipitación extraordinaria, el caudal del río Rímac y de la Quebrada Veintiuno

aumentaría extraordinariamente, trayendo consigo sólidos en suspensión afectando la estabilidad, principalmente en la zona inferior, por otro lado el sistema de evacuación existente colapsaría.

b) Depósito de Relave Bellavista

El depósito de relave está sometido a una influencia directa de los agentes naturales como el agua de lluvia (aguas superficiales), la acción eólica (viento que sopla de Oeste a Este), el clima etc., causando efectos de meteorización y erosión permanente, ocasionando constantes desprendimientos de la masa de relave principalmente hacia la zona inferior (pie de talud del depósito) pero sin posibilidad de deslizamiento de relave en gran magnitud por su adecuada ubicación.

c) Depósito de Relave Yauliyacu Nuevo

La influencia de agentes naturales (viento, agua de lluvias, clima) y la presencia de pequeños depósitos coluviales ubicados en la zona media inferior y superior de la margen derecha del depósito de relave no causa riesgo de consideración, por los efectos mínimos de los primeros y la condición estable de los segundos. Existe una posibilidad mínima de inundación, en la zona del pie del talud, en el caso de obstaculizarse el ingreso de agua por el túnel ubicado en la zona inferior del depósito.

En general, no se registró presencia de estructuras geológicas importantes que puedan poner el riesgo la estabilidad de los depósitos como posibles derrumbes de roca suelta, deslizamientos de masas de tierra, aluviones, huaycos, etc.

3.3 HIDROLÓGIA Y DRENAJE

3.3.1 Objetivos

- Determinación de las superficies reales de las cuencas de recolección de la precipitación y la escorrentía superficial directamente relacionados con los depósitos de relave.
- Planeamiento de los sistemas de drenaje para los flujos superficiales desagregados de cada componente y el sistema de drenaje integral para cada depósito de relave.
- Dimensionamiento de las obras de protección ribereña para minimizar efectos de las corrientes de agua que puedan afectar la estabilidad del depósito de relave.

3.3.2 Descripción del área

a) Depósito de Relave Antuquito

El depósito de relave Antuquito se ubica al lado izquierdo del curso del Río Rímac, que en épocas de avenidas ocasiona un proceso permanente de erosión hídrica. El área de la cuenca involucrada con el depósito de Antuquito está conformada por: el área de recolección de la Quebrada Veintiuno, las laderas de los cerros ubicados hacia la parte alta del depósito por el extremo sur-este y las áreas vecinas involucradas por los flujos superficiales que discurren a lo largo de la plataforma de la línea férrea y que drenan por la parte alta del depósito. La Tabla 3.1 resume las principales características fisiográficas de las componentes involucradas en el sistema de drenaje del depósito de relave Antuquito.

Tabla 3.1
Características Fisiográficas de las Componentes del Sistema de Drenaje del Depósito Antuquito

Sub-cuenca	Area (km ²)	Longitud (km.)	Pendiente (%)
Quebrada Veintiuno	2.22	3.20	25.0
Laderas de coronación	0.51	1.50	51.7
Laderas adyacentes	0.39	0.75	53.0
Río Rímac*	83.20	10.50	7.6

* Incluye la Quebrada Veintiuno

b) Depósito de Relave Bellavista

El depósito de relave Bellavista se ubica en el extremo terminal de un pequeño valle delimitado por las empinadas laderas de los cerros Joñojpucro y Pucutan. El área involucrada con este depósito está conformada por la superficie de recolección de las laderas de coronación de los cerros ubicados en la periferia del depósito. Es importante señalar la influencia de la línea férrea ubicada entre la cabecera del depósito y la desembocadura de la quebrada, pues la plataforma sobre la cual se tiende la línea férrea compromete al sistema de evacuación de aguas pluviales debido a la inexistencia de sistema de drenaje. La Tabla 3.2 resume las principales características fisiográficas de las componentes involucradas en el sistema de drenaje del depósito de relave Bellavista.

Tabla 3.2
Características Fisiográficas de las Componentes del Sistema de Drenaje del Depósito Bellavista

Sub-cuenca	Area (Km²)	Longitud (Km.)	Pendiente (%)
Quebrada cabecera	1.74	2.00	42.5
Laderas adyacentes	0.11	0.70	57.0

c) Depósito de Relave Yauliyacu Nuevo

El depósito de relave Yauliyacu Nuevo se ubica aproximadamente a unos 150 m aguas arriba de la cabecera del depósito Yauliyacu Antiguo en el curso central de la Quebrada Putajayoc. El área comprometida con este depósito está conformada por el área de recolección de la cuenca de la Quebrada Putajayoc y las áreas vecinas involucradas por los flujos de las laderas de los cerros a los laterales del depósito que discurren a lo largo de la plataforma del camino de penetración hacia la bocamina Rosaura, donde se observa la inexistencia de un sistema de drenaje. La Tabla 3.3 resume las principales características fisiográficas de las componentes involucradas en el sistema de drenaje del depósito de relave Yauliyacu Nuevo.

Tabla 3.3
Características Fisiográficas de las Componentes del Sistema de Drenaje Depósito Yauliyacu Nuevo

Sub-cuenca	Area (Km²)	Longitud (Km.)	Pendiente (%)
Margen izquierda	0.40	0.40	75.0
Margen derecha	1.70	1.30	61.5
Cuenca Alta de la Quebrada	21.20	5.80	10.3

3.3.3 Análisis de las Precipitaciones

El análisis de la información meteorológica se efectuó con datos de la estación Casapalca, permitiendo establecer que el régimen de precipitaciones significativas corresponde al período de Octubre a Abril, donde la precipitación anual promedio es de 700.9 mm., esto muestra un indicio del aporte significativo de precipitaciones en la zona de estudio

En la Figura 3.1 se muestra el régimen de las precipitaciones medias mensuales correspondientes a la estación Casapalca, notándose su gran variabilidad dentro del año,

presentando los mayores eventos entre los meses de Diciembre a Marzo, lo mismo se concluye en la Figura 3.2, donde se observa la precipitación mensual en la cuenca media alta del río Rímac.

3.3.3.1 Precipitaciones Máximas de 24 horas

Con la finalidad de determinar la tormenta de diseño, se ensayaron las distribuciones de probabilidades Gumbel, Log-Normal, Log-Normal de 3 parámetros y Log-Pearson III. Al comparar estos resultados obtenidos con las diferentes leyes de distribución de probabilidades y la interpretación del comportamiento pluviométrico, se seleccionó como tormenta de diseño la correspondiente a la distribución Log-Pearson III ajustada por el método de momentos, la que se muestra en la Tabla 3.4.

Según la normatividad instituida por Resolución Directoral N° 224-97-EM/DGM del 17/06/97, se debe evaluar la falla por desbordamiento del depósito de relave durante la ocurrencia de una avenida de cuyo período de recurrencia sea de 500 años. En este caso la precipitación máxima de 24 horas es **82.3 mm**.

Tabla 3.4
Estación Casapalca - Precipitaciones Máximas de 24 horas (mm)
Distribución Log-Pearson III

Período de Retorno T_r (Años)	Ajuste por Método de Momentos
5	34.2
10	40.5
20	46.9
50	55.9
100	63.1
200	71.0
500	82.3

3.3.3.2 Curva Intensidad-Duración

Tomando como base el patrón de distribución de las tormentas obtenidas con información de la estación Río Blanco, se procede a la distribución de la tormenta de diseño de 82.3 mm, determinándose la curva de intensidad - duración para la estación Casapalca correspondiente al período de retorno de 500 años. La Figura 3.3 muestra el ajuste de la

curva de intensidad-duración en escalas logarítmicas, correspondiéndole un coeficiente de correlación de 0.807. La ley de regresión es:

$$i = 63.296 t^{-0.2604}$$

t : Tiempo en minutos

i : Intensidad en mm/hr

3.3.3.3 Coeficiente de Escorrentia

La estimación del coeficiente de escorrentía (C) se realizó a partir del análisis de regionalización de cuencas vecinas al área del estudio, tal como lo muestra la Figura 3.4. La regresión regional coeficiente de escorrentía-altitud, considera como parámetro de entrada la altitud media de la zona; en tal sentido la cartografía disponible nos permite estimar las altitudes para las regiones de influencia de cada depósito; la mencionada ley de regresión es:

$$C = 0.000946 H - 3.716$$

Donde :

H : altitud media (m.s.n.m.)

3.3.4 Estimación de los Caudales de Avenidas

Debido a la no existencia de una estación hidrométrica en la zona del estudio, la estimación de los caudales máximos se hace a partir de las precipitaciones máximas de 24 horas que corresponden a la estación Casapalca, por ser la más próxima y representativa al área del estudio.

De acuerdo al planteamiento del sistema de drenaje propuesto, el aporte total que incide en la estabilidad física de cada depósito será desagregado en aportes parciales con el propósito de dimensionar las estructuras de drenaje en concordancia con el área de recolección de cada componente de la subcuenca, lográndose de esta manera la optimización del diseño hidráulico. Esta metodología de cálculo se desarrolla coherentemente con la extensión superficial de cada subcuenca recolectora, así de este modo los aportes máximos en las laderas de montaña y pequeñas quebradas son cuantificadas con aplicación del método racional; y las subcuencas de mayores dimensiones son evaluadas con el método del hidrograma unitario sintético del U. S. Soil Conservation Service.

3.3.4.1 Quebradas Pequeñas y Laderas

La determinación de los caudales máximos en pequeñas quebradas y laderas se realizó con la aplicación del método racional. Este método toma en cuenta, además del área de la cuenca, la altura o intensidad de la precipitación. La fórmula racional se puede escribir de la siguiente manera:

$$Q_p = 0.2777 * (C * I * A_c)$$

donde:

Q_p : gasto máximo posible (m^3/seg)

I : intensidad de la lluvia (mm/hr)

A_c : área de la cuenca (km)

C : coeficiente de escorrentía

En la aplicación del Método Racional previamente se determinaron los tiempos de concentración en cada área de recolección, habiéndose utilizado las fórmulas de Kirpich, Hathaway y la fórmula española propuesta por José R. Témez, siendo las siguientes:

- **Fórmula de Kirpich** : $t_c = 0.06628 (L^{0.77} / S^{0.385})$
- **Fórmula de Hathaway** : $t_c = 0.606 [(L n)^{0.467} / S^{0.234}]$
- **Fórmula Española** : $t_c = 0.3 (L / S^{1/4})^{0.76}$

donde:

t_c : tiempo de concentración (horas)

L : longitud del curso principal (km)

S : pendiente media del curso principal (m / m)

n : rugosidad de Manning (asumimos $n = 0.2$)

La Tabla 3.5 presenta los correspondientes valores de tiempos de concentración para cada componente de las cuencas recolectoras. Del análisis de los resultados obtenidos, se vislumbra que los tiempos de concentración correspondientes a las quebradas pequeñas y laderas de montañas son más consistentes con los métodos de Hathaway y Témez; motivo por el cual, para fines de este estudio, se adoptan estos mayores valores.

Tabla 3.5
Tiempos de Concentración (minutos)

Cuenca	Fórmula			t _c (min.) asumido	i (mm/hr)
	Kirpich	Hathaway	Española		
Depósito Antuquito					
Quebrada Veintiuno	16.6	40.8	56.7	60.0	21.8
Laderas de coronación	7.0	24.2	27.8	30.0	26.1
Laderas adyacentes	4.0	17.4	16.3	20.0	29.0
Río Rímac	65.6	94.0	175.4	175.0	16.5
Depósito Bellavista					
Quebrada Cabecera	9.4	29.0	35.9	35.0	25.0
Laderas adyacentes	3.8	16.5	15.3	15.0	31.3
Depósito Yauliyacu Nuevo					
Laderas de margen izquierda	2.2	11.9	9.5	10.0	34.8
Laderas de margen derecha	5.9	21.7	24.1	25.0	27.4
Quebrada Putajayoc (Cuenca alta)	36.9	66.3	105.4	105.0	18.8

Con la curva de intensidad-duración de la Figura 3.3 o con la ley de regresión respectiva, se pueden obtener las correspondientes intensidades de precipitación para los tiempos de concentración asumidos, estos resultados se muestran en la Tabla 3.5.

Para el cálculo de las descargas mediante la aplicación del Método Racional se evaluaron para 3 condiciones diferentes de intensidades de precipitación, primero para la intensidad correspondiente al tiempo de concentración determinado en la Tabla 3.5, y luego para las intensidades promedios deducidas a partir de la lámina máxima de precipitación (82.3 mm) para duraciones de 4 y 6 horas.

En la Tabla 3.6 se muestran los correspondientes resultados para cada caso analizado. Para el dimensionamiento de las obras de drenaje superficiales se tomaron los máximos caudales calculados.

Tabla 3.6
Caudales Máximos para Quebradas Menores y Laderas (m³/s)

Cuenca	Método Racional		
	i_d ⁽¹⁾ (d = t _c)	$i_4 = 20.6$ ⁽²⁾ (mm/hr)	$i_6 = 13.7$ ⁽³⁾ (mm/hr)
Antuquito Altitud = 4,475 m.s.n.m. Coeficiente de escorrentía = 0.52			
Quebrada Veintiuno	7.00	6.60	4.40
Laderas de coronación	1.90	1.50	1.00
Laderas adyacentes	1.60	1.20	0.80
Bellavista Quebrada Altitud = 4,550 m.s.n.m. Coeficiente de escorrentía = 0.59 Laderas Altitud = 4,340 m.s.n.m. Coeficiente de escorrentía = 0.38			
Quebrada de cabecera	7.1	5.8	3.9
Laderas adyacentes	0.36	0.24	0.16
Yauliyacu Nuevo Altitud = 4,700 m.s.n.m. Coeficiente de escorrentía = 0.68			
Laderas de margen izquierda	2.6	1.5	1.02
Laderas de margen derecha	8.5	6.4	4.25
Putajayoc Altitud = 4,700 m.s.n.m. Coeficiente de escorrentía = 0.68			
Cuenca alta	18.8	----	----

3.3.4.2 Quebradas Mayores y Cuencas Principales

El cálculo de los caudales máximos en cuencas principales, tal como el correspondiente a la subcuenca del Río Rímac, se efectuó con la aplicación del Método del Hidrograma Unitario Sintético propuesto por el U. S. Soil Conservation Service. En base al tipo de suelo y uso de la tierra en las áreas en estudio, con las tablas correspondientes del U. S. Soil Conservation Service, se puede determinar el valor del Número de Curva (CN = 74), este parámetro en complementación con las características físicas de la cuenca nos permiten la estimación de las avenidas. Los resultados de la aplicación del método del Hidrograma Unitario Sintético del U.S. Soil Conservation Service a las condiciones de tiempo de retorno de 500 años se presentan en la Tabla 3.7.

Tabla 3.7
Caudales Máximos para Quebradas Mayores y Cuencas Principales (m³/s)

Cuenca	Hidr. Unit. Sintético U.S.S.C.S – (m ³)
Antuquito	
Río Rímac (1)	61.9
Yauliyacu Nuevo	
Putajayoc (Cuenca alta)	24.9

(1) Incluye la Quebrada Veintiuno.

3.3.5 Planeamiento del Sistema de Drenaje

Las principales obras hidráulicas planteadas para el sistema de drenaje de cada depósito de relave en abandono se muestran en los planos P-6, P-7 y P-8 correspondientes a los depósitos Antuquito, Bellavista y Yauliyacu Nuevo respectivamente, los que están conformados por las siguientes estructuras hidráulicas:

a) Canal de Coronación

Es la principal estructura del sistema de drenaje cuyo trazo se desarrolla en el borde de la parte superior de cada depósito, este canal funciona como colector principal de los aportes procedentes de las laderas de coronación y adyacentes al área de cada depósito.

b) Defensas Ribereñas

Cuando el talud frontal del depósito de relave está ubicado en las cercanías de la ribera del río, existe la necesidad de protegerlo, es tal caso del depósito Antuquito, donde se proyectó un muro de encauzamiento a lo largo del talud frontal en contacto con el Río Rímac, determinándose una altura mínima de muro de 1.5 m y de profundidad de cimentación 2.0 m, que a la vez dichos muros serán reforzados con enrocados en el lecho del cauce.

c) Encauzamiento de Quebradas

Al igual que la protección ribereña, para evitar la erosión hídrica al pie del talud, existe también la necesidad de encauzar las quebradas que puedan afectar la estabilidad del depósito en el caso de que éstas crucen por el pie del talud del depósito, como es el caso del depósito de relave Antuquito, donde la Quebrada Veintiuno atraviesa por un lado del depósito del relave.

d) Drenaje Vial de la Línea Férrea

Los depósitos Antuquito y Bellavista tienen como característica común el paso por una de sus laderas de la línea ferroviaria, la que está desprovista del sistema de drenaje pluvial, lo que compromete la estabilidad de cada depósito por los flujos que generarían las

precipitaciones no controladas. En este caso, es recomendable la construcción del sistema de drenaje cuyos canales de descarga serán orientados a quebradas aledañas.

e) **Drenaje Vial del Camino de Penetración**

En el caso del depósito Yauliyacu Nuevo, donde existe un camino de penetración, se propone la construcción del sistema de drenaje vial, con el objeto de evacuar las aguas pluviales que escurren de las laderas de los cerros sobre la plataforma.

3.4 SISMICIDAD

El Perú está ubicado en una de las áreas de actividad sísmica más activas del mundo, formando parte del cinturón circunpacífico. El registro de movimientos telúricos en el Perú es impresionante, tanto por la dimensión de los eventos que han ocurrido como por el periodo del registro que comprende más de 400 años.

La alta actividad sísmica y otros fenómenos telúricos están relacionados a los rasgos tectónicos de la región occidental de Sudamérica, tales como la Cordillera de los Andes y la fosa oceánica Perú-Chile, como consecuencia de la interacción de dos placas convergentes cuyo efecto es el proceso orogénico contemporáneo constituido por los Andes.

El frotamiento continuo de las placas es lo que produce los terremotos, por lo que la localización de estos delimita los bordes de los mismos. El mecanismo para los sismos en la margen continental occidental de Sudamérica se debe a que la Placa Oceánica de Nazca está siendo subducida por debajo de la Placa Continental Sudamericana.

La mina Casapalca está ubicada en plena cordillera de los Andes, donde los eventos sísmicos predominantes tienen una profundidad focal de 70 a 300Km. Sin embargo, también ocurren sismos superficiales de resonancia por el empuje principal de la subducción.

La región donde está ubicada la mina Casapalca está clasificada como de alta sismicidad, según el Instituto Geofísico del Perú. De los estudios realizados por Klohn-Crippen, la

aceleración máxima del suelo se ha determinado para varios periodos de retorno, tal como se muestra en la Tabla 3.8

Tabla 3.8
Aceleración Sísmica para Diversos Periodos de Retorno
Zona de Casapalca

Periodo de Retorno (años)	Aceleración Sísmica de Diseño*
10	0.17g
100	0.26g
500	0.31g
1000	0.33g

*g= Aceleración de la gravedad.

De la tabla anterior, la aceleración de diseño corresponde a un periodo de retorno de 500 años, de acuerdo a la normatividad ambiental es 0.31g.

3.5 GEOTÉCNIA

3.5.1 Objetivos

- Identificación de las características de resistencia de los materiales encontrados en cada depósito de relave, a partir de investigaciones de campo y ensayos de laboratorio.
- Identificación del nivel freático al interior de cada depósito de relave.
- Ubicación y evaluación de canteras en áreas próximas a la zona en estudio para agregados de concreto y materiales de cobertura para cada depósito.

3.5.2 Exploración de Campo

La exploración geotécnica ha consistido en la exploración directa a través de calicatas, perforaciones con lavado "wash boring", ensayos de penetración estándar "SPT" y de cono de Peck e instalación de piezómetros; y de exploración indirecta a través de los ensayos de refracción sísmica. Los Planos P-3, P-4 y P-5 muestran la ubicación de las exploraciones de campo para los depósitos Antuquito, Bellavista y Yauliyacu Nuevo respectivamente. Los trabajos de exploración de campo en cada depósito en abandono se indican a continuación:

3.5.2.1 Excavaciones

Se efectuaron excavaciones a cielo abierto (calicatas) en diversas zonas de los depósitos de relave con la finalidad de extraer muestras inalteradas y observar las características de estos materiales in-situ a profundidades no mayores de 3m.

3.5.2.2 Perforaciones

Con la finalidad de extraer muestras alteradas a grandes profundidades se empleó la técnica de perforación por lavado "wash boring". Este método consiste en la extracción del relave a través de la disgregación y remoción del material del fondo de la perforación mediante la acción erosiva del agua bombeada que penetra por el interior de la línea de perforación y es expulsada a gran presión conjuntamente con el relave.

3.5.2.3 Ensayo de Penetración Estándar (SPT)

Para la determinación de las condiciones de compresibilidad y resistencia de las arenas de relave se efectuó el ensayo de penetración estándar, siendo el método de ensayo in-situ más ampliamente utilizado universalmente para estos fines. Este ensayo permite medir la resistencia a la penetración del terreno a través del número de golpes "N", obteniéndose este valor de la suma de los golpes necesarios para hincar la caña partida los últimos 305 mm de una longitud total de hincado de 460 mm. Al mismo tiempo, este ensayo permite obtener muestras representativas con propósitos de identificación en laboratorio. El procedimiento del ensayo de penetración estándar está indicado en la norma ASTM D1586. En cada una de las perforaciones realizadas se realizaron ensayos de penetración estándar a cada metro y medio según el avance de la perforación. En el Anexo 1 se presentan los sondeos realizados en cada depósito estudiado.

3.5.2.4 Ensayo de Penetración Dinámica "Cono de Peck"

Con la finalidad de verificar aquellas profundidades donde se presumía haber llegado al contacto con el material de cimentación de los depósitos a través del ensayo de penetración estándar, se llevaron a cabo ensayos de cono de Peck como un complemento a la exploración realizada. Este ensayo solamente se llevó a cabo en el depósito Antuquito, realizándose 2 ensayos desde la superficie de relave hasta encontrar el rechazo. Este ensayo permite obtener un registro continuo de resistencia del terreno a la penetración, existiendo para tal caso correlaciones para determinar el valor de "N" de resistencia del ensayo de penetración estándar de acuerdo al tipo de suelo.

3.5.2.5 Instalación de Piezómetros

Con la finalidad de determinar los niveles de agua y monitorear sus variaciones en el interior de cada depósito, se instalaron piezómetros tipo Casagrande, después de realizar las perforaciones. Es importante mencionar que en las mediciones efectuadas en todos los piezómetros se detectó presencia mínima del nivel freático, descartándose de esta manera la posible ocurrencia de licuación en las arenas de relave. En la Figura 3.5 se presenta el detalle de instalación del piezómetro.

3.5.2.6 Refracción Sísmica

Se realizaron líneas de refracción sísmica con la finalidad de complementar la exploración directa de campo. A continuación se resume los resultados para cada depósito:

a) Depósito de Relave Antuquito

Se detectaron 3 estratos, con velocidades de ondas compresionales V_p de 800 a 900 m/seg para el estrato superficial de relave, 2800 m/seg para el estrato de material de desmonte y 3500 a 4300 m/seg para la roca alterada.

b) Depósito de Relave Bellavista

Se detectaron 2 estratos, con velocidades de ondas compresionales V_p de 800 a 900 m/seg para el estrato casi superficial de relave, 2500 a 2600 m/seg para el estrato de material rocoso en estado compacto. Este resultado fue correlacionado con los ensayos de exploración directa de campo.

c) Depósito de Relave Yauliyacu Nuevo

Se detectaron 3 estratos, con velocidades de ondas compresionales V_p de 700 a 800 m/seg para el estrato superficial de relave, 2300 m/seg para el estrato de material cuaternario y 2600 a 3000 m/seg para la roca alterada.

3.5.3 Ensayos de Laboratorio

Con las muestras disturbadas extraídas de los ensayos de penetración estándar y de las calicatas, se realizaron ensayos estándar y especiales de Mecánica de Suelos en el Laboratorio Geotécnico del CISMID-UNI.

3.5.3.1 Ensayos Estándar de Laboratorio

Para la clasificación de las muestras extraídas, tanto de las perforaciones como de las calicatas, de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) se realizaron los siguientes ensayos estándares:

- Análisis granulométrico por tamizado	ASTM D421
- Límite líquido	ASTM D4318
- Límite plástico	ASTM D4318
- Gravedad específica de sólidos	ASTM D854
- Contenido de humedad	ASTM D2218

3.5.3.2 Ensayo de Corte Directo

Con la finalidad de evaluar los parámetros de resistencia cortante drenados de los relaves gruesos y finos, se realizaron ensayos de corte directo, tanto en muestras inalteradas y disturbadas obtenidas de las calicatas y perforaciones. Los resultados obtenidos para cada depósito se presentan en las Tablas 3.9, 3.10 y 3.11.

3.5.3.3 Ensayo de Compresión Triaxial

Los parámetros de resistencia de los materiales pueden también ser apropiadamente evaluados a través de ensayos de corte triaxial consolidados-no drenados con medición de presión de poros como también de ensayos de corte triaxial consolidado-drenado. Bajo este propósito se realizaron ensayos triaxiales en especímenes inalterados de relave fino para depósito. Los resultados obtenidos se presentan en la Tabla 3.12.

3.5.4 Perfil Estratigráfico

De acuerdo a los resultados obtenidos de las exploraciones directas e indirectas y de los ensayos de laboratorio efectuados, se ha elaborado los perfiles estatigráficos para cada depósito, los que se describen a continuación:

Tabla 3.9
Resultados de Ensayos de Corte Directo
Depósito Antuquito

Depósito	Sondaje	Muestra	Profundidad (metros)	Clasificación (SUCS)	Resistencia Máxima (*)				Resistencia Residual			
					Humedad Natural		Parcialmente Saturado		Humedad Natural		Parcialmente Saturado	
					\bar{c}	$\bar{\phi}$	\bar{c}	$\bar{\phi}$	\bar{c}	$\bar{\phi}$	\bar{c}	$\bar{\phi}$
Antuquito	CC-1	MI-1	3.00	CL	--	--	--	--	--	--	0.12	25.2
	CC-4	MI-1	2.60	SM*	0.35	34.5	0.26	31	0.09	37.0	0.16	31.0
	SC-2	M-4 (Dr=60%)	7.50	SM**	--	--	0.10	38	--	--	0.00	38.1
	SC-2	M-4 (Dr=50%)	7.50	SM**	--	--	0.00	40.4	--	--	0.00	37.4

* Relave oxidado inalterado (costra)

** Relave grueso remoldeado

(*) Las unidades de c y ϕ son kg/cm^2 y ($^\circ$) respectivamente.

Tabla 3.10
Resultados de Ensayos de Corte Directo
Depósito Bellavista

Sondaje	Muestra	Profundidad (metros)	Clasificación (SUCS)	Resistencia Máxima (*)				Resistencia Residual			
				Humedad Natural		Parcialm. Saturado		Humedad Natural		Parcialm. Saturado	
				\bar{c}	$\bar{\phi}$	\bar{c}	$\bar{\phi}$	\bar{c}_r	$\bar{\phi}_r$	\bar{c}_r	$\bar{\phi}_r$
CC-1	M-1	0.60	ML	0.10	28.0	0.25	27.0	0.00	29.0	0.18	27.1
CC-2	M-1	1.50	SM*	0.26	35.0	0.28	36.0	0.15	35.0	0.17	34.0
CC-3	MI-1	1.80	SM*	0.15	28.0	0.18	36.7	0.10	28.0	0.15	36.0
SC-1	M-9 (Dr= 60%)	13.50	SM**	--	--	0.10	35.9	--	--	0.00	38.4
SC-1	M-11	16.50	SM**	--	--	0.00	36.0	--	--	0.00	35.0

* Relave grueso

** Relave grueso (remoldeado)

(*) Las unidades de c y ϕ son kg/cm^2 y ($^\circ$) respectivamente.

Tabla 3.11
Resultados de Ensayos de Corte Directo
Depósito Yauliyacu Nuevo

Depósito	Sondaje	Muestra	Profundidad (metros)	Clasificación (SUCS)	Resistencia Máxima (*)				Resistencia Residual			
					Humedad Natural		Parcialmente Saturado		Humedad Natural		Parcialmente Saturado	
					\bar{c}	$\bar{\phi}$	\bar{c}	$\bar{\phi}$	\bar{c}_r	$\bar{\phi}_r$	\bar{c}_r	$\bar{\phi}_r$
Yauliyacu Nuevo	CC-1	MI-1	2.40	ML	-	-	-	-	-	-	0.00	28.9
	CC-2	MI-1	1.00	SM	-	-	0.00	42.1	-	-	-	-
	CC-3	MI-1	1.30	SM*	0.20	38.9	0.15	33.5	0.10	37.1	0.00	35.0
	SC-1	M-10 (Dr=60%)	15.0	SM**	-	-	0.00	40.8	-	-	0.05	35.5

* Relave grueso

** Relave grueso (remoldeado)

(*) Las unidades de c y ϕ son kg/cm^2 y ($^\circ$) respectivamente.

Tabla 3.12
Resultados de Ensayos de Compresión Triaxial

Depósito de Relave Antuquito							
Sondaje	Muestra	Profundidad (metros)	Clasificación SUCS	Ensayo de Compresión Triaxial Consolidado - No Drenado (*)			
				\bar{c}	$\bar{\phi}$	c	ϕ
CC-1	MI-1	3.00	CL	0.37	20	0.60	10.4
Depósito de Relave Bellavista							
Sondaje	Muestra	Profundidad (metros)	Clasificación (SUCS)	Ensayo de Compresión Triaxial Consolidado Drenado (CD)			
				\bar{c}	$\bar{\phi}$		
SC-1	M-9	13.50	SM	0.00	38.7		
Depósito de Relave Yauliyacu Antiguo (1)							
Sondaje	Muestra	Profundidad (metros)	Clasificación SUCS	\bar{c}	$\bar{\phi}$		
CC-5	MI-2	2.00	CL	0.00	27.3		

(1) Este depósito se encuentra ubicado aguas abajo del depósito de relave Yauliyacu Nuevo.

(*) Las unidades de c y ϕ son kg/cm² y (°) respectivamente.

a) Depósito de Relave Antuquito

El perfil estratigráfico de este depósito, presenta superficialmente una cobertura de relave oxidado de un espesor promedio de 3 m, el color de esta cobertura es amarillento y se encuentra en estado compacto. En la parte superficial de este depósito, se presenta superficialmente una capa de arena limosa (SM), de color gris, húmeda, no plástica y en estado semi compacto (N_{spt} 12 golpes/30 cm). El espesor de esta capa llega hasta los 3 metros; subyace a esta capa el mismo material en un espesor promedio de 3 metros, con una compacidad suelta (N_{spt} varía de 1 a 7 golpes/30 cm).

Por debajo de esta profundidad la conformación del estrato no es uniforme, ya que en el sondaje SC-2 se encuentran arenas limosas (SM) no plásticas en estado de compacidad media (N_{spt} varía de 10 a 22 golpes/30 cm) hasta los 13.5 metros; mientras que en sondaje SC-1, a partir de los 6 metros y hasta los 12 metros se encuentra una capa potente de arcillas limosas (CL) de baja plasticidad y consistencia muy blanda a media (N_{spt} varía 1 a 10 golpes/30 cm), llegando hasta el material cuaternario.

Por otro lado, en el sondaje SC-2, por debajo del relave grueso se presenta una arcilla limosa (CL) de consistencia muy blanda a media (N_{spt} varía de 0 a 5 golpes/30 cm) y se presenta hasta llegar al material de desmonte o cuaternario (17.5 metros). Esta forma no homogénea de la estratificación del relave es debido al método de deposición utilizado, que como se ha mencionado anteriormente corresponde al método "Aguas Arriba".

b) Depósito de Relave Bellavista

El perfil estratigráfico de este depósito es uniforme. Presenta superficialmente una cobertura de relave oxidado de un espesor promedio de 3 m en su parte baja y central, decreciendo conforme llega a la cresta del talud. El color de esta cobertura es amarillento y se encuentra en estado compacto. Subyaciendo a la capa superficial se presentan relaves formados por arenas limosas (SM) de color gris, húmedas, no plásticas y estado semi compacto. (N_{spt} varía de 19 a 23 golpe/30 cm).

Por debajo de este estrato y hasta la profundidad a la cual se encuentra el relave se encuentra una secuencia de arena limosa (SM) de compacidad media a compacta, limos arenosos (ML) de color gris, húmedos y no plásticos y hacia el fondo arcillas limosas (CL) de consistencia media a muy firme.

El depósito de relave tiene un espesor variable que en el pie, alrededor del sondaje SC-3, llega hasta los 24.3 metros, en la parte central de talud llega hasta los 41.6 metros y en la parte superior de la cresta llega hasta los 48.15 metros. Subyace al material de relave el material cuaternario compuesto por gravas limosas (GM) en estado compacto.

c) Depósito de Relave Yauliyacu Nuevo

El perfil estratigráfico del depósito de relave de Yauliyacu Nuevo presenta superficialmente una capa de aproximadamente 3 metros de espesor compuesta por una arena limosa (SM) de color gris, húmeda y no plástica. Este estrato se encuentra en estado suelto. Subyaciendo a este estrato y en un espesor promedio de 21 metros se presentan arenas limosas (SM) en estado semi compacto.

Por debajo de este relave conformado por arenas finas limosas, se presenta el mismo material pero en estado compacto (N_{spt} 30 a 43 golpes/30 cm). Subyace a este relave

material cuaternario conformado por gravas limosas (GM) en estado compacto; subyaciendo al relave se presenta el material rocoso fracturado.

3.5.5 Evaluación de Canteras

La evaluación de canteras en áreas próximas a los depósitos de relave en abandono ha tenido por finalidad encontrar materiales apropiados para ser empleados eventualmente como agregados para concreto y como material de cobertura de los depósitos de relave en abandono. En el Plano P-1 se ubican las canteras a explotar. En la Tabla 3.13 se presenta las características generales de las canteras evaluadas.

Tabla 3.13
Características Geotecnicas de las Canteras Evaluadas para la
Cobertura de los Depósitos de Relave

Cantera	Ubicación(*)	SUCS
Tablachaca	Km. 112	GC
Rosaura	Km. 110	CP-GC
Bellavista N° 1 (tren)	Km. 111	GW-GC
Bellavista N° 2 Adyacente Dep. Relave	Km. 111	GM

* Progresiva de la Carretera Central.

3.6 GEOQUIMICA

3.6.1 Objetivo

- Establecer la concentración de especies solubles presentes en diferentes zonas del depósito mediante el repulpado y filtrado del relave sin alterar el pH original.

3.6.2 Exploración de campo

La exploración de campo ha consistido en la exploración directa a través de las muestras colectadas durante las perforaciones geotécnicas realizadas por el CISMID-UNI. Estas muestras cubren por lo general los estratos más profundos y la zona del dique de cada depósito. Adicionalmente se realizó un extenso programa de perforaciones manuales de poca profundidad tanto en la zona del estanque como en el dique de cada depósito; estas fueron realizadas con equipo posteador del CISMID.

Las profundidades consideradas fueron en general de 0.05, 0.15, 0.30, 0.50, 1.00, 5.00 y 10.00 m. Las muestras de poca profundidad se consideran importantes para establecer la naturaleza de efluentes generados con precipitaciones normales, y para establecer la severidad de los estratos que eventualmente deben albergar especies vegetales.

3.6.3 Ensayos de Laboratorio

Con las muestras extraídas de las perforaciones geotécnicas en estratos profundos y de las perforaciones manuales de poca profundidad, se realizaron ensayos para determinar la humedad, pH de pasta y conductividad.

Las muestras extraídas fueron seleccionadas y repulpadas con una relación de dilución (líquido/sólido) de 2.0, añadiendo ácido nítrico (pH alrededor de 1.5) para la preservación, luego se envían al laboratorio químico para determinar el contenido de Cu, Pb, Zn, Fe, Cd y As.

En el Tabla 3.14 se presenta la relación de pruebas químicas realizadas a los relaves en cada depósito y los materiales de las canteras.

Tabla 3.14
Relación de Pruebas Químicas Realizadas

Ubicación	Análisis Químicos	Potencial Neutralizante	Potencial ácido		Pruebas de Neutralización
			Total	Sulfuros	
Antuquito	116	28	28	28	8
Bellavista	119	23	23	23	6
Yauliyacu Nuevo	86	19	19	19	-
Canteras	-	6	6	6	-

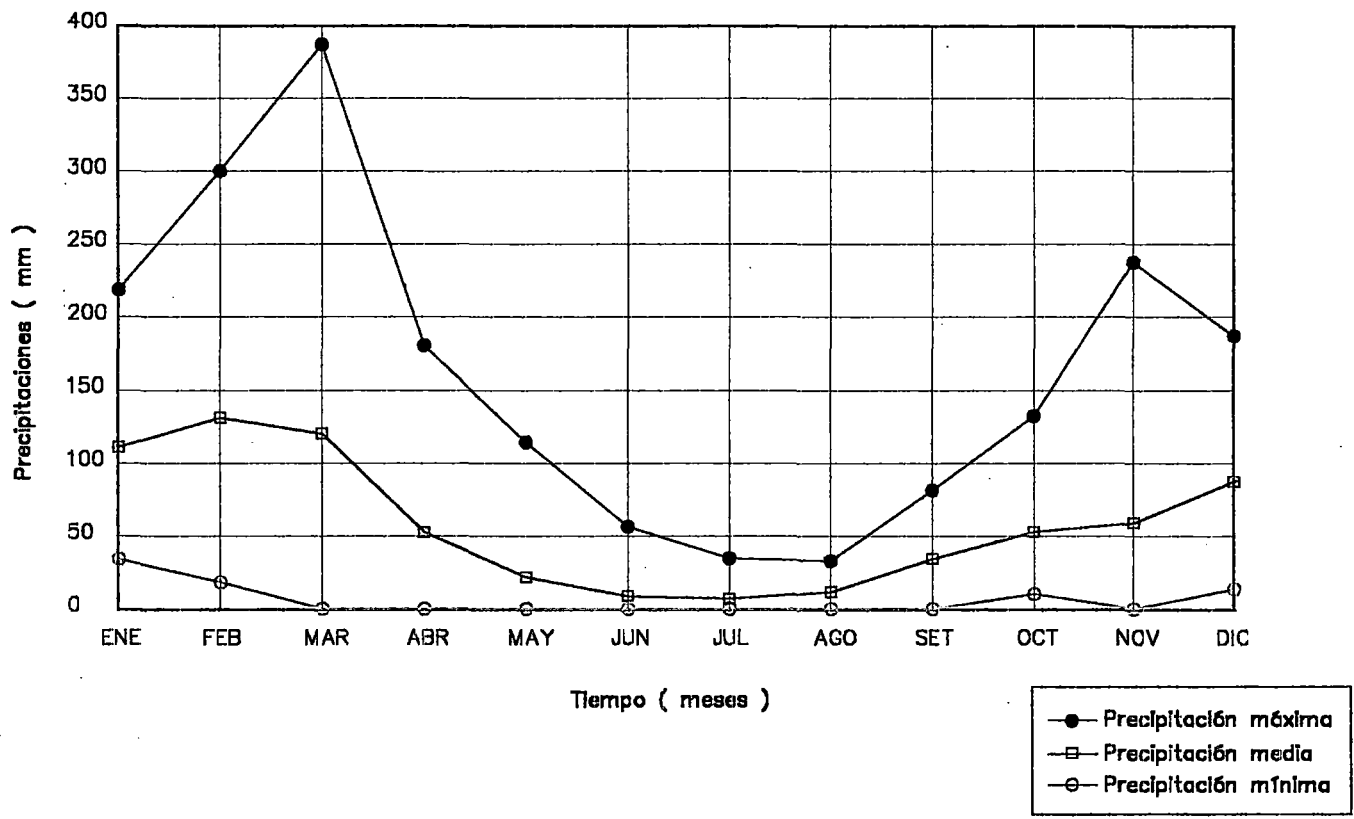


Figura 3.1: Régimen de precipitaciones medias mensuales – Estación Casapalca

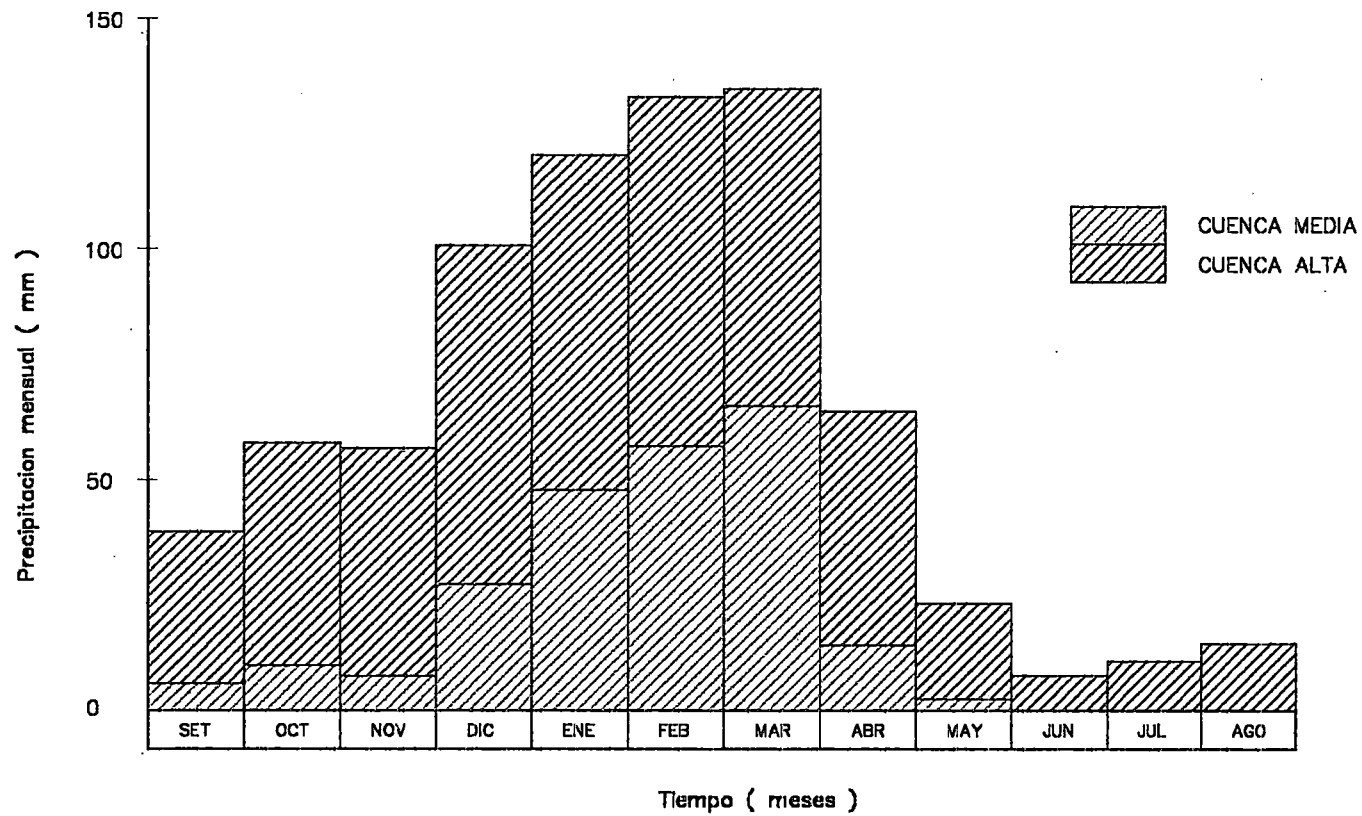


Figura 3.2: Precipitación mensual en la cuenca media y alta del río Rímac – Periodo 1947–1980

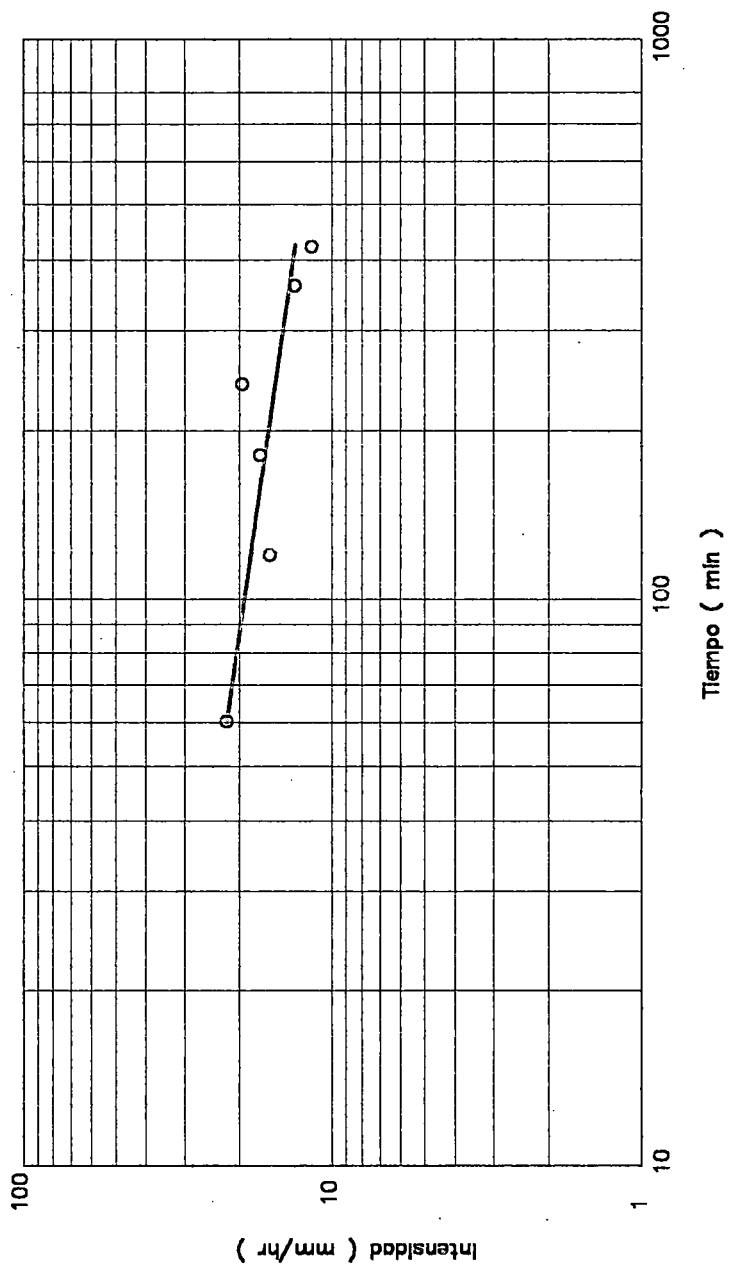


Figura 3.3: Curva de intensidades – Estación Casapalca ($Tr=500$ años)

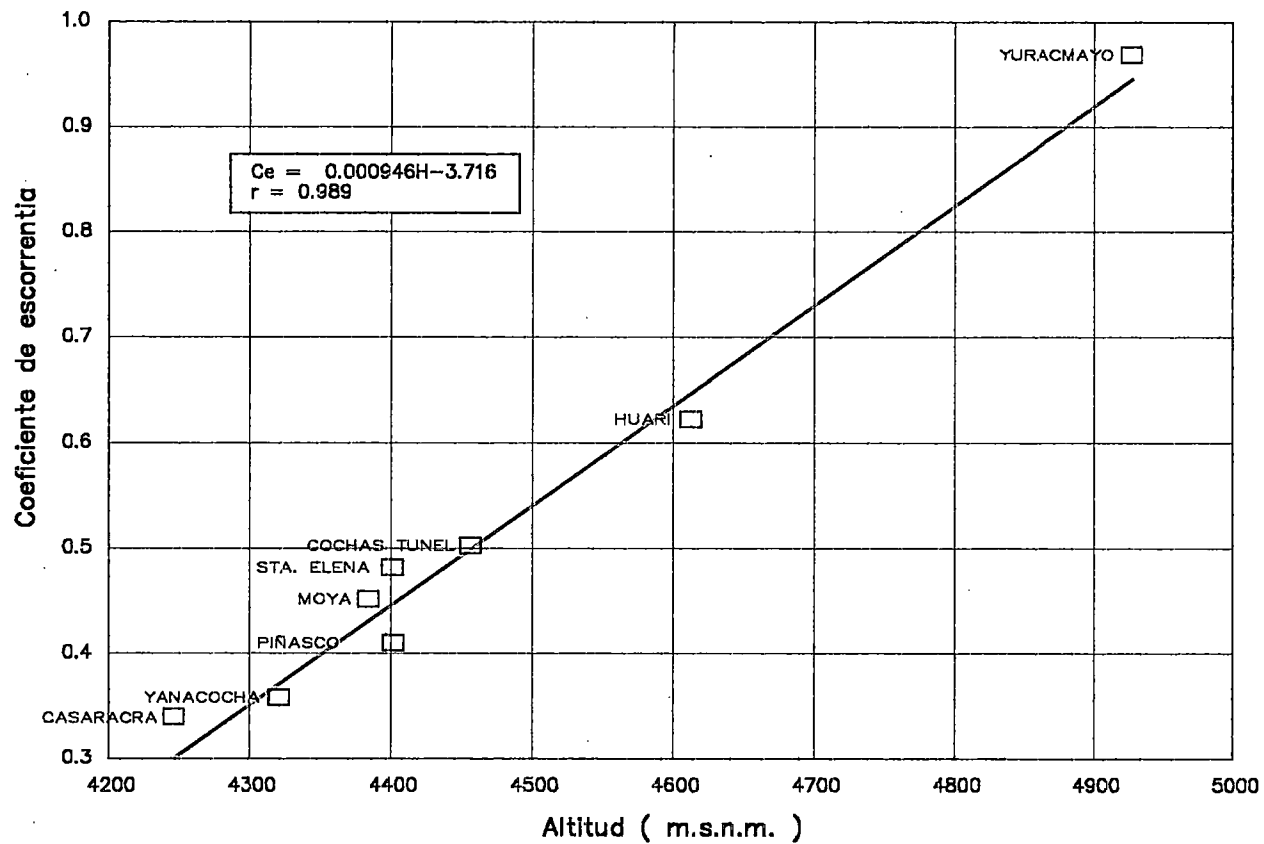


Figura 3.4: Relación Regional : Coeficiente de escorrentía – Altitud

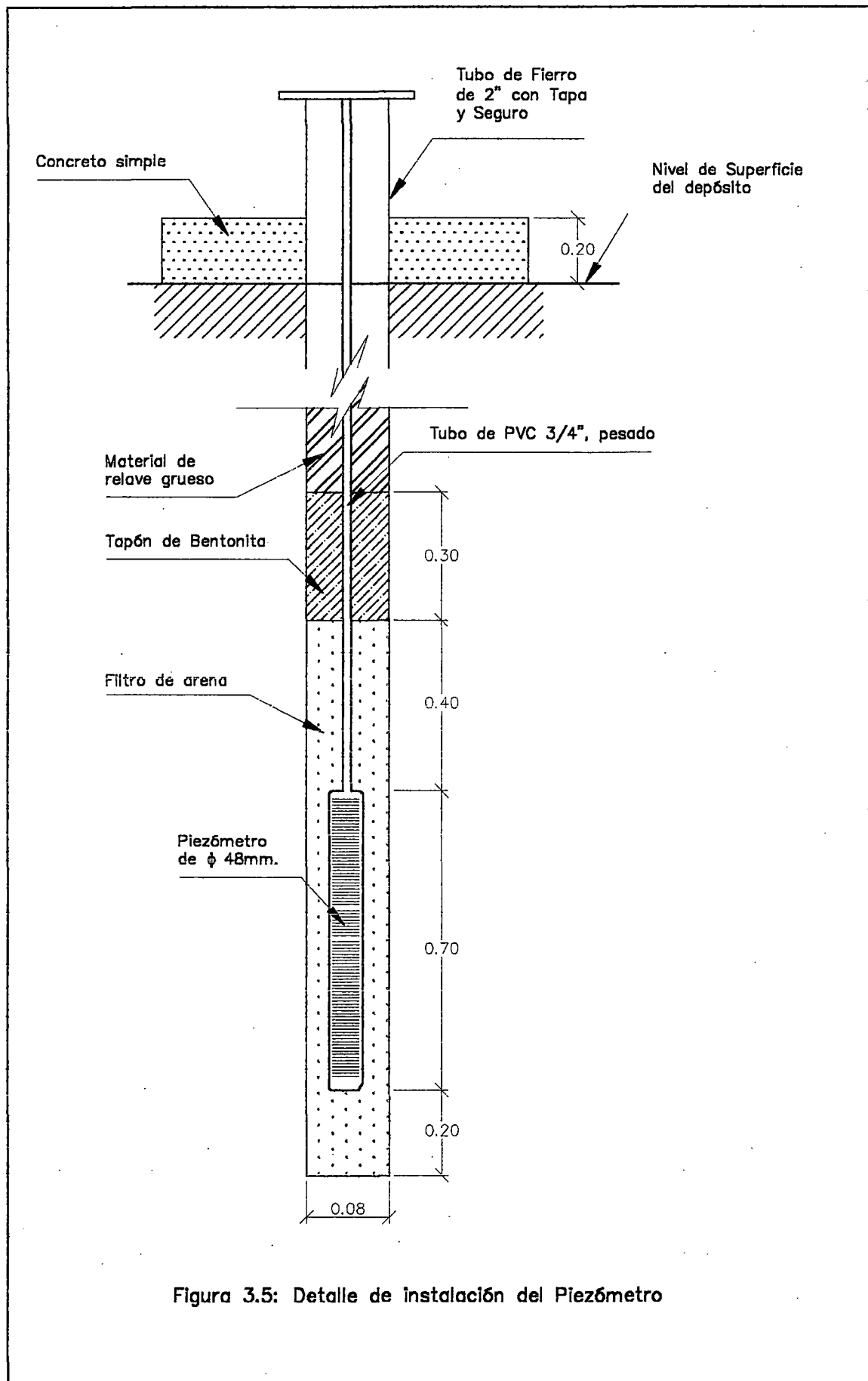


Figura 3.5: Detalle de instalación del Piezómetro

CAPÍTULO 4

ESTABILIDAD GEOTÉCNICA

4.1 GENERALIDADES

La estabilidad estática y dinámica de los depósitos de relave en la etapa de abandono va a depender de la forma de su deposición, de las propiedades de los relaves descargados, de la morfología de la ubicación del depósito, de las características de la cimentación y de la sismicidad de la zona. Considerando la ubicación del depósito de relave y las características de los materiales que lo conforman, se puede evaluar la estabilidad física, teniendo en cuenta factores como erosión, inundación y deslizamiento.

Por otro lado, el Perú se encuentra en una zona de alta sismicidad, de tal manera que en todos los casos, el riesgo sísmico tiene que ser necesariamente parte de la evaluación. Dicho análisis es un tópico muy complejo, habiéndose logrado importantes avances en los últimos años cuya tecnología esta emergiendo (Finn et al.- 1990, Lo y Klohn-1990, Edwards-1990 y Vick et al.-1993). Sin embargo, su aplicación debe ser considerada cuidadosamente, tanto en los niveles de sismicidad, como en las incertidumbres asociadas con su predicción.

Es importante señalar, que los depósitos de relave tipo “Aguas Arriba” no son definitivamente apropiados para las condiciones sísmicas del Perú, excepto en condiciones excepcionales, donde cualquier falla puede ser confinada por una barrera artificial o natural, tal como una depresión topográficamente cerrada. Sin embargo, esta metodología de deposición aún se sigue utilizando.

Se presenta en el desarrollo de este capítulo, el análisis de la estabilidad de los depósitos de relave en abandono en la zona de Casapalca en condiciones estáticas, pseudo-estáticas y dinámicas para los taludes iniciales y estabilizados, considerando los períodos de retorno de los sismos de diseño recomendados en las normas de medio ambiente.

Es importante señalar que en las perforaciones efectuadas y en los piezómetros instalados durante la explotación geotécnica se ha verificado la escasa presencia de agua, en consecuencia, el análisis post-sismo, que involucra el comportamiento de los relaves después de ocurrido el fenómeno de licuación ante la acción de un terremoto severo, no ha sido considerado para ninguno de los casos analizados, debido a que los materiales no se encuentran saturados y por lo tanto, no será posible el desarrollo de licuación del relave.

4.2 DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS DE RESISTENCIA

De acuerdo a los resultados obtenidos del estudio geotécnico se han encontrado materiales clasificados según SUCS como arenas limosas no plásticas (relave grueso), y arcillas limosas de baja plasticidad. (relave fino). A continuación se presentan los parámetros de resistencia para estos materiales.

4.2.1 Ángulo de Fricción Interna

Para la obtención del ángulo de fricción interna de los materiales encontrados se han tenido en cuenta las correlaciones empíricas existentes para suelos arenosos, debido a las características de plasticidad nula de la mayoría de las arenas limosas, correspondientes a los relaves gruesos. De esta forma, se puede concluir, que la correlación presentada a continuación puede servir de referencia para estimar el ángulo de fricción en este tipo de materiales. Estas correlaciones están basadas en los valores de "N" de resistencia a la penetración del ensayo de penetración estándar (SPT) y son presentadas en la Figura 4.1.

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

$$\bar{\phi} = \sqrt{20 N_1} + 15$$

donde:

$\bar{\phi}$: ángulo de fricción interna del suelo.

N : número de golpes por cada 30 cm de penetración del ensayo SPT.

N_1 : número de golpes corregido.

Los valores de N han sido corregidos por efecto de sobrecarga utilizando la siguiente expresión propuesta por Seed et al. (1984):

$$N_1 = N \cdot C_N$$

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/cm^2 .

Por otro lado, Liao y Whitman (1985) proponen la siguiente expresión para este factor de corrección.

$$C_N = \sqrt{1/\bar{\sigma}_o}$$

donde :

$\bar{\sigma}_o$: esfuerzo efectivo vertical inicial en Kg./cm^2 y $C_N < 2.0$

Por otro lado, se realizaron además ensayos de resistencia cortante en muestras tomadas de las perforaciones (remoldeadas al 50 y 60% de la densidad relativa) y de las calicatas excavadas. Las Tablas 3.10 y 3.11 del Capítulo 3 presentan un resumen de los resultados de los ensayos de resistencia cortante ejecutados y en ellas se muestran los parámetros para la resistencia máxima y la resistencia residual para especímenes de relaves en condiciones de humedad natural y parcialmente saturados.

Se presenta en la Tabla 4.1, el rango de valores del ángulo de fricción para los relaves gruesos de cada uno de los depósitos, estos valores tienen coincidencias con los resultados de laboratorio mencionados anteriormente.

Tabla 4.1
Ángulo de Fricción Interna - Correlación Empírica de Ohsaki

Depósito	Material	Clasificación SUCS	$\bar{\phi}$ (°)
Antuquito	Relave grueso	SM	28-34
Bellavista	Relave grueso	SM	29-34
Yauliyacu Nuevo	Relave grueso	SM	28-34

En lo que respecta a los relaves finos, el ángulo de fricción asumido corresponde de acuerdo a los valores calculados en los ensayos de laboratorio, este valor se estima en 25° para los relaves finos de todos los depósitos estudiados.

4.2.2 Densidad Relativa del Relave Grueso

El comportamiento sísmico del relave depende del grado de compactación y del porcentaje de finos, variables que pueden ser controladas durante la construcción, y del esfuerzo de confinamiento, que su vez es función de la profundidad y de la localización del depósito.

En tal sentido, es necesario normalizar la información de las propiedades considerando el efecto de las diferentes presiones de sobrecarga, de esta forma, la densidad relativa ha sido usada como un parámetro conveniente. Sin embargo, el concepto de densidad relativa tiene algunas limitaciones cuando se aplican a arenas limosas y aun así pueden ser usadas para analizar los cambios en la densidad, como una base de propósitos de comparación. La siguiente ecuación propuesta por J. Troncoso (1986) fue usada para calcular la densidad relativa.

$$Dr = \left[\frac{N}{53.31(\bar{\sigma}_v)^{0.49}} \right]^{1/2.06}$$

Donde :

N : número de golpes por cada 30 cm de penetración del ensayo SPT.

$\bar{\sigma}_v$: presión efectiva de sobrecarga expresada en Kg/cm^2 .

En la Tabla 4.2, se presenta el rango de valores de la densidad relativa para los materiales encontrados en cada uno de los depósitos.

Tabla 4.2
Densidad Relativa en relaves gruesos

Depósito	Material	Clasificación SUCS	Dr (%)
Antuquito	Relave grueso	SM	46-60
Bellavista	Relave grueso	SM	42-59
Yauliyacu Nuevo	Relave grueso	SM	41-60

4.3 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

Teniendo en cuenta el método de deposición del relave para cada depósito, y en concordancia con los estudios geotécnicos realizados, a través de las investigaciones directas e indirectas, y de la interpretación de los resultados de los ensayos de laboratorio realizados, se procede a la caracterización geotécnica de cada depósito a través de secciones transversales, las que serán utilizadas posteriormente en los análisis de estabilidad.

4.3.1 Depósito de Relave Antuquito

De acuerdo a la caracterización geotécnica se determinó una sección transversal típica, denominada A-A, la cual se ilustra en la Figura 4.2. A continuación se detallan las características de los materiales encontrados.

a) Relave Oxidado (Costra)

Este material se encuentra formando parte del relave grueso y se presenta a todo lo largo del talud en un espesor de aproximadamente 3 metros. Según la clasificación SUCS corresponde a arenas limosas de grano fino en estado compacto (SM), posee un color amarillento debido a la oxidación.

b) Relave Grueso

El relave grueso se encuentra en la parte frontal del talud. La clasificación SUCS de este material indica que se trata de arenas limosas de grano fino (SM).

c) Relave Fino

El relave fino según la exploración realizada corresponde a las arcillas limosas con arena clasificadas según el SUCS como un CL; estos materiales fueron detectados durante la exploración geotécnica presentándose debajo de los relaves gruesos y en la parte posterior de éstos. Asimismo, debido a la forma en que estos materiales han sido depositados, se estima que los mismos se prolongan hacia el interior del depósito de relaves.

d) Material Cuaternario

Está compuesto por el material de desmonte de mina y el material coluvial, se presenta por debajo del material de relave grueso y fino. Se clasifican según SUCS como gravas arcillosas (GC) y gravas limosas (GM). Las partículas son subangulares y se encuentran en estado semi-compacto.

e) Roca Alterada

Subyaciendo al material cuaternario según la interpretación realizada mediante el ensayo de refracción sísmica, se presenta la roca alterada o aluvión muy compacto.

4.3.2 Depósito de Relave Bellavista

De acuerdo a la caracterización geotécnica se determinó una sección transversal típica, denominada A-A, la cual se ilustra en la Figura 4.3. A continuación se detallan las características de los materiales encontrados.

a) Relave Oxidado (Costra)

Este material se encuentra formando parte del relave grueso y se presenta a todo lo largo del talud en un espesor que varía de 3 metros en la zona central del talud y va disminuyendo hacia la cresta del depósito. Según la clasificación SUCS corresponden a arenas limosas de grano fino en estado compacto (SM), posee un color amarillento debido a la oxidación.

b) Relave Grueso

El relave grueso se encuentra en la parte frontal del talud. La clasificación SUCS de este material indica que se trata de arenas limosas de grano fino (SM).

c) Relave Fino

El relave fino según la exploración realizada corresponde a las arcillas limosas con arena clasificadas según SUCS como CL; estos materiales fueron detectados durante la exploración geotécnica presentándose debajo de los relaves gruesos y en la parte posterior de éstos. Asimismo, debido a la forma en que estos materiales han sido depositados, se estima que los mismos se prolongan hacia el interior del depósito.

d) Material Cuaternario

El material cuaternario se presenta por debajo del material de relave grueso y fino. Está compuesto por gravas limosas (GM). Las partículas son subangulares y se encuentran en estado compacto.

e) Roca alterada

Subyaciendo al material cuaternario según la interpretación realizada mediante el ensayo de refracción sísmica, se presenta la roca alterada o aluvión muy compacto.

4.3.3 Depósito de Relave Yauliyacu Nuevo

De acuerdo a la caracterización geotécnica se determinó una sección transversal típica, denominada A-A, la cual se ilustra en la Figura 4.4. A continuación se detallan las características de los materiales encontrados.

a) Relave Grueso

El relave grueso se encuentra en la parte frontal del talud y es el que prácticamente proporciona la estabilidad al depósito. La clasificación SUCS de este material indica que se trata de arenas limosas de grano fino (SM).

b) Relave Fino

El relave fino según la exploración realizada corresponde a arcillas limosas con arena clasificadas según SUCS como CL; estos materiales fueron detectados durante la exploración geotécnica presentándose en la parte posterior del depósito. Asimismo, debido a la forma en que estos materiales han sido depositados, se estima que los mismos se prolongan hacia el interior del depósito de relaves.

c) Dique

El dique se presenta por debajo del material de relave grueso. Está compuesto por gravas pobremente graduadas con limos (GP-GM) y gravas limosas (GM). Las partículas son subangulares y se encuentran en estado semi compacto a compacto.

d) Material Cuaternario

El material cuaternario, se presenta por debajo del material de relave grueso. Está compuesto por gravas pobremente graduadas con limos (GP-GM) y gravas limosas (GM). Las partículas son subangulares y se encuentran en estado semi-compacto a compacto.

e) Roca Alterada

Subyaciendo al material cuaternario, según la interpretación realizada mediante el ensayo de refracción sísmica, se presenta la roca alterada o aluvión muy compacto.

En la Tabla 4.3 se muestra el resumen de las propiedades de los materiales de cada depósito en estudio, las que han sido estimadas de acuerdo a los resultados obtenidos.

Tabla 4.3
Propiedades del Material de los Depósitos

Depósito	Material	$\bar{\phi}$ (°)	\bar{c} (Kg/cm ²)	γ (Tn/m ³)
Antuquito	Relave Oxidado	35	0.20	1.80
	Relave Grueso	33	0	1.60
	Relave Fino	25	0	1.50
	Cuaternario	36	0	1.90
	Roca Alterada	40	150	2.40
Bellavista	Relave Oxidado	35	0.20	1.80
	Relave Grueso	33	0	1.60
	Relave Fino	25	0	1.50
	Cuaternario	36	0	1.90
	Roca Alterada	40	150	2.40
Yauliyacu Nuevo	Relave Grueso	33	0	1.60
	Relave Fino	25	0	1.50
	Dique	34	0	2.20
	Cuaternario	36	0	1.90
	Roca Alterada	40	150	2.40

4.4 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD ESTÁTICO Y SEUDO-ESTÁTICO

Comúnmente se define la estabilidad de un talud en términos de un factor de seguridad (FS) obtenido de un análisis matemático. De esta manera, el modelo a utilizar debe tener en cuenta la mayoría de los factores que afectan la estabilidad (geometría del talud, parámetros geológicos, grietas de tensión, cargas dinámicas por acción de los sismos, flujo de agua, propiedades del suelo, etc.). Sin embargo, no todos estos factores se pueden cuantificar en un modelo matemático. A pesar de estas limitaciones, determinar el factor de seguridad, asumiendo superficies probables de falla, permite tener en cuenta una herramienta muy útil para la toma de decisiones.

La práctica usual en el análisis de estabilidad se realiza utilizando los métodos de equilibrio límite, como los que proponen Bishop, Janbu y otros, con parámetros determinados de resistencia cortante estática, generalmente en base a los ensayos triaxiales

no drenados de las muestras de las arenas de relave preparadas a densidades similares a las que se encuentran en el depósito.

4.4.1 Equilibrio Límite y Factor de Seguridad

El método de análisis de equilibrio límite supone que en el caso de una falla, las fuerzas actuantes y resistentes son iguales a lo largo de la superficie de fallas equivalentes a un factor de seguridad igual a uno. Este tipo de análisis requiere información sobre la resistencia del suelo, pero no sobre la relación "esfuerzo-deformación".

El factor de seguridad es empleado para tener en cuenta la amenaza de que el talud falle en condiciones críticas de comportamiento para el cual se diseña, pero, no proporciona información acerca de la deformación del talud que precede al deslizamiento final.

4.4.2 Comparación de los Diversos Métodos

La cantidad de métodos que se utilizan dan resultados diferentes y en ocasiones contradictorias, siendo ésto una muestra de la incertidumbre que caracteriza a los análisis de estabilidad.

Los métodos más usados son los métodos simplificados de Bishop y de Janbu, los cuales en su concepción teórica no satisfacen todas las condiciones de equilibrio. Los valores de factores de seguridad que se obtienen por estos dos métodos generalmente, difieren en forma importante de resultados utilizando procedimientos que satisfacen el equilibrio, como son los métodos de Spencer y de Morgenstern-Price.

Aunque una comparación directa entre los diversos métodos no es siempre posible, los factores de seguridad determinados con el método de Bishop difieren en aproximadamente 5% con respecto a soluciones más precisas, mientras el método simplificado de Janbu generalmente, subestima el factor de seguridad hasta valores del orden de 30%, aunque en algunos casos llega hasta 5%. Esta aseveración fue documentada por Fredlund y Krahn (1977). Por las razones anteriormente mencionadas se prefieren métodos más sencillos y más fáciles de manejar, como son los métodos simplificados de Bishop y Janbu. En esta tesis se ha utilizado el método de Bishop Modificado.

4.4.3 Método de Bishop

El método de Bishop Modificado es muy utilizado en la práctica porque proporciona valores del factor de seguridad muy próximos de aquellos obtenidos utilizando métodos rigurosos. Este método considera un problema de deformación plana, en el cual la superficie de falla es circular y dividida en una cantidad limitada de dovelas verticales en las que los valores de cohesión, fricción y presión de poros permanecen constantes. El factor de seguridad al deslizamiento está definido como:

$$F.S. = \frac{\sum [\bar{c}b + (W_i - u_i b) \operatorname{tg} \bar{\phi}]}{\sum W_i \operatorname{Sen} \alpha} \times \frac{1}{m_\alpha}$$

$$m_\alpha = \cos \alpha_i [1 + (\operatorname{tg} \alpha_i \operatorname{tg} \bar{\phi} / FS)]$$

donde:

FS : factor de seguridad.

\bar{c} : cohesión del suelo.

$\bar{\phi}$: ángulo de fricción interna.

b : ancho de la dovela.

W_i : peso total de la dovela.

u_i : presión de poros.

α_i : ángulo de la base de la dovela con la horizontal.

Esta ecuación no lineal se resuelve por iteraciones hasta alcanzar la convergencia en el cálculo del factor de seguridad.

Por otro lado, para tomar en cuenta el efecto sísmico en un análisis de estabilidad, se considera que la fuerza de inercia y la presión de poros inducidas por el movimiento sísmico es reemplazada por una fuerza estática horizontal F_i que es proporcional al peso de cada dovela. Este procedimiento es conocido como el método de análisis de estabilidad seudo-estático. La fuerza estática horizontal esta dada de la siguiente manera:

$$F_i = K W_i$$

donde:

K : coeficiente sísmico.

W_i : peso de cada dovela.

Finalmente, es necesario indicar que el comportamiento de los relaves ante la ocurrencia de un evento sísmico donde podría ocurrir licuación de los materiales que pueden encontrarse saturados por debajo del nivel piezométrico, no puede ser tomado en cuenta por el método simplificado de análisis de estabilidad pseudo-estático. Es necesario en este caso llevar a cabo un detallado análisis para evaluar el comportamiento y estabilidad del depósito después de la ocurrencia de un evento sísmico. Este análisis, llamado post-sismo, no ha sido considerado en la presente evaluación, debido a que los depósitos investigados presentan niveles muy profundos de agua, hecho que ha sido verificado tanto en las perforaciones ejecutadas, como en los piezómetros instalados.

4.4.4 Coeficiente Sísmico

El valor del coeficiente sísmico depende, entre otros factores, de la sismicidad de la zona, condiciones de cimentación, período fundamental del depósito e importancia de la obra. En la Figura 4.5 se presenta la zonificación del Coeficiente Sísmico para Presas de Tierra y Enrocado en el Perú (Ruesta et al., 1988). Se puede observar que para la zona en estudio y considerando el depósito de relaves como una presa de tierra, el coeficiente sísmico utilizado en el análisis de estabilidad pseudo-estático varía entre 0.10 y 0.20.

Cabe señalar, el valor del coeficiente sísmico se toma como un porcentaje de la máxima aceleración sísmica, aproximadamente entre $1/3$ y $1/2$ de la aceleración máxima de la zona determinada de un estudio de peligro sísmico. Esta aceleración máxima ha sido tomada del Mapa de Estudio de Peligro Sísmico en el Perú elaborado por Castillo y Alva (1991) y de estudios de sismicidad realizados anteriormente en la zona de Casapalca. A partir de lo anterior, se propone un coeficiente sísmico igual a 0.15 para ser utilizado en el análisis de estabilidad pseudo-estático de los depósitos de relave en abandono, este valor es consistente con un período de retorno de 500 años de acuerdo a la normatividad ambiental.

4.4.5 Factores de Seguridad Mínimos Recomendados

Para el caso de presas de tierra el U.S. Corps of Engineers propone factores de seguridad mínimos requeridos para considerar un talud estable, estos se muestran en la Tabla 4.4.

Tabla 4.4
Factores de Seguridad Mínimos para Análisis de
Estabilidad en Presas de Tierra

Condición	Talud Aguas	Talud Aguas
	Arriba	Abajo
I) Al final de la construcción Para presas de más de 15 m.	1.3	1.3
	1.4	1.4
II) Estado de infiltración constante	--	1.5
III) Desembalse rápido	1.5	--
IV) Sismo Solo condiciones I y II	1.0	1.0

Si se considera que un depósito de relave es una estructura cuyo comportamiento es bastante similar al de una presa de tierra para almacenamiento de agua, se puede concluir que los factores de seguridad arriba indicados pueden servir como parámetros referenciales para la evaluación del comportamiento estático y pseudo-estático de los taludes del depósito de relave.

4.4.6 Análisis Realizados

Para los análisis de estabilidad de los depósitos se ha utilizado el programa de cómputo **PCSTABL6**, que incorpora el método de Bishop Modificado dentro de sus opciones. Se presentan a continuación los análisis de los taludes en condiciones iniciales y después de planteadas las medidas de estabilización.

4.4.6.1 Condición Inicial

En el Anexo 2 se muestran las diferentes superficies de falla, tanto para el análisis estático y pseudo-estático, mostrando las superficies de falla críticas para los taludes de los depósitos de relaves investigados en condiciones iniciales. Para la condición pseudo-estática se ha analizado la estabilidad utilizando un coeficiente lateral sísmico de 0.15.

Los factores de seguridad calculados para los casos estático y pseudo-estático, son presentados en la Tabla 4.5.

Tabla 4.5
Factores de Seguridad Calculados en el Análisis de Estabilidad
Condición Inicial

Depósito	Talud	Factores de Seguridad	
		Estático	Seudo-estático
Antuquito	Inicial	1.11	0.85
Bellavista	Inicial	1.16	0.86
Yauliyacu Nuevo	Inicial	1.56	1.08

Los resultados mostrados en la Tabla 4.5 indican que los factores de seguridad calculados para los depósitos Antuquito y Bellavista con el talud inicial en condiciones estáticas y seudo-estáticas son menores que los mínimos recomendados, de acuerdo a la Tabla 4.4, indicando la condición de inestabilidad para estos dos depósitos, siendo necesario establecer medidas de estabilización. Sin embargo, para el depósito Yauliyacu Nuevo, los valores de los factores de seguridad se encuentran por encima de los mínimos recomendados.

4.4.6.2 Condición Estabilizada

Como se demostró anteriormente, de acuerdo a los resultados existe la necesidad de establecer medidas de estabilización geotécnicas para estabilizar los taludes de los depósitos en estudio y garantizar el comportamiento estable de los mismos. Por tal motivo, se ha visto por conveniente el disminuir la inclinación del talud de los depósitos de relave en 3H:1V y 2.5H:1V para los depósitos Antuquito y Bellavista respectivamente. Además, se ha previsto colocar en la superficie del depósito Bellavista un terraplén conformado por relave extraído del corte producto del tendido del talud, este relave deberá ser compactado. Por otro lado, para el depósito Yauliyacu Nuevo solo se plantea la ejecución de banquetas para la construcción de cunetas de recolección. En la Tabla 4.6 se presenta las propiedades estimadas para el relave compactado.

Tabla 4.6
Propiedades del Relave Compactado

Depósito	Material	$\bar{\phi}$ (°)	\bar{c} (Kg/cm ²)	γ (Tn/m ³)
Bellavista	Relave Compactado	35	0.20	1.80

En el Anexo 3 se muestran las diferentes superficies de falla, tanto para el análisis estático y pseudo-estático, mostrando las superficies de falla críticas para los taludes de los depósitos de relaves investigados en condiciones finales. Los resultados de estos análisis se presentan en la Tabla 4.7, indicando que los factores de seguridad calculados para los depósitos Antuquito y Bellavista con el talud estabilizado en condiciones estáticas y pseudo-estáticas son aceptables ya que resultan ser mayores que los mínimos recomendados, esto muestra el comportamiento satisfactorio de las medidas de estabilización planteadas. En el acápite 4.8 se explica las medidas de estabilización con más detalle para cada uno de los depósitos evaluados.

Tabla 4.7
Factores de Seguridad Calculados en el Análisis de Estabilidad
Condición Estabilizado

Depósito	Talud H:V	Factores de Seguridad	
		Estático	Seudo-estático
Antuquito	3:1	1.85	1.33
Bellavista	2.5:1	1.43	1.01
Yauliyacu Nuevo	Inicial (*)	1.56	1:08

(*) No se proyectó disminuir la inclinación del talud original.

4.5 ANÁLISIS ESFUERZO-DEFORMACIÓN EN CONDICIÓN ESTÁTICA

Los esfuerzos y deformaciones estáticas inducidas 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 puede ser modelada a través de un análisis incremental de construcción por etapas. Estos métodos de análisis han sido implementados en programas de cómputo de análisis bidimensional como: **FEADAM84** (Duncan et al., 1984), **GEOSOFT** (Parra y Carrión, 1999) y otros.

Para la determinación de los esfuerzos cortantes y deformaciones estáticas inducidas durante el proceso de deposición de los relaves se ha utilizado el programa **GEOSOFT**, basado en la técnica numérica de elementos finitos. En este programa el comportamiento esfuerzo-deformación no lineal es reproducido utilizando el modelo hiperbólico (Duncan y Chang, 1970) y la secuencia de deposición del relave es modelada a través de un análisis incremental de construcción por etapas.

4.5.1 Modelo Hiperbólico

Este modelo asume que la curva esfuerzo-deformación para suelos bajo un determinado esfuerzo de confinamiento σ_3 , puede ser representado por una hipérbola, tal como se muestra en la Figura 4.6(a). Además el comportamiento elástico lineal en descarga es representado por el modulo de descarga-recarga, como se observa en la Figura 4.6(b). Esta hipérbola puede ser representada por la siguiente ecuación:

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\varepsilon}{\frac{1}{E_i} + \frac{\varepsilon}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}}$$

donde:

E_i : modulo tangencial inicial

$(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$: valor asintótico del esfuerzo desviador

4.5.2 Parámetros Hiperbólicos

Se emplean nueve parámetros en las relaciones hiperbólicas, descritos a continuación:

El coeficiente de ruptura R_f esta definido en la siguiente ecuación:

$$R_f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}$$

donde:

$(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$: valor asintótico del esfuerzo desviador

La variación de ϕ como función de σ_3 se describe a través de la siguiente ecuación:

$$\phi = \phi_o - \Delta\phi \log_{10} \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)$$

donde:

ϕ_o : ángulo de fricción del suelo para un esfuerzo de confinamiento de 1 Pa.

El modulo de deformación volumétrica B es calculado de la siguiente ecuación:

$$B = K_b P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^m$$

donde:

K_b y m son parámetros del modelo.

El comportamiento elástico lineal de descarga puede ser expresado por el módulo de carga y recarga E_{ur} , definido por la siguiente ecuación:

$$E_{ur} = K_{ur} Pa \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n$$

donde:

K_{ur} y n son parámetros del modelo.

La estimación de los parámetros hiperbólicos, utilizados en el modelo constitutivo empleado (modelo hiperbólico), se ha realizado a partir de ensayos triaxiales consolidados-drenados y consolidados-no-drenados mostrados en el Anexo 4, llevados a cabo en muestras de relave procedentes de los depósitos de relave evaluados y a partir de la información de estudios de estabilidad en otros depósitos y de los existentes en la literatura para materiales similares a los analizados (Duncan et al., 1980). La Tabla 4.8 presenta los parámetros hiperbólicos utilizados en el análisis esfuerzo-deformación estática de los depósitos de relave estudiados.

En la Figura 4.7 se observa la curva de esfuerzo-deformación generada para los relaves de los depósitos estudiados, considerando los parámetros hiperbólicos mostrados en la Tabla 4.8.

4.5.3 Malla de Elementos Finitos

El criterio para elegir el tamaño de los elementos es que estos deberían filtrar las ondas sísmicas con frecuencias menores de 10 Hz, frecuencia típica de terremotos peruanos, en ese sentido, diversos autores como Lysmer y Kuhlemeyer (1969), Celep y Bazant (1983), Mullen y Belytschko (1982), entre otros, recomiendan que el tamaño de los elementos en la dirección de la propagación de las ondas no deberían ser superiores de 1/8 a 1/12 de la longitud de onda de considerado en el análisis. La longitud de onda se calcula de la siguiente manera:

$$\lambda = V_s T_{\min}$$

$$f_{\max} = \frac{1}{T_{\min}}$$

Tabla 4.8
Parámetros Hiperbólicos para el Análisis Esfuerzo - Deformación

Parámetros	Relave Grueso	Relave Fino	Relave Oxidado	Relave Compactado	Dique	Cuaternario
K	140	35	250	300	450	400
n	0.95	0.90	1.1	1.3	0.45	0.4
K_b	60	15	90	110	140	135
m	1.1	1.0	1.2	1.4	0.4	0.35
$\phi_0(^{\circ})$	33	25	35	35	34	36
$\Delta\phi(^{\circ})$	0	0	0	0	0	2
K_{ur}	280	100	350	400	600	500
R_f	0.69	0.51	0.72	0.75	0.75	0.70

donde:

V_s : velocidad de onda de corte.

T_{\min} : periodo mínimo.

f_{\max} : máxima frecuencia de excitación sísmica investigada.

De la ecuación anterior y en función a las velocidades de onda de corte para los diversos materiales que conforman cada depósito de relave, las mallas de elementos finitos pueden tener un espesor máximo de 2.5 a 3 m en el sentido de la propagación de la onda.

En la conformación de las mallas de elementos finitos de cada depósito para el análisis bidimensional se ha tomado en cuenta el método de deposición, esto se puede notar claramente en el depósito Yauliyacu Nuevo, donde se observa la forma no horizontal de las capas, concordante con el método “Aguas Abajo” empleado en su construcción. Para los otros dos depósitos, se ha modelado la deposición en forma horizontal, de acuerdo al método de construcción “Aguas Arriba”.

Las Figuras 4.8 a la 4.12 presentan las mallas de elementos finitos utilizadas en los análisis de los depósitos en estudio, modelados en su etapa inicial y estabilizada.

4.5.4 Determinación de Esfuerzos de Corte Estáticos

En el Anexo 5 se presentan los resultados gráficos del análisis bidimensional en términos de esfuerzos de corte estáticos producto de la carga geostática de los materiales del depósito y de la cimentación. Éstas fueron analizadas en condiciones iniciales y estabilizadas.

A continuación se presentan las características más importantes para cada depósito de acuerdo a su distribución de esfuerzos de corte estáticos como resultado del análisis bidimensional:

En el depósito Antuquito se observa que los esfuerzos de corte presentes en el interior del depósito en condiciones estabilizadas han disminuido con respecto a la condición inicial, notándose que los máximos esfuerzo estáticos se dieron en el interior del dique y que éstos han disminuido notablemente luego de estabilizarse el depósito. Por otro lado, en condiciones iniciales se observa una disminución del esfuerzo de corte en la superficie del

depósito debido a la capa de relave oxidado, que debido a su mayor rigidez, producto de su mayor cohesión, proporciona estabilidad al depósito. Los menores esfuerzos se presentan en la zona de finos, tanto para la condición inicial como estabilizada.

En el depósito Bellavista, los esfuerzos de corte han disminuido en la condición estabilizada con relación a su condición inicial. Al igual que el depósito Antuquito, se observa también que éstos son menores a lo largo de toda la superficie respecto al interior del depósito, esto podría deberse a la capa superficial de relave oxidado. Se nota que los mayores esfuerzos se dan en el interior del dique. Sin embargo, para la condición estabilizada éstos disminuyen, pero siguen siendo mayores respecto a toda la zona del depósito y se observa una disminución de éstos en la superficie del depósito. No se presentan mayores esfuerzos en la zona del terraplén. En la zona de finos los esfuerzos resultan ser de menor magnitud respecto a la zona del dique.

En el depósito Yauliyacu Nuevo se observa que los valores de los esfuerzos de corte se presentan en el interior de la zona del dique, pero no existe mucha variación de sus valores respecto a toda la superficie. En la zona de finos, los esfuerzos son de menor magnitud. De esta forma, este depósito presenta un buen comportamiento ante la generación de esfuerzos de corte estáticos con relación a los otros dos depósitos estudiados.

4.6 ANÁLISIS DE RESPUESTA DINÁMICA

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

La evaluación de la respuesta sísmica y de las características de amplificación de la fuerza sísmica en el depósito puede ser realizada utilizando procedimientos analíticos o técnicas numéricas mediante elementos finitos. El programa **SHAKE** (Schnabel et al., 1972) evalúa la respuesta mediante el análisis unidimensional de propagación de ondas. Este tipo de análisis solo 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 de deformación plana puede ser realizado con programas tales como: **QUAD4** (Idriss et al., 1973), **GEOSOF**T, etc. 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.

Para la evaluación de la respuesta sísmica de los depósitos de relave se utilizó el programa de elementos finitos **GEOSOF**T, el cual realiza un análisis secuencial estático y dinámico, en donde los esfuerzos finales estáticos son tomados como esfuerzos iniciales antes de la aplicación de las cargas sísmicas. El programa realiza el análisis dinámico a través del modelo lineal equivalente (Seed e Idriss, 1969), actualizando las propiedades dinámicas en función del nivel de deformaciones cortantes inducidas por el movimiento sísmico y considerando amortiguamiento variable en cada elemento.

Además, se evaluó también la respuesta sísmica utilizando el programa **SHAKE** con la intención de determinar la amplificación de las ondas a través de los estratos y poder encontrar las diferencias entre los métodos unidimensionales y bidimensionales. Las propiedades de los relaves han sido ingresadas para estos dos programas en forma idéntica.

4.6.1 Modelo Lineal Equivalente

Las deformaciones cortantes relativamente grandes que ocurren en los materiales de un terraplén de tierra durante terremotos introducen efectos no lineales significativos que deben ser considerados por los métodos de análisis. Este problema fue estudiado por Seed e Idriss (1969) que introdujeron una noción del método lineal equivalente en geotécnica. Este método propone que la solución no lineal aproximada puede ser obtenida mediante un análisis lineal en el cual las propiedades de rigidez y de amortiguamiento del suelo son compatibles con las amplitudes de las deformaciones cortantes efectivas en todos los puntos considerados del sistema.

En este modelo los valores iniciales del módulo de corte y del amortiguamiento son estimados para cada elemento finito de la discretización del terraplén. Se inicia el análisis

utilizando estas propiedades, donde la deformación cortante máxima en el tiempo-historia es calculada en cada elemento. A partir de estos resultados se estima la amplitud de la deformación cortante efectiva en cada elemento a través de las curvas de módulo de corte y amortiguamiento con la deformación del material correspondiente, para después observar si el nivel de deformación es compatible con los valores de las propiedades dinámicas utilizadas en el cálculo de la respuesta.

Estas propiedades serán compatibles si los valores del módulo de corte y amortiguamiento en la próxima iteración convergen. La respuesta de la última iteración es considerada como la respuesta no lineal del sistema. Algunos investigadores (Abdel-Ghaffar y Scott, 1979; Makdisi et al., 1982; Mejia et al., 1982; Mejía y Seed, 1982) sugieren que este procedimiento iterativo puede simular el comportamiento real de forma bastante razonable.

4.6.2 Determinación de Parámetros Dinámicos

Los parámetros dinámicos utilizados en este análisis a través de las curvas de reducción del módulo de corte y factor de amortiguamiento han sido tomados de la literatura existente. En el Anexo 6 se muestra las curvas de reducción utilizadas.

Por otro lado, se ha considerado que el comportamiento de los relaves grueso, oxidado y compactado corresponden a suelos arenosos y los relaves finos corresponden a las arcillas con Índice de Plasticidad cero. El material cuaternario y el dique de arranque, este último en el caso correspondiente al depósito Yauliyacu Nuevo, corresponden a las gravas.

La utilización de estas curvas involucra el conocimiento previo del módulo de corte, que alcanza su valor máximo para pequeñas deformaciones (10^{-4} % de deformación), donde el suelo presenta un comportamiento elástico lineal.

6.4.2.1 Módulo de Corte en Suelos Arenosos

Seed e Idriss (1970) proponen la siguiente ecuación para el cálculo del módulo de corte en suelos arenosos.

$$G = 1000(K_2) \sqrt{\sigma_m}$$

$$\sigma_m = \frac{1 + 2K_o}{3} \sigma_v$$

donde:

G : modulo de corte (psf)

σ_m : esfuerzo principal medio (psf)

σ_v : esfuerzo vertical (psf)

K_0 : coeficiente de empuje en reposo

K_2 : parámetro del modulo de corte

En esta ecuación la influencia de la relación de vacíos y de la amplitud de la deformación es expresada a través del parámetro K_2 , este parámetro alcanza un valor máximo $(K_2)_{\max}$ para deformaciones muy pequeñas correspondiente al estado lineal elástico del orden del 10^{-4} %. Existe una relación entre el valor de $(K_2)_{\max}$ y el valor de N del ensayo de SPT mostrado a continuación:

$$(K_2)_{\max} \approx 20(N_1)_{60}^{1/3}$$

Los valores de $(K_2)_{\max}$ para arenas muy sueltas están generalmente en el rango de 30 y para arenas muy densas cerca de 75. En el caso de gravas, este valor se encuentra en el rango de 80 a 180 (Seed, 1970). La Tabla 4.9 muestra los valores de $(K_2)_{\max}$ estimados para los materiales en estudio.

Tabla 4.9
Valores de $K_{2\max}$ – Suelos arenosos

Material	$(K_2)_{\max}$
Relave Grueso	50
Relave Oxidado	100
Relave Compactado	100

6.4.2.2 Módulo de Corte en Suelos Cohesivos

Hardin y Black (1968) propusieron una formula empírica para el calculo del módulo de corte inicial:

$$G_o = 3270 \frac{(2.97 - e)^2}{1 + e} (\sigma_o)^{0.5}$$

donde:

G_o : Modulo de corte inicial (kPa)

e : relación de vacíos

σ_o : esfuerzo efectivo (kPa)

Esta fórmula es aplicable solo para arcillas de baja plasticidad y para relaciones de vacíos entre 0.6 y 1.5. En nuestro caso esta fórmula sería la más adecuada para aplicar a los relaves finos, puesto que poseen poco o casi nada de plasticidad y la relación de vacíos características del relave están dentro del rango aplicable a esta fórmula. El valor del módulo de corte resultante es de 600 para una relación de vacíos estimada de 0.8.

6.4.2.3 Módulo de Corte en Suelos Gravosos

Nishio et al. (1985) propusieron una fórmula empírica para el cálculo del módulo de corte inicial en suelos gravosos para valores de deformaciones mínimas de 10^{-5} % obtenidos mediante ensayos triaxiales para suelos de $D_{50}=10.7$ mm:

$$G_o = 9360 \frac{(2.97 - e)^2}{1 + e} (\sigma_o)^{0.44}$$

donde:

G_o : Módulo de corte inicial (kPa)

e : relación de vacíos

σ_o : esfuerzo efectivo (kPa)

La Tabla 4.10 muestra los valores de $(K_2)_{max}$ estimados para los materiales en estudio.

Tabla 4.10
Valores de K_{2max} – Suelos gravosos

Material	$(K_2)_{max}$
Cuaternario	120
Dique	120

4.6.3 Sismo de Diseño

Para el análisis de respuesta sísmica se ha utilizado la componente N82°O del terremoto de Lima del 3 de Octubre de 1974, normalizado a una aceleración máxima de 0.31g. Este valor de aceleración ha sido tomado del estudio anteriormente citado de Peligro Sísmico, el cual fue calculado para un periodo de retorno de 500 años, como lo establecen las normas de medio ambiente

4.6.4 Determinación de Esfuerzos de Corte Dinámicos Máximos

En el Anexo 7 se presentan los resultados gráficos de análisis bidimensional de la distribución de esfuerzos de corte máximos inducidos por el movimiento sísmico, analizados en condiciones iniciales y estabilizadas.

Es importante mencionar que en general se observan que en todos los depósitos existe una disminución de los esfuerzos de corte dinámicos máximos con respecto al esfuerzos de corte generados del análisis estático.

A continuación se presentan las características más importantes para cada depósito de acuerdo a la distribución de los máximos esfuerzos de corte dinámicos como resultado del análisis bidimensional:

En el depósito Antuquito se observa que los esfuerzos de corte dinámicos máximos han disminuido en la zona interior del depósito para las condiciones estabilizadas respecto a la condición inicial, específicamente a lo largo de toda la superficie del dique y de la zona de finos y que los mayores esfuerzos se dan en la parte central de la superficie de contacto del depósito y el cuaternario. En este análisis también se observa menores esfuerzos en la zona del relave oxidado

En el depósito Bellavista, al igual que en el depósito Antuquito, los máximos esfuerzos de corte dinámico han disminuido con relación a su condición estabilizada en el interior de la zona de finos y del dique, notándose además una zona de menores esfuerzos a lo largo de toda la superficie del depósito tanto para la condición inicial y estabilizada. En esta última condición, los mayores esfuerzos se concentran en la parte central de la superficie de contacto del depósito con el cuaternario y en el interior del depósito, aunque sus magnitudes son de menor proporción con respecto a la condición inicial.

Para el depósito Yauliyacu Nuevo, casi no existe incremento de esfuerzos en la superficie del depósito, presentándose valores de cero. Los máximos esfuerzos que se presentan se dan en el interior del depósito, siendo estos valores de menor magnitud. En general estos esfuerzos de corte dinámicos máximos no presentan mucha variación en el interior del depósito, de esta manera, este depósito presenta mejor comportamiento dinámico con respecto a los demás depósitos.

4.6.5 Determinación de las Aceleraciones en la Cresta del Depósito

Las aceleraciones producidas por el terremoto se amplifican a medida que las ondas se propagan a través del afloramiento rocoso hacia la superficie del depósito, este comportamiento es observado en el Anexo 8, correspondiente a la variación de la aceleración máxima a través de la profundidad, tanto para las condiciones iniciales y estabilizadas de cada depósito considerando el análisis unidimensional y bidimensional. Esta característica es común en los tres depósitos.

Sin embargo, esta amplificación de la aceleración es más notoria en el análisis bidimensional. En tal sentido, el análisis bidimensional resulta más realista, ya que toma en cuenta la influencia lateral de la propagación de la onda y la topografía del terreno, lo que no ocurre en el análisis unidimensional.

Por otro lado, existe una zona del depósito donde las aceleraciones no presentan variaciones notables, tanto para el análisis bidimensional como unidimensional, esto se da cuando las densidades del material son mayores, correspondiendo al material del cuaternario, lo que podría indicar que para suelos de mayor densidad las amplificaciones de las aceleraciones calculadas mediante el análisis unidimensional como bidimensional dan casi los mismos valores.

Se presenta a continuación los resultados de las aceleraciones calculadas de acuerdo al tipo de análisis.

a) Análisis Unidimensional

En la Tabla 4.11 se observa las aceleraciones máximas en la superficie del dique de los depósitos para las condiciones inicial y estabilizada, notándose que en todos los depósitos los valores de las aceleraciones máximas verifican la ocurrencia de amplificación de las aceleraciones en la parte superior de los depósitos respecto a la base, teniendo en cuenta que la aceleración en la base correspondió a 0.31g.

Tabla 4.11
Aceleración Máxima en la Cresta de Cada Depósito - Análisis Unidimensional

Depósito	Aceleración (%g)	
	Talud Inicial	Talud Estabilizado
Antuquito	0.46	0.50
Bellavista	0.36	0.36
Yauliyacu Nuevo	0.40	-

Por otro lado, en el Anexo 9 se presenta la variación del registro de aceleraciones en tiempo-historia de la superficie de la cresta del dique de cada depósito con respecto al estrato rocoso obtenidos del análisis unidimensional, donde se puede observar que el registro de aceleraciones presenta periodos más largos que en la base.

b) Análisis Bidimensional

En la Tabla 4.12 se observa las aceleraciones máximas en la superficie del dique de los depósitos para la condición inicial y estabilizada, notándose al igual que en el análisis unidimensional, los valores de las aceleraciones máximas verifican la ocurrencia de amplificación de las aceleraciones en la parte superior de los depósitos respecto a la base, sabiendo que la aceleración en la base correspondió a 0.31g.

Si realizamos una comparación de estos resultados con el anterior análisis, estos valores resultan ser mayores, y que esto pudiera deberse a que el análisis bidimensional considera la distribución geométrica, además de la ejecución de un análisis estático previo, mientras que el otro análisis no considera lo antes mencionado. De esta forma, el análisis bidimensional resulta ser más creíble, sin embargo el análisis unidimensional no deja de ser útil, el que nos podría servir como un análisis preliminar y rápido, ya que no es tan sofisticado como el bidimensional.

Tabla 4.12
Aceleración Máxima en la Cresta de Cada Depósito - Análisis Bidimensional

Depósito	Aceleración (%g)	
	Talud Inicial	Talud Estabilizado
Antuquito	0.64	0.77
Bellavista	0.39	0.39
Yauliyacu Nuevo	0.40	-

Por otro lado, en el Anexo 10 se presenta la variación del registro de aceleraciones en tiempo-historia de la superficie de la cresta del dique de cada depósito con respecto al estrato rocoso obtenidos del análisis bidimensional, donde se puede observar que el registro de aceleraciones presenta periodos más largos que en la base al igual que los del análisis unidimensional.

4.7 ANÁLISIS DE DEFORMACIONES PERMANENTES

El método de análisis pseudo-estático, como todos los métodos de equilibrio límite, proporciona un índice de la estabilidad dado por el factor de seguridad, pero ninguna información sobre las deformaciones asociadas con la falla del talud. Sin embargo, la condición de servicio de un talud luego de un sismo está controlada por las deformaciones, de esta manera los métodos de análisis que predicen los desplazamientos del talud proveen una mejor evaluación de la estabilidad sísmica del talud.

Existen diferentes métodos para prever los desplazamientos permanentes después de ocurrido el sismo y que de acuerdo a su aplicabilidad y valoración merecen cierta atención en lo concerniente a la evaluación en presas de tierra y depósitos de relave.

Para la evaluación de los desplazamientos permanentes de los depósitos en estudio que son parte de esta tesis se consideraron dos: el método de Newmark y el método simplificado de Makdisi-Seed.

4.7.1 Categorías de Daño Producidas por Sismo

La condición de servicio de un talud luego de un sismo está controlada por las deformaciones, más aún si se trata de los depósitos de relave, que como se sabe, ante la ocurrencia de una falla significa un grave peligro, pudiendo provocar en el peor de los casos una catástrofe ambiental.

En la Tabla 4.13 se define las categorías de daños con relación a la deformación permanente producidas por sismo y la descripción de las probables consecuencias obtenidas de Makdisi-Seed. Esta clasificación se basa en el juicio ingenieril.

Tabla 4.13
Categorías de Daño de Acuerdo a la Deformación Permanente Producida por Sismo*

Categorías de Daño	Deformación (m)	Descripción
I	<0.3 m	Deformación de la cresta mínimas o casi despreciable. No ocurren mayores fallas en el talud.
II	0.3 m a 1.0 m	Ligeras fallas superficiales probablemente ocurran. (1 m a 2 m bajo la superficie del terreno) Mayores daños son considerados improbables.
III	1.0 m a 3.0 m	Profundas fallas probablemente ocurran. (Hasta los 5.0 m bajo la superficie del terreno) El río Rimac puede ser bloqueado y contaminado. Estructuras ubicadas en su ribera pueden ser dañadas y pueden ocurrir desgracias.
IV	>3.0 m	Profundas fallas probablemente ocurran. (Hasta 10 m bajo la superficie del terreno) El río Rimac será probablemente bloqueado y contaminado. Daños a estructuras cerca al pie del río pueden ser mayores y ocurrirían desgracias.

(*) De: Makdisi, F.I. and Seed, H.B. (1978). Simplified Procedure for Estimating Dam and Embankment Earthquake-Induced Deformations.

Además, de acuerdo al máximo sismo creíble, la probabilidad de ocurrencia de daño producido se muestra en la Tabla 4.14. Por ejemplo, para un talud típico de 1.5H:1V, de acuerdo a esta tabla, existe un 17% de probabilidad de que el daño de categoría I pueda ocurrir de acuerdo al máximo sismo creíble. Sin embargo, para el talud de 3H:1V existe un 97% de probabilidad de que la deformación en la cresta pueda ser menor de 0.3 m. En otros términos para un talud de 3H:1V existe un mínimo y casi despreciable deformación en la cresta del depósito.

Tabla 4.14
Probabilidad de Ocurrencia de Daño de las Deformaciones Permanentes para Diferentes Ángulos de Taludes

Categorías de Daño	Probabilidad de Ocurrencia (%)			
	1.5H:1V	2H:1V	2.5H:1V	3H:1V
I	17	37	75	97
II	48	38	19	3
III	29	20	5	<<1
IV	6	5	1	<<1

4.7.2 Método de Newmark

En 1965 Newmark propuso un procedimiento para evaluar el potencial de deformación del terraplén de una presa debido al movimiento sísmico. Utilizó la analogía de un bloque apoyado sobre un plano inclinado para desarrollar un método que logra predecir los desplazamientos permanentes de un talud sujeto a cualquier movimiento sísmico. Propuso que la falla podría ser iniciada y los movimientos podrían llegar a ocurrir si la fuerza inercial sobre la masa potencialmente deslizante fuera suficientemente grande para superar la resistencia de fluencia y que los movimientos debería detenerse cuando la fuerza inercial es menor.

De esta forma, se procesa la aceleración, donde la fuerza inercial consigue suficiente magnitud para causar fluencia, e iniciar la integración de la aceleración efectiva de la masa deslizante en exceso de la aceleración de fluencia como función del tiempo y de esta manera la velocidad y el desplazamiento podrán ser calculados, tal como se indica en la Figura 4.13 y 4.14.

4.7.2.1 Aceleración de Fluencia

La aceleración de fluencia es definida como la aceleración promedio producida por una fuerza de inercia horizontal en la masa potencialmente deslizante que produce un factor de seguridad igual a la unidad.

La Tabla 4.15 muestra los valores de la aceleración de fluencia de los depósitos evaluados para la condición inicial y estabilizada.

Tabla 4.15
Valores de K_y para el Análisis de Respuesta Sísmica
Condición inicial y Estabilizado

Depósito	Inicial		Estabilizado	
	Talud	k_y	Talud H:V	k_y
Antuquito	Inicial	0.110	3:1	0.390
Bellavista	Inicial	0.125	2.5:1	0.245
Yauliyacu Nuevo	Inicial	0.241	Inicial(*)	-

(*) No se proyectó disminuir la inclinación del talud original.

4.7.2.2 Determinación de las Deformaciones Permanentes

Las deformaciones permanentes producidas por el movimiento sísmico están graficadas en el Anexo 10, mostrando la doble integración del registro de aceleraciones en tiempo-historia, mostrando inicialmente la velocidad y luego el desplazamiento.

Se presenta a continuación los resultados de los desplazamientos permanentes calculados de acuerdo al tipo de análisis.

a) Análisis Unidimensional

En la Tabla 4.16 se observa las deformaciones permanentes calculadas en la superficie de la cresta del dique del depósito para las condiciones inicial y estabilizada, notándose que para el depósito Antuquito los valores calculados no corresponden a los máximos recomendados pero para los depósitos Bellavista y Yauliyacu Nuevo, en condiciones iniciales, los desplazamientos calculados corresponden a valores por debajo del máximo recomendado. Para la condición estabilizada los dos depósitos tuvieron como resultado que los desplazamientos son menores que los máximos recomendados, ya que los valores del registro de aceleraciones en tiempo-historia en la superficie del depósito casi no superan a la aceleración de fluencia, esto hace que no ocurran grandes deformaciones.

Tabla 4.16
Deformaciones Permanentes en la Cresta de Cada Depósito
Método de Newmark - Análisis Unidimensional

Depósito	Deformación (cm)	
	Talud Inicial	Talud Estabilizado
Antuquito	57	1
Bellavista	16	1
Yauliyacu Nuevo	2	-

a) Análisis Bidimensional

En la Tabla 4.17 se observa las deformaciones permanentes calculadas en la superficie de la cresta del dique del depósito para las condiciones inicial y estabilizada. Estos resultados indican que las deformaciones calculadas para el depósito Antuquito y Bellavista con el talud inicial son mayores que los máximos recomendados de acuerdo a la Tabla 4.13, siendo necesario establecer medidas de estabilización. Sin embargo, para el depósito Yauliyacu Nuevo el desplazamiento es pequeño.

Tabla 4.17
Deformaciones Permanentes en la Cresta de Cada Depósito
Método de Newmark - Análisis Bidimensional

Depósito	Deformación (cm)	
	Talud Inicial	Talud Estabilizado
Antuquito	126	10
Bellavista	40	4
Yauliyacu Nuevo	5	-

Por otro lado, los resultados de los desplazamientos permanentes calculados para los depósitos Antuquito y Bellavista con el talud estabilizado son aceptables, de acuerdo a la Tabla 4.13, esto muestra el comportamiento satisfactorio de las medidas de estabilización planteadas.

4.7.3 Método Simplificado de Makdisi-Seed

Makdisi y Seed (1978) utilizaron aceleraciones promedio en un talud calculados por el procedimiento de Chopra (1966) y el método del bloque deslizante de Newmark (1965), para calcular las deformaciones permanentes inducidas por un sismo en presas y terraplenes. Mediante simplificaciones a los resultados de análisis dinámicos de elementos finitos y vigas de corte de tales estructuras, se desarrolló un procedimiento simplificado para la predicción de las deformaciones permanentes. Este método es empleado a continuación para establecer las deformaciones permanentes en los taludes de los depósitos de relave analizados en el presente estudio.

Para determinar las deformaciones permanentes por el método de Makdisi-Seed se requiere contar con la aceleración de fluencia (k_y) y con el tiempo-historia de la aceleración inducida promedio en la potencial masa deslizante.

Con el valor de la máxima aceleración en la cresta $\ddot{u}_{m\acute{a}x}$, obtenido del análisis de respuesta dinámica, se utiliza la Figura 4.15, en la cual se establece la variación de la máxima aceleración normalizada con respecto a la máxima aceleración en la cresta, ($k_{m\acute{a}x}/\ddot{u}_{m\acute{a}x}$) con la profundidad de la potencial superficie de falla (y/h), se estableció los distintos valores de $k_{m\acute{a}x}$ esperados.

Finalmente, mediante la Figura 4.16, para una magnitud del sismo de $M = 7.5$, se calcula los desplazamientos permanentes con respecto a la superficie de la cresta del dique de cada depósito.

4.7.3.1 Determinación de las Deformaciones Permanentes

Se presenta a continuación los resultados de los desplazamientos permanentes calculados de acuerdo al tipo de análisis.

a) Análisis Unidimensional

En la Tabla 4.18 muestra el resumen de las deformaciones permanentes calculadas en la superficie de la cresta del dique del depósito para las condiciones inicial y estabilizada, notándose que para cada depósito los valores son mayores a los máximos recomendados. Para la condición estabilizada las deformaciones permanentes calculadas son menores que los máximos recomendados.

Tabla 4.18
Deformaciones Permanentes en la Cresta de Cada Depósito
Método Simplificado de Makdisi-Seed - Análisis Unidimensional

Depósito	Deformación (cm)	
	Talud Inicial	Talud Estabilizado
Antuquito	62	1
Bellavista	20	1
Yauliyacu Nuevo	5	-

b) Análisis Bidimensional

En la Tabla 4.19 muestra el resumen de las deformaciones permanentes calculadas en la superficie de la cresta del dique del depósito para las condiciones inicial y estabilizada, notándose que para cada el depósito Antuquito y Bellavista en condición inicial los valores son mayores a los máximos recomendados sin embargo, para las condiciones estabilizadas, estos valores resultan ser menores que los máximos recomendados.

Tabla 4.19
Deformaciones Permanentes en la cresta de cada depósito
Método Simplificado de Makdisi-Seed - Análisis Bidimensional

Depósito	Deformación (cm)	
	Talud Inicial	Talud Estabilizado
Antuquito	130	13
Bellavista	45	6
Yauliyacu Nuevo	5	-

4.7.4 Comparación de Resultados

De acuerdo a los resultados obtenidos de los dos métodos desarrollados se observa que los resultados de uno otro método difieren. Donde el método simplificado de Makdisi-Seed resulta valores mayores que el método de Newmark, aunque estos valores no presentan mucha diferencia. El método de Newmark es un método más realista ya que analiza la deformación considerando todo el registro de aceleraciones, y el otro método solo considera la aceleración máxima. De esta manera, es recomendable tomar en cuenta los resultados del análisis obtenidos por el método de Newmark.

Ante los resultados de los cálculos de las deformaciones permanentes, donde muchos de los cuales son mayores que los máximos recomendados, ocurriendo un comportamiento no satisfactorio de los depósitos investigados ante la ocurrencia de un movimiento sísmico, con la posible caída de material de relave en el cauce del río Rímac y los efectos contaminantes que este hecho implicaría. Estos resultados, así como los evaluados en los análisis estático y pseudo-estático, justifican la necesidad de realizar alguna medida de remediación que garantice la estabilidad en forma general.

4.8 MEDIDAS DE ESTABILIZACIÓN

De acuerdo a los resultados obtenidos de los análisis realizados a los depósitos estudiados en condiciones iniciales, en donde los resultados fueron no favorables para los depósitos Antuquito y Bellavista, existe la necesidad de establecer medidas de estabilización geotécnica para estabilizar los taludes y garantizar el comportamiento estable de los mismos.

Dichas medidas consisten básicamente en la reducción de la inclinación de los taludes, proponiéndose de acuerdo a los análisis realizados a dichos taludes en condiciones estabilizadas. La inclinación de los taludes propuesta para cada depósito es considerada como óptima, puesto que se ha tenido en cuenta el menor movimiento de tierra que generaría esta medida producto de la excavación.

En tal sentido, para poder estabilizar estos taludes se recomienda tener en cuenta las siguientes medidas de estabilización geotécnica para cada depósito.

a) Depósito de Relave Antuquito

En función a los análisis realizados al talud se recomienda reducir la inclinación del talud original a un valor de **3H: 1V**. Esta medida reduce claramente el factor de riesgo que pueda tener este depósito tanto en condiciones estáticas y pseudo-estáticas.

Esta disminución del riesgo se expresa en el aumento del factor de seguridad obtenido del análisis de estabilidad para el talud en condiciones estabilizadas, tal como se muestra en la Tabla 4.20.

Tabla 4.20
Factores de Seguridad Obtenidos en Condiciones Iniciales y Estabilizadas
Depósito Antuquito

Talud inicial		Talud estabilizado	
Estático	Seudo-estático	Estático	Seudo-estático
1.11	0.85	1.85	1.33

Teniendo en cuenta esta nueva inclinación del talud se observó además la disminución de los desplazamientos permanentes producidos por un movimiento sísmico con respecto al talud inicial del depósito.

En la Tabla 4.21 se indica la variación de las deformaciones permanentes por sismo calculados por los métodos de Newmark y de Makdisi-Seed obtenidos del análisis unidimensional.

Tabla 4.21
Deformaciones Permanentes (cm) Obtenidas en
Condiciones Iniciales y Estabilizadas
Depósito Antuquito - Análisis Unidimensional

Talud inicial		Talud estabilizado	
Newmark	Makdisi-Seed	Newmark	Makdisi-Seed
57	62	1	1

De la misma forma, en la Tabla 4.22 se observa una menor deformación permanente por sismo obtenido mediante el análisis bidimensional

Tabla 4.22
Deformaciones Permanentes (cm) Obtenidas en
Condiciones Iniciales y Estabilizadas
Depósito Antuquito - Análisis Bidimensional

Talud inicial		Talud estabilizado	
Newmark	Makdisi-Seed	Newmark	Makdisi-Seed
126	130	10	13

La configuración de la disminución del talud deberá ser realizada a partir de la base del depósito de tal manera de que el relave fino no quede finalmente expuesto y que una parte del material oxidado, de mayor resistencia producto de la oxidación, se mantenga todavía en la cara del pie del talud, favoreciendo esto a la estabilidad, además que se evita que las superficies de falla que se pudieran generar alcancen el relave fino que es de menor resistencia.

Asimismo, se recomienda que el corte se realice dejando bermas, para evitar la erosión de los taludes por el agua de escorrentía y para la conformación de sistemas de drenaje superficial. Estas bermas deberán estar dispuestas en forma tal que la inclinación del talud de corte, medido entre la cresta y parte inferior de corte, sea siempre 3H: 1V.

En el Plano P-6 se muestra la conformación de las obras de estabilización geotécnicas planteadas para el abandono definitivo del depósito de relave Antuquito, así como también las demás obras proyectadas.

Las medidas de estabilización geotécnicas planteadas implican el traslado del material de corte hacia otro lugar, debiendo ser estabilizado químicamente para evitar problemas

posteriores de generación de aguas ácidas y ubicándose lejos de la ribera del río Rimac. La estabilización química será tratada en el siguiente capítulo.

b) Depósito de Relave Bellavista

Se realizaron nuevos análisis de estabilidad para las condiciones estabilizadas del talud del depósito, proponiendo una inclinación final del talud de **2.5H: 1V**. Esta medida reduce claramente el factor de riesgo que pueda tener este depósito tanto en condiciones estáticas y pseudo-estáticas.

Esta disminución del riesgo se expresa en el aumento del factor de seguridad obtenido del análisis de estabilidad para el talud en condiciones estabilizadas, tal como se muestra en la Tabla 4.23.

Tabla 4.23
Factores de Seguridad Obtenidos en Condiciones Iniciales y Estabilizadas
Depósito Bellavista

Talud inicial		Talud estabilizado	
Estático	Seudo-estático	Estático	Seudo-estático
1.16	0.86	1.43	1.01

Se recomienda por lo tanto, adoptar esta inclinación final del talud como medida de remediación para garantizar un comportamiento estable del depósito. Teniendo en cuenta esta nueva inclinación del talud se observó además la disminución de los desplazamientos permanentes producidos por un movimiento sísmico con respecto al talud inicial del depósito.

En la Tabla 4.24 se indica la variación de las deformaciones permanentes por sismo calculados por los métodos de Newmark y Makdisi-Seed obtenidos de un análisis unidimensional.

Tabla 4.24
Deformaciones Permanentes (cm) Obtenidas
en Condiciones Iniciales y Estabilizadas
Depósito Bellavista - Análisis Unidimensional

Talud inicial		Talud estabilizado	
Newmark	Makdisi-Seed	Newmark	Makdisi-Seed
16	20	1	1

De la misma forma, en la Tabla 4.25 se observa una menor deformación permanente por sismo obtenido mediante el análisis bidimensional

Tabla 4.25
Deformaciones Permanentes (cm) Obtenidas
en Condiciones Iniciales y Estabilizadas
Depósito Bellavista - Análisis Bidimensional

Talud inicial		Talud estabilizado	
Newmark	Makdisi-Seed	Newmark	Makdisi-Seed
40	45	4	6

La configuración de la disminución del talud deberá ser realizada a partir de la base del depósito. Esta medida de estabilización implica el traslado del material de corte hacia la parte superior del mismo depósito conformando un terraplén. El relave extraído deberá ser compactado y estabilizado químicamente.

De la misma forma, se recomienda que el corte se realice dejando bermas, para evitar la erosión de los taludes por el agua de escorrentía y para la conformación de sistemas de drenaje superficial. Estas bermas deberán estar dispuestas en forma tal que la inclinación del talud de corte, medido entre la cresta y parte inferior de corte, sea siempre 2.5H: 1V.

En el Plano P-7 se muestra la conformación de las obras de estabilización geotécnica planteadas para el abandono definitivo del depósito de relave Bellavista, así como también las demás obras proyectadas.

c) Depósito de Relave Yauliyacu Nuevo

Los resultados de los análisis de estabilidad y de la determinación de las deformaciones permanente producidas por sismo realizados a los taludes en condiciones iniciales indican que el depósito presenta un comportamiento satisfactorio.

Solamente se recomienda como medida de estabilización geotécnica la conformación de bermas para la conformación de los sistemas de drenaje superficial del depósito. La conformación de bermas se muestra en el Plano P-8.

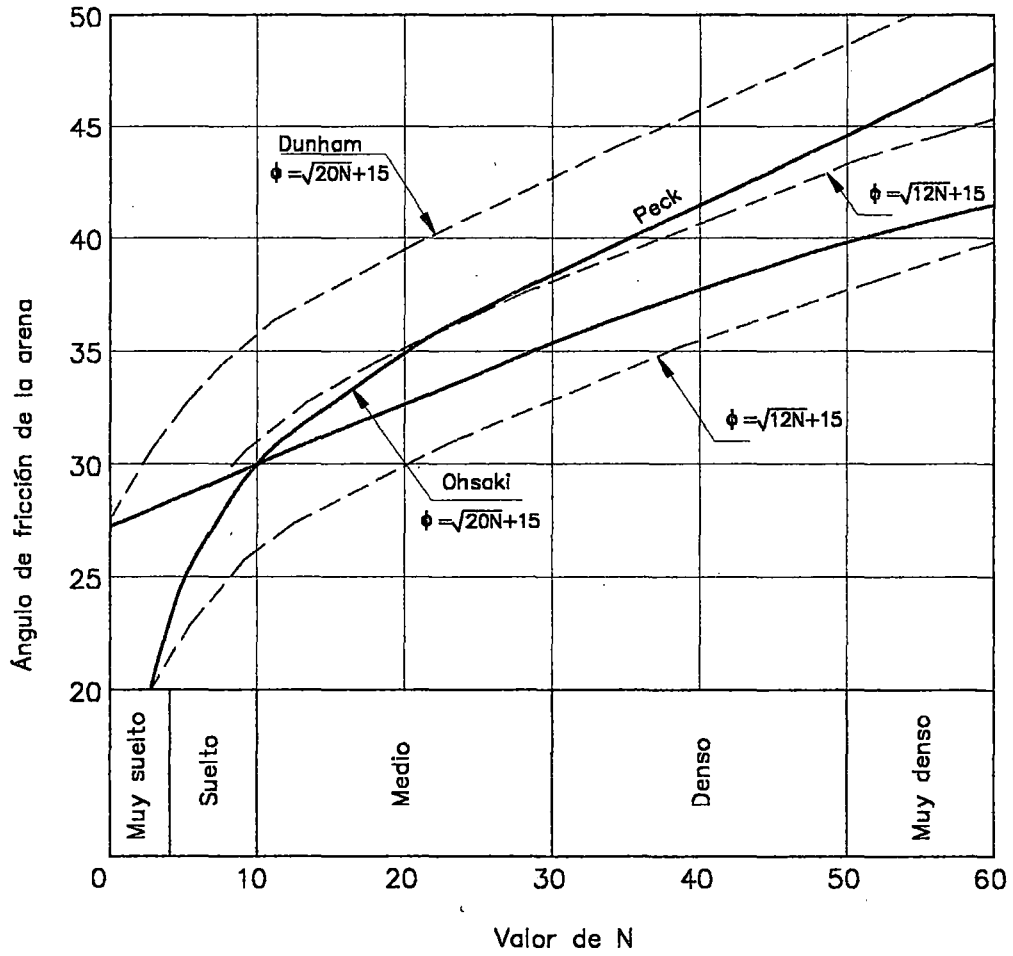
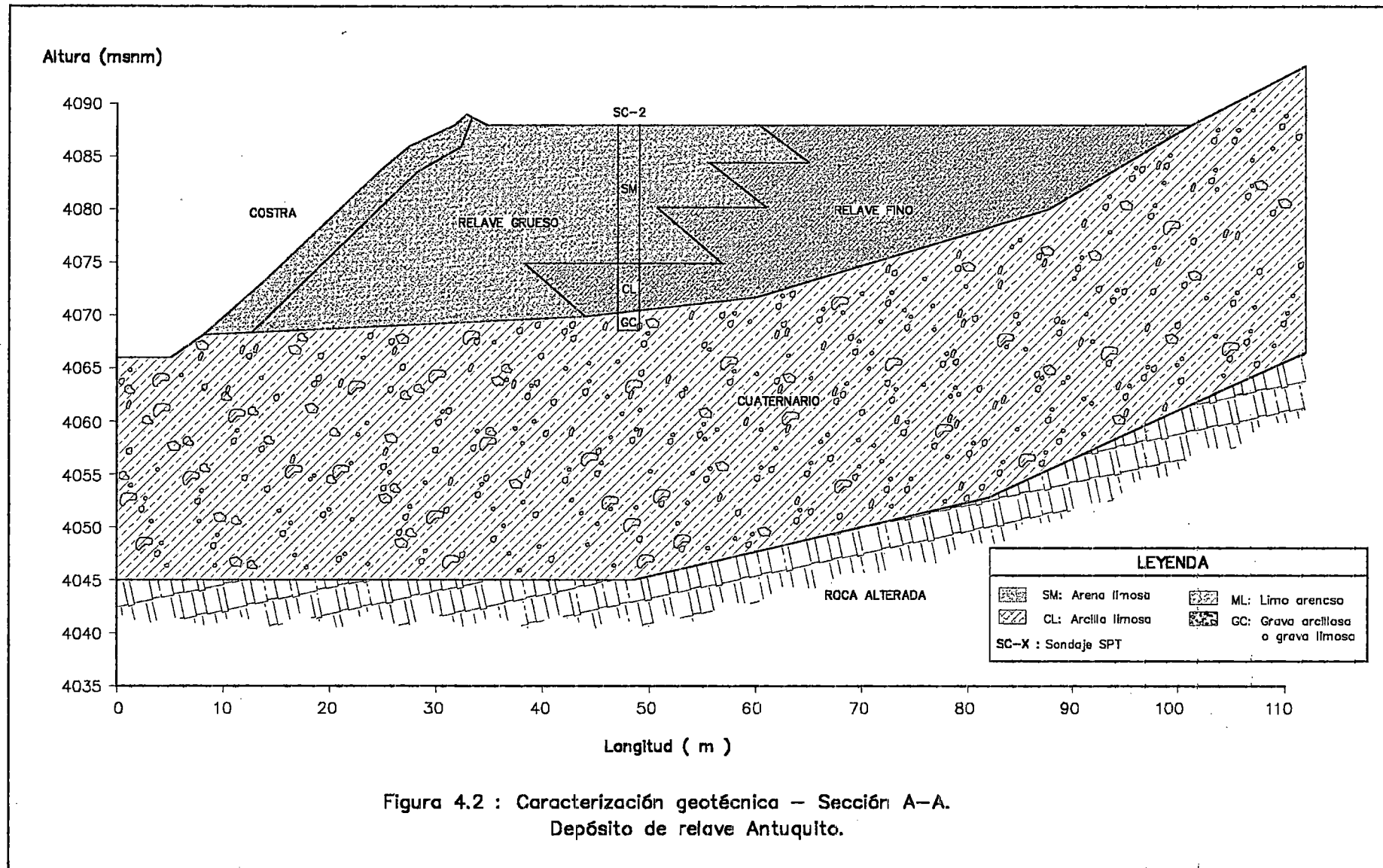
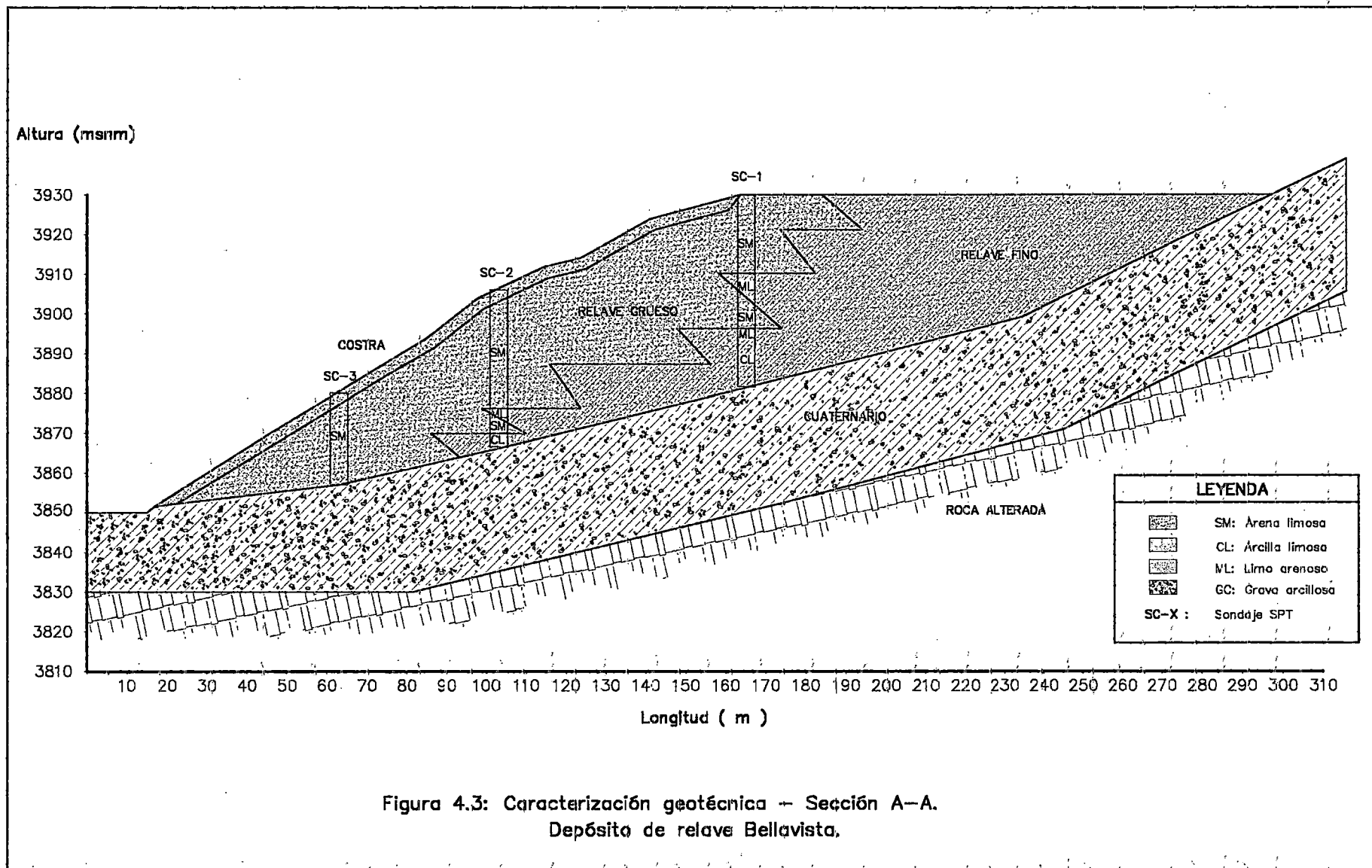
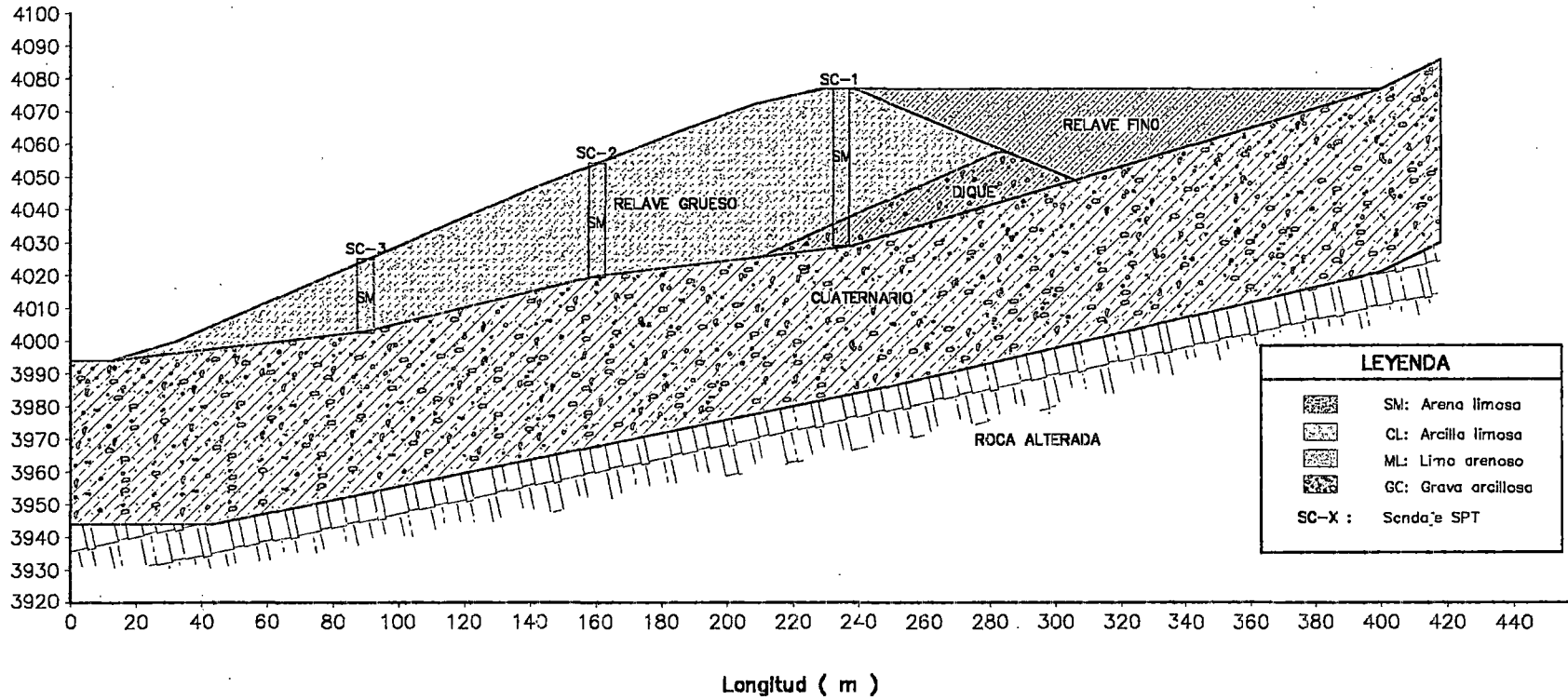


Figura 4.1: Ángulo de fricción de arenas en función del valor N del SPT





Altura (msnm)



LEYENDA	
	SM: Arena limosa
	CL: Arcilla limosa
	ML: Limo arenoso
	GC: Grava arcillosa
SC-X :	Sonda SPT

Figura 4.4 : Caracterización geotécnica – Sección A-A.
Depósito de relave Yauliyacu Nuevo.

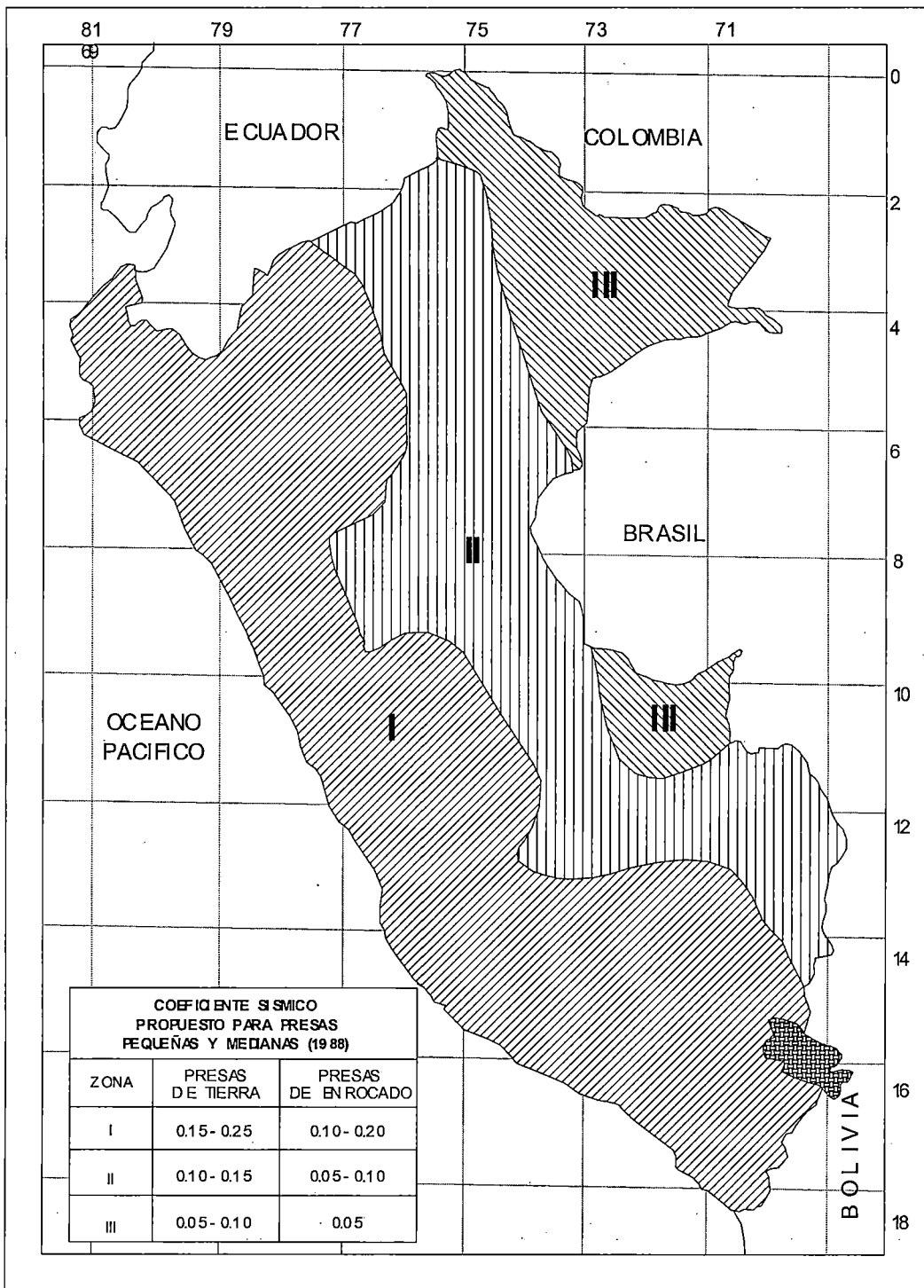
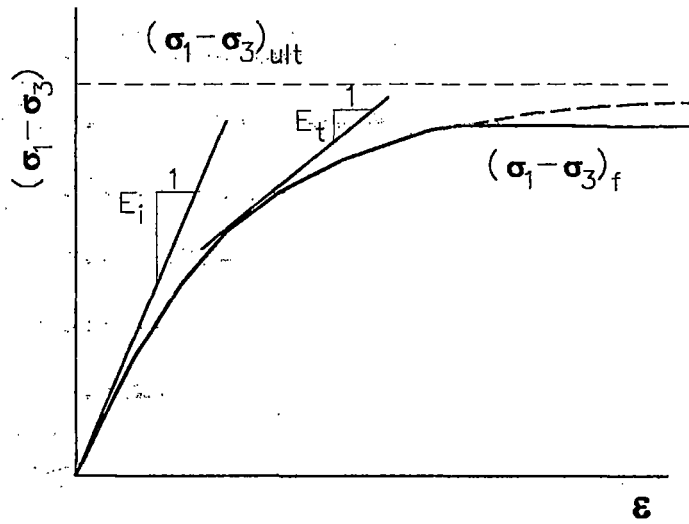
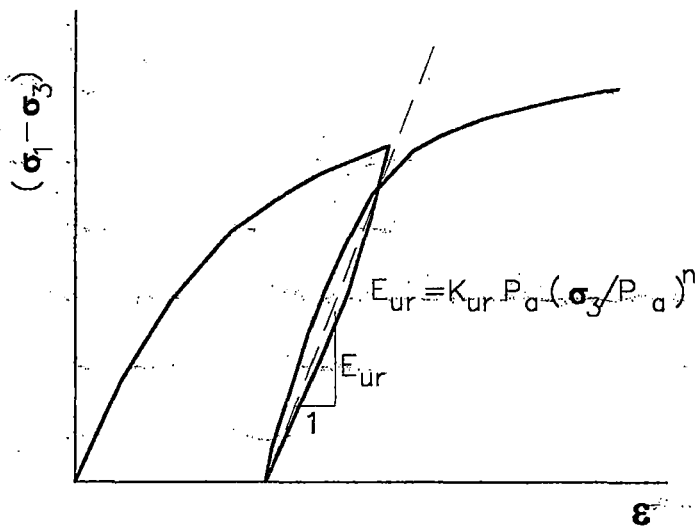


Figura 4.5: Zonificación del coeficiente sísmico en el Perú (Ruesta et al., 1988).

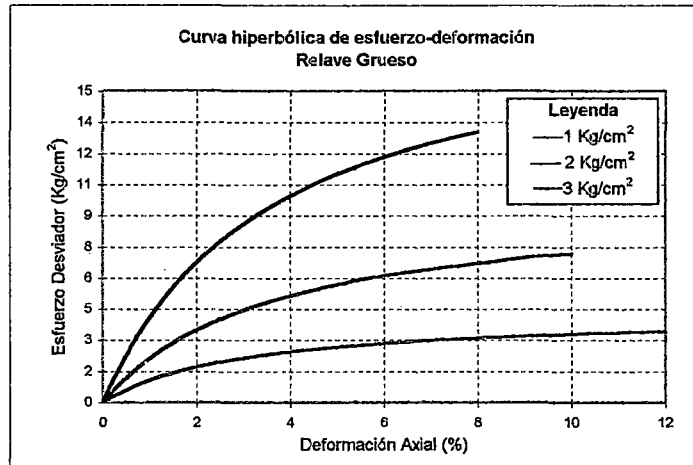


a) Representación hiperbólica de la curva esfuerzo-deformación para la carga primaria.

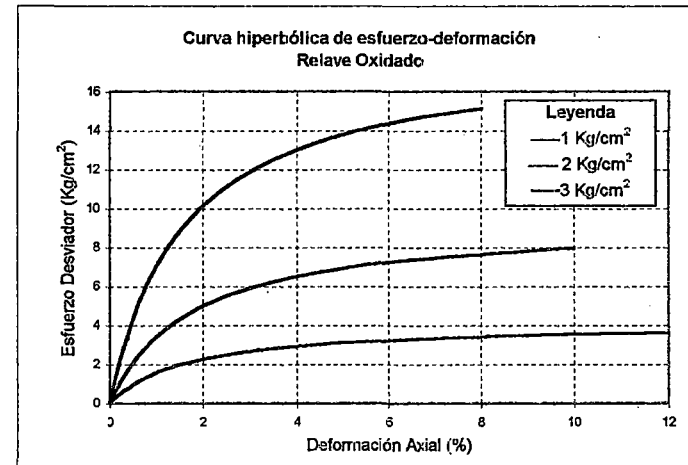


b) Relación no lineal de esfuerzo-deformación para descarga y recarga.

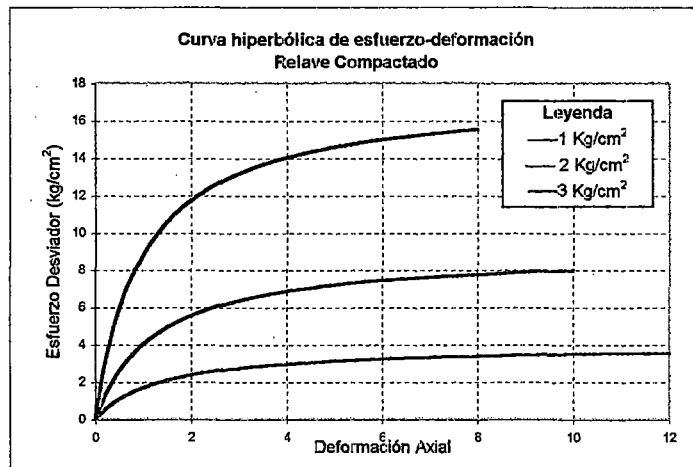
Figura 4.6: Modelo hiperbólico para el modelamiento de la trayectoria del esfuerzo-deformación de suelos.



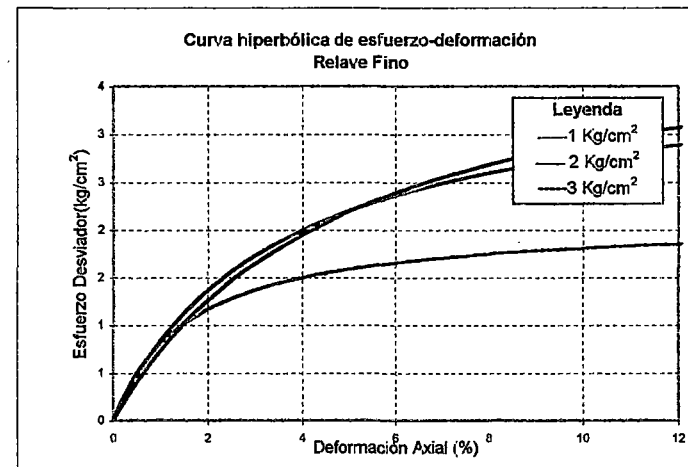
a). Curva hiperbólica de esfuerzo-deformación para el relave grueso



b). Curva hiperbólica de esfuerzo-deformación para el relave oxidado



c). Curva hiperbólica de esfuerzo-deformación para el relave compactado



d). Curva hiperbólica de esfuerzo-deformación para el relave fino

Figura 4.7: Curvas hiperbólicas determinadas para los relaves de los depósitos estudiados.

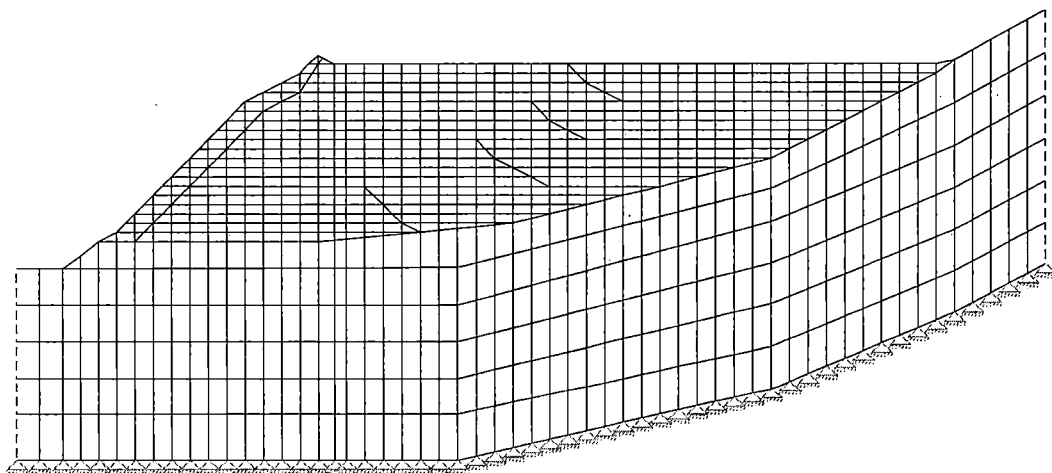


Figura 4.8: Malla de elementos finitos del depósito de relave Antuquito.
Condición inicial.

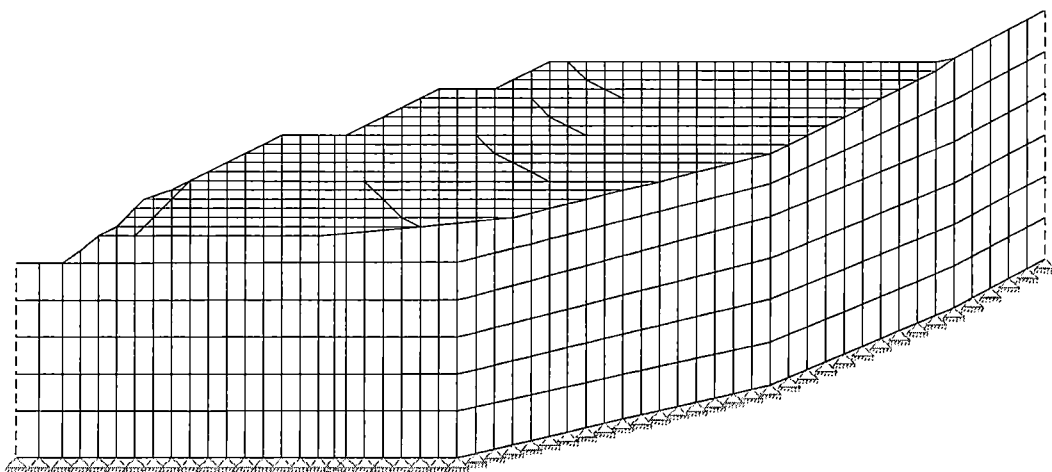


Figura 4.9: Malla de elementos finitos del depósito de relave Antuquito.
Condición Estabilizada.

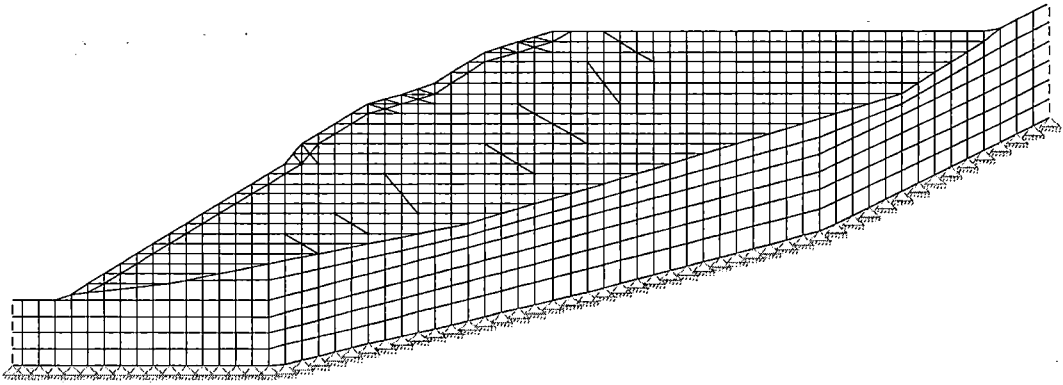


Figura 4.10: Malla de elementos finitos del depósito de relave Bellavista.
Condición inicial.

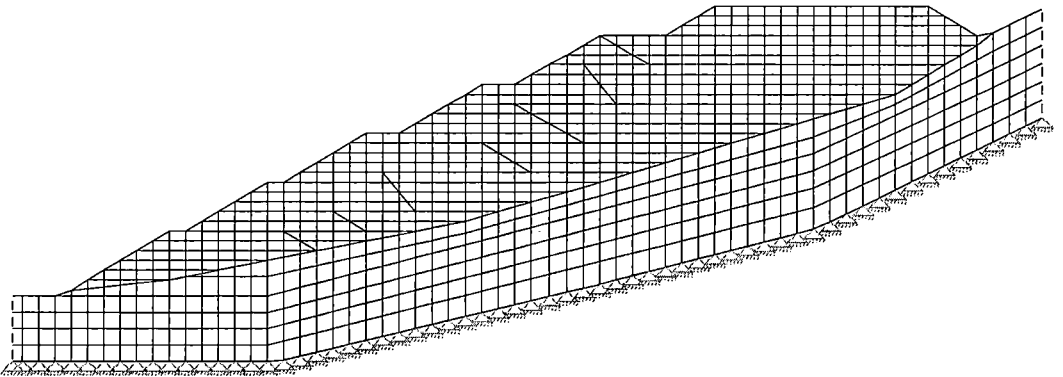


Figura 4.11: Malla de elementos finitos del depósito de relave Bellavista.
Condición Estabilizado.

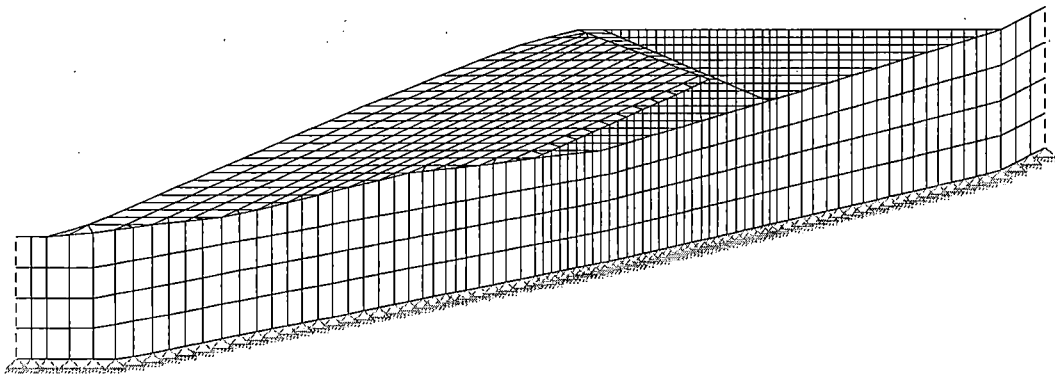


Figura 4.12: Malla de elementos finitos del depósito de relave Yauliyacu Nuevo.
Condición inicial.

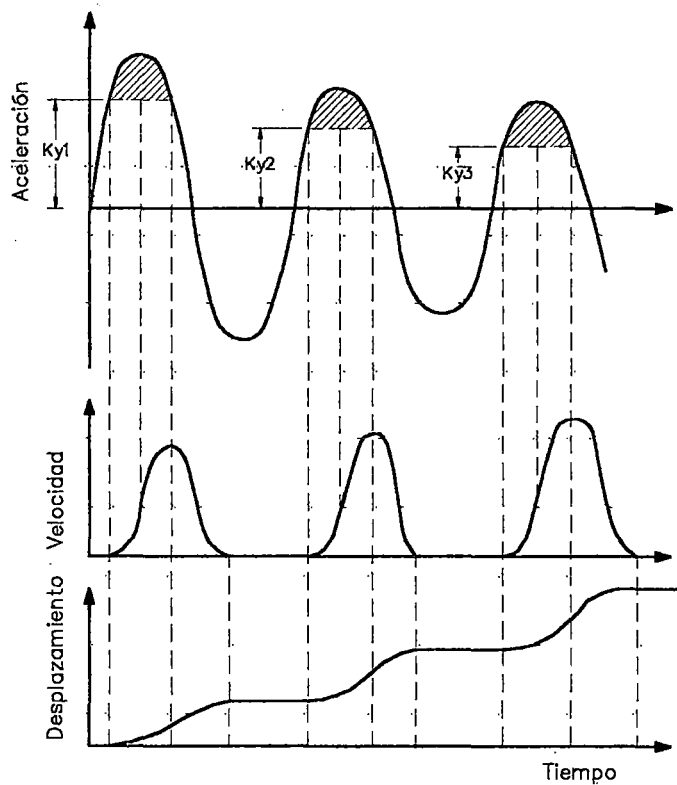


Figura 4.13: Integración de la aceleración efectiva en tiempo-historia para determinar velocidades y desplazamientos.

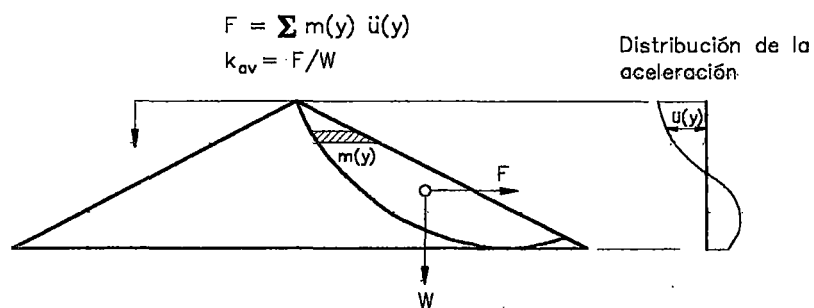


Figura 4.14: Determinación de la aceleración efectiva para la masa potencial deslizante.

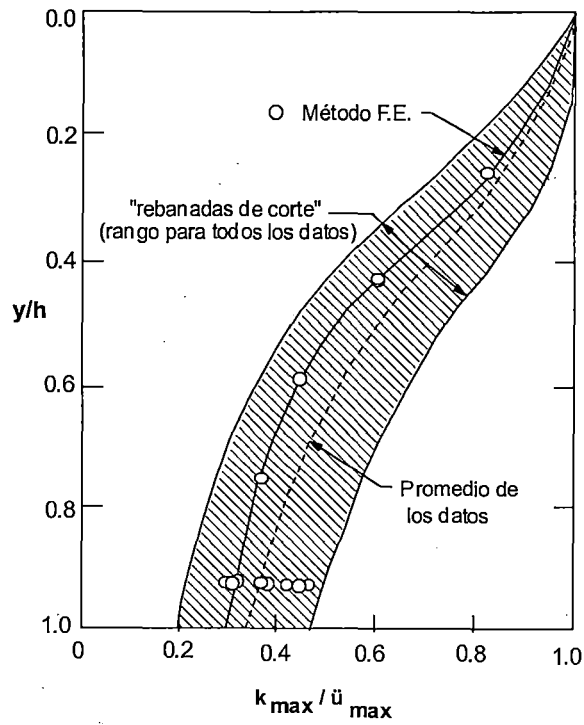


Figura 4.15: Variación de la relación de aceleración máxima con la profundidad de la masa deslizante.

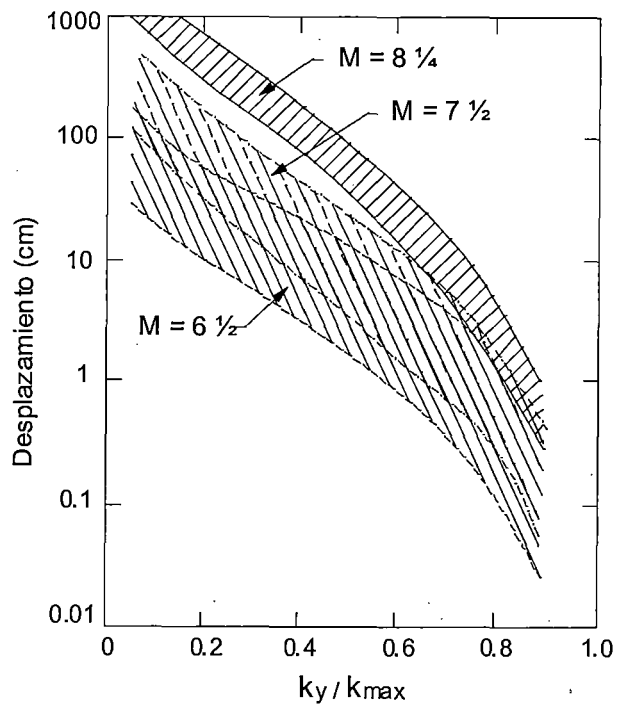


Figura 4.16: Variación de los desplazamientos permanentes con la aceleración de fluencia.

CAPÍTULO 5

ESTABILIDAD QUÍMICA

5.1 GENERALIDADES

Los aspectos ambientales del cierre de depósitos de relave relacionados con la estabilidad química, se refieren directamente a la generación de efluentes con altas concentraciones de contaminantes, estos contaminantes son fundamentalmente metales en solución y acidez. La legislación ambiental ha establecido Límites Máximos Permisibles (LMP) que los efluentes deben contener antes de ser vertidos al medio receptor natural. El proceso de cierre contempla entonces, una etapa de remediación o control para reducir las concentraciones de metales (además de pH, turbidez, etc.) por debajo de los LMP, seguida por la adopción de medidas para preservar esta situación en forma permanente.

El abandono técnico o cierre de estos emplazamientos implica el aseguramiento de la estabilidad química en forma permanente, además de consideraciones similares con respecto a la estabilidad física de las estructuras y recuperación o restitución de las áreas disturbadas a una situación similar o mejor a la que existía antes de la actividad minera en la zona. La recuperación del área afectada implica, por lo general, el desarrollo de una vegetación autosostenida; esta revegetación no puede lograrse a menos que se garantice la estabilidad química en forma permanente.

5.2 DRENAJE ÁCIDO DE RELAVE

5.2.1 Definición

El drenaje ácido de relave o llamado también “aguas ácidas de mina” es el efluente contaminado que resulta de la oxidación de piritas y otros sulfuros de ganga, en presencia de agua y oxígeno u otro agente oxidante. La oxidación de los sulfuros da lugar a ácido sulfúrico y sulfato férrico que a su vez constituyen los agentes lixiviantes y oxidantes que disuelven otros metales y agravan el carácter contaminante de los efluentes generados en los depósitos de relave, tal como se esquematiza en la Figura 5.1.

El desarrollo de este drenaje es un proceso que depende del tiempo e involucra oxidación, tanto química como biológica. Por lo tanto, las principales componentes para la generación de drenaje ácido son: minerales sulfurados reactivos, agua o atmósfera húmeda y un oxidante, particularmente oxígeno, ya sea de la atmósfera o de otras fuentes químicas. De otro lado, la velocidad y extensión de la generación de ácido son afectadas por factores secundarios como actividad bacteriana, pH y temperatura.

5.2.2 Características Principales

Las características principales del drenaje ácido de relaves son su bajo pH (llegándose a niveles de pH cercanos a 2), su alto contenido de iones (principales sulfatos e iones metálicos) y acidez muy alta (a niveles próximos a los 5000 mg de CaCO_3 equivalente por un litro). Otra característica importante es su gran capacidad para movilizar metales pesados que pueden estar presentes en los sulfuros. Las aguas ácidas de mina ofrecen un medio favorable para la presencia de iones metálicos en distintas concentraciones de elementos como hierro, magnesio, aluminio, manganeso, cobre, zinc, plomo, etc.

En la Tabla 5.1 se presenta la severidad del drenaje ácido de acuerdo al contenido de pirita.

Tabla 5.1
Severidad Relativa del Drenaje Acido de Mina

Contenido de Pirita	Sulfuración Masiva	Reemplazo de Carbonatos
<5%	-	Nada
5 – 15%	Moderado	Menor
15 – 25%	Serio	Moderado
>25%	Severo	Serio

5.2.3 Proceso de Generación de Drenaje Ácido

En general, la tendencia de cualquier muestra de mineral o de roca a generar acidez neta es una función del balance entre los minerales potencialmente productores de ácido y aquellos que consumen acidez.

En la Figura 5.2 se aprecia la generación y el desarrollo del drenaje ácido a través del tiempo y se describen las reacciones del proceso de generación de aguas ácidas, específicamente la oxidación de la pirita (FeS_2) que es uno de los minerales siempre presente en los yacimientos de sulfuros.

En dicha figura, la ecuación (1) describe el proceso de oxidación de la pirita en su primera fase. Para que esta reacción ocurra es necesaria la presencia del oxígeno y tal como se puede apreciar la oxidación del hierro no es completa pues el producto de la reacción es el ion ferroso y no el férrico. Los productos de la reacción (1) van a generar el inicio de la acidificación del agua la cual, de no ser neutralizada, provocará a su vez la caída del pH. Sin embargo, la oxidación del hierro se completa en la ecuación (2) cuando el ambiente es lo suficientemente oxidante como para convertir el ion ferroso en férrico.

La actividad biológica puede jugar un rol importante acelerando o desacelerando la oxidación de los sulfuros. *Thiobacillus Ferroxidans* es conocido por acelerar las reacciones (2), (4) y (5) a través de su capacidad para acelerar la oxidación del ion ferroso. Sin embargo, para que la actividad bacteriana realmente acelere los procesos de oxidación el pH del medio debe ser inferior a 3.2, esto ocurre en la etapa III. Por otro lado, se sabe que la intensidad de la actividad bacteriana depende de la temperatura y que a temperaturas muy bajas tienden a inhibir la acción bacteriana.

5.2.4 Manifestación Externa del Drenaje Ácido

La manifestación externa del drenaje ácido constituye el efluente del depósito y su vertimiento al medio receptor constituye contaminación si las concentraciones de metales y otros elementos presentes superan sus respectivos LMP.

La concentración de dichos elementos depende, en primer término, de la concentración de compuestos solubles presentes tanto en el agua intersticial como en las partículas mismas de relave. En segundo término depende de la dilución o relación líquido/sólido existente entre el caudal de las aguas que contactan los relaves y el peso o volumen de relaves afectados por esta infiltración. En tercer término depende del volumen de agua intersticial presente en cada zona específica del depósito.

No obstante las acciones de control que se emprendan en el futuro pueden evitar la ocurrencia del drenaje ácido, existe en el interior del depósito un volumen importante de agua intersticial con alta concentración de elementos contaminantes generados con anterioridad cuya migración al exterior ocasionará contaminación. No habrá contaminación si el caudal de infiltración es insuficiente para ocasionar su flujo al exterior; tampoco

existirá contaminación si ese caudal es tan elevado que diluye la concentración original por debajo del LMP.

El conocimiento de este régimen de caudales y concentraciones permite por otro lado racionalizar convenientemente los flujos conducidos por los canales de derivación y drenaje, tanto internos como externos, para garantizar que la concentración final sea menor que el LMP.

5.2.5 Predicción de la Generación del Drenaje Ácido en un Proyecto Minero

La forma mas indicada para enfocar el problema de generación de aguas ácidas es la predicción. Las técnicas de predicción permiten determinar si en un proyecto minero existe la posibilidad de que el drenaje ácido vaya a ser generado como consecuencia de la exposición de material portador de sulfuros a la acción del aire y el agua. Si un buen programa de predicción de drenaje ácido es llevado a cabo, se podrán mejorar el diseño de la mina, el diseño del sistema de procesamiento, el sistema de procesamiento y el método para la disposición del desmonte y los relaves de forma tal que los riesgos de generación de agua ácidas se disminuyan al mínimo.

Un adecuado programa de predicción tiene que complementar las etapas de prospección geológica y evaluación de reservas desde su inicio. El programa de predicción deberá proporcionar información que permita optimizar las técnicas de minado, tratamiento y disposición de relaves y desmonte propuestas para el proyecto, en la Figura 5.3 se muestra el esquema del desarrollo de un programa de predicción de drenaje ácido en un proyecto minero.

Por otro lado, en depósitos de relaves donde el drenaje ácido ya se viene generando, el enfoque para la solución de ese problema es distinto, teniéndose en esos casos que aplicar técnicas de control para disminuir o evitar su generación o el tratamiento de los efluentes con métodos de neutralización química. Sin embargo, esto no significa que estos casos no se deban considerar la aplicación de técnicas de predicción, pues estas son herramientas que permitan estimar la duración del fenómeno y su comportamiento en el futuro.

5.3 MÉTODOS DE MITIGACIÓN DEL DRENAJE ÁCIDO

Este acápite describe algunas de las técnicas disponibles para mitigar los efectos del drenaje ácido en depósitos de relave abandonados sin ningún plan de cierre.

5.3.1 Tratamiento de los Flujos Superficiales

Los flujos superficiales acidificados provenientes de los depósitos de relaves pueden ser colectados y tratados con cal, como agente de neutralización, a través de plantas de tratamiento, significando esto, el último recurso para solucionar el problema de la generación de drenaje ácido, además son costosas y requieren de grandes cantidades de cal procesada proveniente de fuentes cercanas, y producen grandes cantidades de lodos con metales los cuales en sí mismos presentan problemas de disposición. Por otro lado, éstas requieren operación y mantenimiento a perpetuidad porque la duración de la generación de drenaje ácido es, en sí misma, ilimitada. En la Figura 5.4 se presenta un proceso esquemático del tratamiento de drenaje ácido de relaves.

La desventaja de esta solución es que solo las descargas superficiales pueden ser tratadas en este caso, sin embargo, la protección del agua subterránea requerirá recubrimiento de los depósitos o medidas similares. En tal sentido, un tratamiento activo de agua no es en general una solución apropiada para la mitigación de drenaje ácido, teniendo en cuenta además que esta tecnología no parece ser conveniente para grandes flujos de drenaje ácido.

5.3.2 Disposición Subacuática

La oxidación de los relaves puede ser prevenida, en primer lugar, si la totalidad del relave es mantenida bajo el agua. Usualmente una profundidad de agua de 1-2 metros es considerada suficiente para reducir los efectos del oxígeno disuelto y de las olas. Esta es una solución muy efectiva y puede ser fácilmente implementada si los depósitos de relaves se acondicionan específicamente para estas condiciones

Para que ésta sea una estrategia conveniente, la inmersión de los depósitos de relaves debe ser permanente, garantizando un suministro confiable de agua. Además, cualquier depósito de relaves que retenga permanentemente agua superficial será siempre vulnerable a las fallas de la represa y a los deslizamientos causados por los desbordes de inundación y terremotos. La inmersión permanente del depósito de relave reducirá únicamente los

riesgos de la generación de drenaje ácido a costa de riesgos crecientes contra la estabilidad física. En vista de la incertidumbre en los estimados hidrológicos y riesgos sísmicos claramente documentados en el Perú, la inmersión permanente no es una estrategia adecuada para la mitigación del drenaje ácido, además, por otro lado, esta inmersión solo cubriría la zona de finos, que como se verá mas adelante, no es la principal generadora de drenaje ácido, no solucionado en nada el problema.

5.3.3 Coberturas

Este método se refiere a la construcción de una cobertura de baja permeabilidad, de arcilla u otros materiales, utilizando equipo de construcción convencional, colocando y compactando el material. La cobertura convenientemente inclinada y nivelada, previene la acumulación de las escorrentías y reduce la infiltración en condiciones de clausura, a la vez que restringe simultáneamente el ingreso de oxígeno a los relaves, que es uno de los agentes que producen el drenaje ácido.

Dependiendo de la condición ácida de la superficie del depósito de relave, esta cobertura presentará una composición mixta, tal como se muestra en la Figura 5.5 donde se presenta una variedad de coberturas de acuerdo a la infiltración. Por otro lado, la construcción de coberturas se debe ser complementada con un sistema de drenaje eficiente que pueda desviar las aguas superficiales para evitar la infiltración y con ello el traslado de las aguas ácidas hacia la zona baja del depósito. De esta forma, las coberturas merecen una consideración especial para mitigar el drenaje ácido en los depósitos de relaves abandonados sin ningún plan de cierre, como es el caso de los depósitos en estudio.

5.3.4 Método de Mitigación Empleado para los Depósitos en Estudio

De acuerdo a las ventajas y desventajas de los métodos de mitigación de drenaje ácido anteriormente mencionados, teniendo en consideración la ubicación y la geomorfología de la zona, el método de estabilización mediante la cobertura resulta ser el mas apropiado para los depósitos en estudio.

Esta medida esta definida como de "Control en el Origen", ya que consiste en la reducción o eliminación de la generación del drenaje ácido en la misma fuente. Esta opción es sumamente exitosa, obviando el tratamiento perpetuo en el caso de que se tratase el efluente con plantas de neutralización.

5.4 CARACTERIZACIÓN QUÍMICA

El estudio de Caracterización Química se realiza con el objetivo de determinar la extensión de la contaminación que puede generar o genera en la actualidad cada uno de los depósitos nombrados, y entonces diseñar el Plan de Cierre definitivo para garantizar la estabilidad química en el corto, mediano y largo plazo. Este conocimiento permitirá diseñar apropiadamente el método de estabilización, que en este caso corresponde a la cobertura de los depósitos, optimizando la relación costo-beneficio.

Existen antecedentes respecto al comportamiento diferenciado, desde el punto de vista de estabilidad química, tanto en diferentes depósitos de un mismo material como en diferentes zonas de un mismo depósito y la consideración de este comportamiento influye notablemente en el diseño del Plan de Abandono y en el costo del mismo.

5.4.1 Beneficios Importantes de la Caracterización Química

Se podrían lograr beneficios importantes gracias a la caracterización química de los diferentes depósitos de relave considerados. Estas pautas se pueden considerar como preliminares ya que depende del estudio geoquímico de los relaves. A continuación se describen estos beneficios:

a) Reducción de la Extensión de la Cobertura

En estudios realizados en depósitos aledaños (Chinchán y Tablachaca) se demostró que la zona de finos no es generadora severa de drenaje ácido y en ocasiones puede ser incluso consumidora de ácido, a diferencia del dique que es la fuente principal de este tipo de contaminación.

Entonces la caracterización química de las diferentes zonas de los depósitos indicados puede dar como resultado que la cobertura de la zona de finos no sea necesaria desde el punto de vista del drenaje ácido o que en todo caso pueda emplearse coberturas simples para efecto de protección ante la acción eólica.

b) Empleo de Cobertura Simple para el Dique

La forma de deposición de los relaves influye en la generación del drenaje ácido, ya que dependen del tiempo de exposición al medio ambiente, lo que influye notablemente en el proceso de oxidación.

Por otro lado, se ha observado la existencia de drenaje ácido y de fuerte oxidación en los diques de los depósitos Bellavista, Casapalca, Tablachaca, Antuquito y Yauliyacu Antiguo, donde la forma de deposición de éstos corresponde al método "Aguas Arriba", sin embargo, este fenómeno no es perceptible en Yauliyacu Nuevo, donde el método de deposición fue el de "Agua Abajo", no observándose la existencia de oxidación del relave, y que podría entonces este depósito requerir una cobertura simple previo resultado del estudio químico.

c) Capacidad Neutralizante de los Estratos Inferiores del Dique

Este mecanismo implica que el drenaje ácido producido en las capas superficiales del dique por efecto de las precipitaciones pluviales directas, se infiltra hacia las zonas internas donde el sulfuro no puede oxidarse por la poca accesibilidad de oxígeno, y que por lo tanto tienen gran capacidad de neutralización. Al tenderse el talud, por razones geotécnicas, se favorecerá la infiltración vertical que aprovecha esta capacidad neutralizante. Si el análisis de las muestras internas confirma esta capacidad, el sistema puede autoregularse en gran medida, y el excedente capturarse en un sistema independiente de colección para su tratamiento posterior.

d) Transferencia de Material de una Zona a otra Durante el Tendido del Talud

Durante la operación de tendido del talud se extrae relave a lo largo de una amplia franja de la parte superior del dique y se emplaza el mismo en la parte inferior de dique sobre el talud actual. En consecuencia terminamos con una superficie diferente a la original; en la parte superior se tendrá ahora la superficie fresca de sulfuros con gran tendencia a oxidarse en lugar de una capa antigua en la cual los sulfuros se han oxidado y neutralizado a compuestos más estables. La capa inferior puede por el contrario verse favorecida por una doble capa de relaves sin sulfuros (donde los sulfatos han sido neutralizados), que podría requerir coberturas diferentes a la de la parte superior. Los resultados que se obtengan dependerán de las características químicas del relave en esas zonas y de la profundidad de los estratos reubicados, de modo que su conocimiento previo puede permitir el uso racional

de estos relaves. También puede darse el caso de que el material de una zona muy agresiva del dique pueda emplazarse en la zona de finos para reducir el riesgo de drenaje ácido.

e) Obtención de Material de Cobertura a Partir del Mismo Depósito

El material apropiado para una cobertura, simple o múltiple, puede obtenerse del mismo depósito, por ejemplo el material fino para la cobertura impermeable se obtiene de la zona de lamas y será apropiada si no tiene capacidad de generación de drenaje ácido, para ello se requiere caracterizarla químicamente.

Además, teniendo en cuenta la existencia de zonas muy diferenciadas con respecto a la generación de drenaje ácido, de acuerdo a una caracterización química, posibilita el uso de mezclas de relaves ácidos y neutros para reducir significativamente el consumo de Calcita (CaCO_3), mineral empleado en la neutralización. La cobertura granular intermedia o final, también puede obtenerse de la zona de playa del depósito si previamente se determina su capacidad de generación de drenaje ácido.

f) Diseño del Sistema de Tratamiento para Drenajes Ácidos Eventuales

Ya se indicó que aún los sistemas mas sofisticados de cobertura requieren no solo de mantenimiento sino también de un sistema que capture los efluentes que se originen en casos extraordinarios o por fallas diversas que con el tiempo ocurren en todos los sistemas de coberturas. Para diseñar este sistema es necesario determinar la magnitud y calidad ambiental (pH, metales, etc.) del efluente que se generará.

En ciertas circunstancias podría resultar mas apropiado optar por un sistema de tratamiento periódico que una cobertura que siendo de carácter permanente requiere supervisión y mantenimiento. La extensión del drenaje ácido se irá atenuando a medida que transcurra el tiempo y se consuman los sulfuros de las capas más superficiales. El tratamiento de los efluentes solo se realizaría unas pocas veces durante la estación lluviosa.

g) Repulpado para la Reubicación de los Relaves

La alternativa de reubicar, parcial o totalmente, los relaves almacenados en Antuquito es una buena alternativa. El lugar de destino en tal caso sería Tablachaca y Yauliyacu Antiguo, pues el relave puede ser conducido a ambos depósitos por gravedad. Los ahorros

en materia de infraestructura para manejo de aguas, coberturas, y tratamiento de afluentes ácidos pueden ser significativos cuando se elimine este depósito.

Sin embargo, el transporte por gravedad requiere del repulpado con agua, que a su vez lixivia los sulfatos metálicos formados durante el drenaje ácido, y podría, eventualmente, dificultar este traslado o requerir el tratamiento del efluente en una Planta de Neutralización. También debe tomarse en cuenta el balance ácido-base y de contaminantes resultante cuando el material de ambas relaveras sea mezclado. Para proyectar esta alternativa es necesario realizar pruebas de repulpado con muestras representativas de relaves de las zonas consideradas.

h) Control de la Erosión Eólica

La erosión eólica afecta indirectamente la estabilidad del depósito porque acumula material indeseable en canales y otras estructuras hidráulicas y porque puede alterar la inclinación en zonas críticas como la zona de finos, alterando entonces el patrón de circulación de las aguas superficiales. También la presencia de partículas en suspensión es un problema ambiental que afecta la calidad del aire. La estabilización química demanda obras que reducen, simultánea y significativamente, la erosión eólica.

La revegetación de estas zonas de cobertura resultaría una buena solución, estas generalmente se realizarían con dosis controladas de riego (por goteo o aspersión) durante las épocas de estío y del crecimiento de las plantas; luego de este desarrollo el crecimiento es sostenido por la precipitación natural. En ningún caso la infiltración penetra lo suficiente (más allá de 0.5 m) como para poner en riesgo estas estructuras.

i) Caracterización Química de Materiales de Construcción

Para estabilizar los depósitos de relave es común el empleo de desmonte de mina entre otros materiales; de mismo modo este tipo de material parece adecuado para ser empleado como cobertura simple donde hay que evitar la erosión eólica e hídrica. En tal caso será necesario realizar pruebas para determinar el potencial de generación de ácidos de estos materiales. Del mismo modo, es necesario establecer el balance ácido-base de los materiales de cantera propuestos para la cobertura, sea esta simple o compleja.

5.5 CRITERIOS DEL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

La estabilidad química de un depósito de relaves está íntimamente ligada a su contenido de sulfuros, o específicamente pirita, y al contenido de ganga no sulfurosa que consume ácido. Se estima que la tendencia a producir Drenaje Acido de Relave (DAR) es mayor en el dique mismo debido a la mayor concentración de sulfuros y a su porosidad. La tendencia a formar DAR será mucho menor en la zona de finos debido entre otros factores a la retención de humedad permanente que limita el acceso de oxígeno, la escasa porosidad y el menor contenido de sulfuros.

El relave de la Planta Concentradora de Casapalca (ahora Yauliyacu), depositado en los depósitos en estudio tenía un contenido de pirita en el orden de 10-15%, que si bien es moderado (ver Tabla 5.1), es suficiente para causar drenaje ácido debido al escaso contenido de ganga consumidora de ácido. En estas condiciones el Potencial Ácido del relave supera notablemente a su Potencial Neutralizante dando como resultado un Potencial Neto Neutralizante bastante negativo (-150 Kg. CaCO₃/TM).

5.5.1 Definiciones Previas

Para un mejor entendimiento de este acápite es importante tener en cuenta las siguientes definiciones:

a) Drenaje Acido:

Es la ocurrencia de efluentes con pHs ácidos que han solubilizado una cantidad importante de metales originalmente presentes en el relave; se genera ácido sulfúrico en forma espontánea por oxidación y lixiviación de los sulfuros presentes. Si la ganga no-sulfurada tiene capacidad suficiente de neutralización, la oxidación ocurre pero el ácido generado se neutraliza y reduce la contaminación.

b) Potencial Acido (AP):

Es la capacidad de un material, en este caso el relave, para generar ácido. Se expresa en Kg. de CaCO₃ por Tonelada métrica de relave y depende exclusivamente de su contenido de azufre como sulfuro. Para determinar su valor se multiplica este contenido de azufre por el factor 31.25. Se expresa en términos del CaCO₃ requerido para neutralizar el ácido generado.

c) Potencial Neutralizante (NP):

Es la capacidad que tiene un material, en este caso el relave, para neutralizar ácido. Se expresa en Kg. de CaCO_3 por Tonelada métrica de relave y dependen exclusivamente de su contenido de minerales consumidores de ácido tales como los carbonatos, óxidos, silicatos, etc. Su determinación se realiza mediante titulación ácido - base.

d) Potencial Neto Neutralizante (NNP):

Es la capacidad neta que tiene un material, en este caso el relave, para generar o consumir ácido. Se expresa en Kg. de CaCO_3 por Tonelada métrica de relave y se determina por simple diferencia entre el Potencial Neutralizante y el Potencial Acido, esto es:

$$\text{NNP} = \text{NP} - \text{AP}$$

5.5.2 Criterios de Análisis de Estabilidad Empleado:

Se han establecido criterios de estabilidad química basados en experiencias y datos de campo colectados en países desarrollados (ver Figura 5.5). Estos criterios son aceptados internacionalmente para garantizar la idoneidad de sistemas de control de la contaminación en el sector minero, y a continuación son descritos:

a) Primer Criterio:

- Si el NNP es mayor que + 20 Kg. de CaCO_3/TM entonces no habrá drenaje ácido.
- Si el NNP es menor que - 20 Kg. de CaCO_3/TM entonces sí habrá drenaje ácido.
- Si el NNP está entre - 20 y + 20 Kg. de CaCO_3/TM entonces puede o no haber drenaje ácido.

b) Segundo Criterio:

- Si el cociente NP/AP es mayor o igual que 3.0 entonces no habrá drenaje ácido.
- Si el cociente NP/AP es menor que 3.0 entonces sí habrá drenaje ácido.

Este criterio es mucho más exigente que el primero, y en general es más aplicable a materiales heterogéneos como rocas de desmontes o labores mineras.

5.5.3 Límites Máximos Permisibles de los Efluentes Contaminantes

Una vez que se produzca el drenaje ácido, estas soluciones lixivian otros metales como Pb, Zn, Cd, Mn, además del Fe solubilizado durante su generación. Si bien los sulfatos de estos minerales en algunos depósitos no reportan pH ácidos, ello no implica, en modo alguno, que el mismo no sea contaminante, ya que gozando de suficiente estabilidad a pHs cercanos al neutro o aún a pHs alcalinos (caso del Zn y Mn), reportan por ello concentraciones bastante mayores que sus respectivos LMP en soluciones neutras.

En la Tabla 5.2 se indica los límites máximos permisibles que los efluentes deben cumplir antes de ser vertidos al medio receptor natural.

Tabla 5.2
Límites Máximos Permisibles de Efluentes Contaminantes

Parámetros	Niveles Máximos Permisibles Ministerio de Energía y Minas		Ley de Aguas Clase III
	Promedio anual (mg/l)	Instantáneo (mg/l)	
pH *	6 a 9	6 a 9	5 a 9
SS **	25	50	-
Sulfatos	-	-	400
As	0.5	1.0	0.2
Cd	-	-	0.1
Cu	0.3	1.0	0.5
Fe	1.0	2.0	1.0
Pb	0.2	0.4	0.1
Mg	-	-	150
Mn	-	-	0.5
Zn	1.0	3.0	25

* El pH no tiene unidades.

** SS : Sólidos suspendidos.

5.5.4 Neutralización del Drenaje Ácido

La estabilidad de los compuestos solubles de los metales lixiviados por el drenaje ácido está principalmente en función del pH. Efluentes con pH ácidos (menor de 7.0) manifiestan en cierto modo la ocurrencia actual del drenaje ácido, y la extensión del fenómeno será mayor cuanto más bajo sea este pH, cuando el drenaje ácido inicial ha sido neutralizado

por la ganga consumidora de ácido el pH del efluente toma valores neutros. Por otro lado, es preciso indicar que la neutralización, para ser efectiva desde el punto de vista ambiental, no debe limitarse a pHs alrededor de 7.0, por ejemplo para la precipitación completa del Zn se requiere un pH mayor de 9.0.

La solución del problema generado por el drenaje ácido será resuelto mediante el tratamiento por alcalinización y separación sólido/líquido (S/L), donde el costo del mismo dependerá del caudal y severidad del efluente. La alcalinización será mediante la adición al relave oxidado un agente neutralizante para la disminución del pH a valores neutros o por encima de 7. El mineral que se considera como el mejor agente neutralizante es la Calcita (CaCO_3).

Por otro lado, el balance hídrico en el sistema que conforma el depósito es también de gran importancia, pues el drenaje ácido generado en un punto específico de ella puede ser diluido y/o neutralizado por el gran caudal de corrientes de agua neutra, reduciendo entonces la concentración de metales por debajo del LMP. En este punto es muy importante diferenciar entre la mezcla interna de efluentes que tiene lugar dentro del sistema del depósito y aquella que ex-profesamente se realiza con aguas naturales externas para encubrir la contaminación.

5.5.5 Aplicación de Bactericidas

Es conocido el hecho de que los sulfuros se oxidan a velocidades moderadas en presencia de aire y agua, pero ante la acción de la actividad bacteriana ocurre el efecto catalizador extremo sobre esta oxidación debido a la acción de la bacteria del tipo *Thiobacillus Ferroxidans*. Se han reportado estudios que la velocidad de oxidación /generación de ácido de incrementa en el orden de 100 a un millón de veces respecto a la oxidación en ausencia de ella.

Existen en la actualidad diversos tipos de bactericidas que destruyen las bacterias productoras del ácido gracias a su acción surfactante (un surfactante es similar al detergente activo que caracteriza los detergentes comerciales) y son solubles en agua y se disuelven, por lo tanto, con las lluvias. Estas soluciones disuelven entonces la membrana protectora de citoplasma (o película de grasa) que permite la supervivencia de las bacterias oxidantes en el ambiente tóxico (ácido y metales) que ellos crean.

Cuando se trata de operaciones de cierre definitivo de depósitos de relave la simple aplicación del bactericida es suficiente para proporcionar un control permanente. La inhibición durante un largo plazo de las bacterias permite que ellas sean reemplazadas por bacterias heterotróficas benignas, las mismas que continuarán promoviendo la calidad de la vegetación. El establecimiento de la vegetación evita por su parte el re-establecimiento de las bacterias productoras de ácido al crear un ambiente reductor en el suelo y prolongando la estabilidad química de la cobertura.

5.6 SITUACIÓN DE LOS DEPÓSITOS DE RELAVE ESTUDIADOS

En la mayoría de los depósitos de relave la contaminación se hace evidente recién después del cierre de las operaciones; por otro lado, estos problemas pueden continuar por muchos años sin que alguien se haga cargo de ellos, significando estos un problema ambiental preocupante.

En los depósitos considerados, con la excepción de Yauliyacu Nuevo, la disposición de relaves se realizó siguiendo el obsoleto método de "Aguas Arriba". Este método no es recomendable, y menos aún para el caso de zonas de alta sismicidad como la que corresponde al entorno. El depósito Yauliyacu Nuevo fue en cambio construido con el método de "Aguas Abajo" y empleando hidrociclones para la clasificación y obtención de relave grueso para el dique. Este método proporciona una gran estabilidad física a la estructura y, como veremos más adelante, mejora notablemente la estabilidad química.

5.6.1 Antecedentes Sobre la Estabilidad Química del Relave de Casapalca

Hasta el año 1993 en que se inician los monitoreos ambientales ordenados por la Dirección de Asuntos Ambientales del Ministerio de Energía y Minas, no se había evaluado el efecto contaminante de los relaves y sus efluentes. En 1994 se mejora ostensiblemente el procedimiento de monitoreo y en el mes de marzo de 1995 se elabora el Reporte EVAP (Evaluación Ambiental Preliminar) que se constituye en el antecedente más importante relacionado con la estabilidad química (y física) de depósitos de relave.

Las primeras determinaciones del balance ácido-base, necesarias para caracterizar la estabilidad química de los relaves y otros materiales similares, fueron realizadas en la Unidad de Producción (UDP) Casapalca a principios de 1994, y constituyen también los primeros ensayos de este tipo en el país.

El balance ácido - base del relave reportó los siguientes resultados

- El Potencial de Neutralización (NP) resulta igual a 105 Kg.CaCO₃/TM de relave.
- El Potencial Acido (AP) resulta igual a 255 Kg.CaCO₃/TM de relave.
- El Potencial Neto de Neutralización (NNP) resulta entonces:

$$\text{NNP} = \text{NP} - \text{AP} = 105.3 - 255.1 = - 150 \text{ Kg.CaCO}_3/\text{TM relave, y}$$

$$\text{NP/AP} = 0.41$$

En consecuencia y dado el alto valor negativo de NNP, y el reducido valor del cociente NP/AP reportados, podemos concluir que el relave de esta UDP es un material con un alto potencial de generación de drenaje ácido.

La Tabla 5.2 proporciona una medida de la severidad relativa del drenaje ácido del relave de Casapalca comparado con el relave de otras unidades mineras polimetálicas de la Sierra Central.

Tabla 5.3
Valores de AP, NP y NNP para los Relaves de Varias Plantas Concentradoras

Relave	Fe	SiO ₂	ST	NP*	AP*	NNP*	NP/AP*
Cerro de Pasco	35.7	14.2	36.7	45	1170	-1125	0.04
Cobriza	40.8	17.5	18.0	65	574	- 509	0.11
Yauricocha	17.0	11.5	18.9	258	603	-345	0.43
Morococha	9.2	51.3	9.0	11	287	-276	0.04
San Cristóbal	15.2	39.8	4.0	103	128	-25	0.80
Andaychagua	13.4	38.5	3,2	120	102	+18	0.80

*NP, AP y NNP, expresados en Kg.CaCO₃/TM

5.6.2 Diferencia de la Oxidación del Relave en los Depósitos del Tipo “Aguas Arriba” y “Aguas Abajo”

Es importante tener en cuenta la diferencia de la oxidación del relave de acuerdo a la forma de deposición del mismo. El croquis de la Figura 5.6 gráfica las diferencias entre ambos métodos, y se puede observar que en el caso de un depósito “Aguas Abajo” la superficie expuesta del talud del dique de contención tiene un corto tiempo de exposición a la atmósfera y conserva una humedad suficiente durante dicho tiempo para limitar su oxidación; al cabo de dicho tiempo el talud es recubierto por una nueva capa de relave fresco y húmedo (con agua alcalina) que evita el contacto con el aire, proporciona la alcalinidad para neutralizar cualquier formación incipiente de ácido y restablece la humedad, también hay que tener en cuenta que el NP disponible en el relave es suficiente para neutralizar las soluciones ácidas que se produzcan en ese intervalo.

Por el contrario, en los depósitos “Aguas Arriba”, una vez concluido el dique de una etapa de crecimiento, éste drena e inicia su oxidación y generación de ácido a medida que el depósito crece. Los tiempos de exposición en este caso se cuentan por décadas comparados con meses en el caso de los depósitos tipo “Aguas Abajo” y la generación de soluciones ácidas alcanza valores extremos que el NP del relave no puede balancear.

De esta forma, existe una diferencia notable en cuanto a la generación del drenaje ácido en función al método de construcción, siendo los relaves del dique del depósito de tipo “Aguas Arriba” más propensos a generar drenaje ácido y por ende más inestables químicamente.

Para mayor ilustración podemos indicar que el relave emplazado en el dique del depósito Chinchán en 1982, estuvo expuesto por espacio de 2 a 3 meses al igual que todas las etapas sucesivas y permanece desde entonces cubierta por una capa de relaves húmedos con un espesor que oscila entre 90 y 22,6 m, el dique emplazado en la misma época en el depósito Tablachaca ha permanecido en cambio expuesto directamente a la atmósfera por espacio de 15 años, con la consiguiente oxidación y generación de ácido. Una análisis similar puede ser válido para comparar la oxidación sufrida a los relaves del dique del depósito Yauliyacu Nuevo en comparación con los depósitos Antuquito y Bellavista.

5.6.3 Situación de los Depósitos de Relaves

La ocurrencia de drenaje ácido pronunciado en el talud y en la zona de finos es un hecho generalizado en todos los depósitos estudiados a excepción del depósito Yauliyacu Nuevo. Sin embargo, cabe poca duda de que lo mismo ocurra con este depósito en el mediano o largo plazo.

La mayor parte de los depósitos de relave antiguos, han sido construidos con el método "Aguas Arriba", que es sumamente inapropiado para la topografía y condiciones sísmicas de la zona. El riesgo de colapso por licuación es aún mayor si se tiene en cuenta que la zona recibe precipitación pluvial intensa y que la mayor parte de los depósitos no cuentan con sistemas de derivación de las aguas de escorrentía ni sistemas para evitar la infiltración pluvial directa. La pendiente del dique de contención o talud frontal es sumamente empinada, indicando que se ha acumulado material, probablemente inadecuado, sobre los taludes más antiguos, en un afán de maximizar el uso del espacio.

En algunos casos la ocurrencia de drenaje ácido en el talud ha contribuido, afortunadamente, a mejorar la estabilidad física de estos depósitos debido al endurecimiento y consolidación del dique de contención como consecuencia de la oxidación de los sulfuros y cementación de las partículas con los productos de reacción (hidróxidos y óxidos de fierro).

A continuación se muestra la situación de cada depósito en estudio como resultado del estudio químico:

a) Depósito de Relave Antuquito

En términos generales el depósito de relave Antuquito en condiciones iniciales no muestra evidencia de generación de drenaje ácido, esto se debe a que por mucho tiempo el relave expuesto al medio ambiente ha sido oxidado, lixiviado y transportado.

El pH tanto en la zona del dique como de la zona de finos mantiene valores neutros o mayores que 7.0. Estas condiciones actuales no favorecen de ningún modo la actividad bacterial oxidante (*Thiobacillus Ferroxidans*) que como se ha dicho cataliza el drenaje ácido, y por lo tanto el drenaje ácido está ocurriendo a velocidades susceptibles de ser controladas con poca dificultad.

El contenido de sulfuros en el dique es bastante moderado debido a su degradación ocurrida con anterioridad, pero también hay evidencia de que el relave de las capas superiores fue emplazado sin clasificación previa. La capacidad de neutralización (NP) del relave en esta zona es moderada pero suficiente para atenuar la generación de ácido debido a su bajo contenido de concentraciones de sulfuros. Sin embargo, al removerse esta capa para estabilizar físicamente el depósito se encontrará estratos con contenidos muy altos de sulfuros que requieren de cobertura para evitar el drenaje ácido, el que será suficiente para restringir el acceso de oxígeno a este estrato y preservar la estabilidad química.

En la zona de finos el contenido de sulfuros es irregularmente alto en las capas superiores pero disminuye rápidamente con la profundidad, al mismo tiempo el NP se incrementa apreciablemente. Como consecuencia existe suficiente capacidad de neutralización en esta zona para balancear el ácido que eventualmente se genere en las capas superiores; el NNP en esa zona alcanza valores positivos. Los requerimientos de la cobertura son en consecuencia moderados.

Los estratos interiores del depósito reportan niveles importantes de metales que se disolverán en contacto con el agua de infiltración conformando efluentes con niveles que superan el LMP. Esta contaminación ocurriría independientemente de si se genera o no drenaje ácido en el futuro, y ha sido originado por eventos ocurridos con anterioridad. El Zn y Cd alcanzan los niveles más significativos desde el punto de vista ambiental, y su persistencia se explica por su estabilidad aún a pH moderadamente alcalinos. En consecuencia hay que minimizar la infiltración de agua a los niveles inferiores.

b) Depósito de Relave Bellavista

Este depósito presenta el mayor grado de oxidación y drenaje ácido que todos los depósitos estudiados, el drenaje ácido ocurre en las zonas más antiguas del dique y en toda la extensión de la zona de finos. El pH tanto en el exterior como en el interior de esta zona reporta valores muy ácidos, llegando a 2 en la zona de finos y a 0.9 en el conducto del drenaje principal ubicado en el pie del talud; sin embargo la capa de relave ácido en la zona de finos no penetra más de 1 m. En estas condiciones la actividad bacteriana, que cataliza el drenaje ácido, es muy significativa. La concentración de metales en los efluentes que origina esta zona supera en 3 órdenes de magnitud a sus respectivos LMP.

En la zona superior del dique no existe drenaje de ácido. El estrato oxidado llega hasta los 0.20m y la oxidación se ha profundizado mucho más en las zonas de menor cota, existiendo una enorme diferencia respecto a la zona inferior del dique ya que las zonas de menor cota son las más antiguas y las de mayor exposición por tratarse de un depósito construido con el método "Aguas Arriba". Con respecto al talud inferior, por debajo de la cota 3,890, éste presenta un drenaje ácido sumamente severo y se encuentra en la zona de menor profundidad; entonces puede saturarse con mayor facilidad que el resto de zonas y generar efluentes ácidos en forma inmediata. Este comportamiento diferenciado tiene suma importancia para definir la estrategia de excavación, emplazamiento y tipo de cobertura para cada zona del dique.

El comportamiento en la zona de finos en la zona superficial (hasta 1 m de profundidad) es similar al talud inferior del dique y se ha observado una extensa oxidación, con pHs sumamente ácidos. Es evidente que existe una intensa actividad bacteriana tanto en el dique como en esta zona de finos. No obstante, debajo de 1 m es neutro en toda su extensión y tiene un alto Potencial de Neutralización que se incrementa progresivamente con la profundidad. Se ha determinado que el NP por debajo de 2 m alcanza su valor máximo de 125.

En situación inicial, el agua intersticial presente en todos los estratos del relave tiene un contenido variable de metales; también los compuestos metálicos solubles se han solidificado por evaporación y permanecen en el interior de los estratos. La concentración final de estos elementos dependerá del caudal de agua infiltrada, siendo la única fuente de agua de infiltración la de precipitación pluvial directa en vista de que se prevé la construcción de sistema de drenaje superficial.

c) Depósito de Relave Yauliyacu Nuevo

Este depósito no presenta signos de drenaje ácido a diferencia de los otros depósitos estudiados. Esta característica importante se debe a su proceso de construcción, ya que a diferencia de resto de los depósitos ubicados en la zona de Casapalca aquí se ha empleado el método "Aguas Abajo". Con este sistema de construcción el material de relave en el talud agua abajo ha estado expuesto un tiempo considerablemente menor que si se hubiera tratado del método "Aguas Arriba".

Como se dijo no existe la generación de drenaje ácido en ninguna zona del dique. El pH tanto en el exterior como en el interior de esta zona, reporta valores neutros. En estas condiciones la actividad bacteriana que cataliza el drenaje ácido no es significativa. La concentración de metales en los efluentes que origina esta zona está por debajo del LMP. Si bien no se observa drenaje ácido en la actualidad hay evidencia de que el NP residual ha disminuido significativamente y en el futuro puede ser superado por la generación de ácido.

El comportamiento en la zona de finos es similar a la zona del dique. El pH en toda su extensión y profundidad reporta valores mayores que 7.0 y los efluentes generados en esta zona reportan concentraciones menores o cercanas al LMP. No se observa drenaje ácido en la actualidad pero hay evidencia de que el NP residual ha disminuido significativamente y en el futuro puede ser superado por la generación de ácido. La concentración de metales tiende a presentarse por debajo de 1 m, y no hay evidencia de concentración capilar cerca de la superficie.

En general este depósito ha mostrado una gran estabilidad química comparada con el depósito de Bellavista, y a la luz de antecedentes se infiere que el método de construcción (Aguas Abajo) ha sido el factor decisivo para ello. Consecuentemente la estabilización para el largo plazo puede ser establecida a un menor costo y con coberturas más simples que en el caso de Bellavista.

5.7 MEDIDAS DE ESTABILIZACIÓN

El enfoque mostrado de las características principales de cada uno de los depósitos estudiados a través del estudio de la caracterización química permite proyectar diseños menos conservadores para garantizar la estabilidad química de la estructura y evitar la generación de efluentes contaminantes obteniéndose entonces una mejor relación costo-beneficio.

De acuerdo a las características geográficas y químicas de los depósitos el uso de coberturas resulta la medida de estabilización más adecuada, lógicamente acompañada de medidas complementarias como drenaje y neutralización del relave ácido.

5.7.1 Descripción de las Medidas de Estabilización

Se presenta a continuación la descripción las medidas de estabilización establecidas para los depósitos de relave de acuerdo al estudio caracterización química.

a) Neutralización de Relaves

Si bien cada depósito podría exhibir una estabilidad química aceptable luego del perfilado de los taludes del dique, es necesario monitorear el desarrollo de la vegetación para descartar la absorción de metales en el mediano plazo, en tal caso, para el mantenimiento de esta cobertura se deberá aplicar campañas de encalamiento (adición de CaO). A este procedimiento se le denomina barrera alcalina.

b) Aplicación del Agente Bactericida

Es importante la aplicación de un bactericida antes del encapsulamiento, especialmente en la nueva superficie del dique. Esto previene con eficacia la actividad bacterial del *Thiobacillus Ferroxidans*, que es el responsable de una generación incontrolada del drenaje ácido. La dosificación que se requiere está en el orden de 0.15 kg/m^2 . La aplicación de este agente no puede efectuarse una vez que la cubierta ha sido implantada.

c) Coberturas

El objetivo de las coberturas es de reducir la infiltración de agua y oxígeno, que como se ha dicho corresponde a los principales agentes generadores del drenaje ácido. Hay diversas alternativas de cobertura que se pueden considerar; algunas consisten exclusivamente de material de canteras mientras que otras integran materiales sintéticos para control de infiltración y drenaje. En todos los casos la cobertura final es material de suelo vegetal con plantas incorporadas protegiendo además, la estructura contra la erosión eólica e hídrica y mejorando el impacto visual. La caracterización química de cada depósito entonces, nos permite reducir significativamente el costo y el tipo de cobertura sin perjuicio de la estabilidad química en el corto y largo plazo.

Se ha determinado que aún con coberturas simples la posibilidad de generación de efluentes contaminantes neutros es escasa porque la penetración de la infiltración no alcanza mas allá de 0.5 m, aún en el caso de eventos de precipitación extrema. No obstante, es importante mantener un diseño conservador en vista de la cercanía de estos depósitos al río Rímac.

d) Sistema de Drenaje

Con el objetivo de captar cualquier infiltración que pudiera ocurrir en el caso de que fallase la cobertura se debe proyectar un canal de drenaje perimétrico situado al pie del talud del dique del depósito. Este flujo deberá unirse con el de las cunetas de las bermas.

Todos los flujos captados por las cunetas de las bermas, canal del pie del talud deben unirse y conducirse hasta la rápida que conduce las aguas de los canales de coronación. Allí se unirán ambos flujos, y el efluente resultante se conduce entonces al río Rímac. La unión de ambos flujos no debe ser sumergida, para permitir el muestreo del efluente del depósito. Este punto constituye una de las estaciones de monitoreo para evaluar la calidad del efluente del depósito. Esta unión es suficiente también para reducir su concentración por debajo del LMP, aún en el caso de fallas importantes de la cobertura.

e) Medidas Complementarias**e.1) Estaciones de Monitoreo**

Para evaluar la calidad del efluente se plantean la construcción de estaciones de monitoreo en el área adyacente al depósito. Estas estaciones serán para evaluar la calidad de agua superficial y subterránea así como la evaluación de la calidad de aire.

La estación de monitoreo de calidad de agua superficial estará ubicada en el punto de descarga al río Rímac del canal que conduce el conjunto de flujos de los canales de cada terraza y del canal de coronación (zona de finos).

La estación de monitoreo de calidad de agua subterránea será un pozo excavado al pie de la terraza del depósito de relave. El pozo será de suficiente profundidad para alcanzar el nivel freático y ser accesible al encargado de tomar las muestras; debe mantenerse las paredes expuestas en su interior.

Para el monitoreo de calidad de aire será necesario establecer una Línea de Base o Diagnóstico Ambiental con respecto a la calidad de aire antes de iniciar las obras de Cierre. Posteriormente se deberá monitorear una vez por semestre a fin de cuantificar los beneficios obtenidos en la calidad de aire como consecuencia del desarrollo de la vegetación.

e.2) Cerco Perimétrico

Para evitar el acceso de animales o personas extrañas al depósito se plantean la instalación de un cerco perimétrico.

5.7.2 Depósito de Relave Antuquito

De acuerdo a los resultados del estudio químico se determinó que el depósito en forma general, no generaría drenaje ácido en la zona del dique y de finos mediante el uso de una cobertura simple una vez realizado las medidas de estabilización geotécnica, tal como se indica en el Plano P-9. Esta cobertura simple deberá estar proveída de una barrera alcalina para el control de la migración ascendente de metales solubles en esta zona y de la aplicación del bactericida. En la Tabla 5.4 se indica el tipo de cobertura recomendada.

Tabla 5.4
Descripción de Cobertura Recomendada - Depósito Antuquito

Denominación	Espesor (cm)	Descripción
Barrera Alcalina	20	- Estrato de 20 cm rastrillado y mezclado con CaO* (3.5 kg/m ²), luego compactado. - Aplicación de bactericida* al talud, 0.15 kg/m ²
Cubierta de Suelo	25	- Cernido a 2 "
Cobertura vegetal	10	- Transplantado

* El CaO empleado deberá tener mas de 80 % CaO disponible.

Como medida complementaria a la cobertura simple se plantea la construcción de un sistema de drenaje como se indica el Plano P-6 y el establecimiento de sistemas de monitoreo superficial, ubicado al final del canal de coronación, sistema de monitoreo subterráneo, a través de un pozo excavado ubicado en el talud Oeste y la protección de las mismas a través de un cerco perimétrico.

Por otro lado, la zona de finos deberá ser nivelada con una pendiente de 1.5% que oriente el flujo hacia el canal de cola del depósito. Las banquetas construidas en el talud del dique rebajado, deberán tener una contrapendiente similar hacia la cuneta de colección ubicada en cada banqueta.

5.7.3 Depósito de Relave Bellavista

Este depósito presenta condiciones de oxidación diferentes de acuerdo a la zona de exposición al medio ambiente, produciendo la generación de drenaje ácido en las zonas más antiguas del dique y en toda la extensión de la zona de finos, por ello se hace necesario de acuerdo al estudio de caracterización química el uso de diferentes tipos de coberturas, tal como se indica en el Plano P-10.

La cobertura en la zona superior del dique, por encima de la cota 3890, puede hacerse con una cubierta simple si primero se elimina el relave ácido de la zona producto de la estabilización geotécnica, deberá proveerse de una barrera alcalina para el control de la migración ascendente de metales solubles en esta zona y de la aplicación del bactericida.

La estabilización geotécnica del depósito demanda la remoción de un volumen importante del talud (por encima de la cota 3,890) que será emplazado sobre la actual zona de finos. Es conveniente separar, en lo posible, el relave ácido del talud superior del relave neutro para usar este como cobertura final antes del material de suelo; su granulometría gruesa impedirá la migración capilar y puede obviarse entonces la barrera alcalina. El relave ácido será entonces encapsulado por relave neutro de la zona de finos obtenido al excavar una terraza, y luego cubierto con dicho material.

Con respecto al talud inferior, por debajo de la cota 3,890, este presenta un drenaje ácido sumamente severo y se encuentra por otro lado en la zona de menor profundidad; entonces puede saturarse con mayor facilidad que el resto de zonas y generar efluentes ácidos en forma inmediata. La forma más conveniente de cobertura en esta zona resulta ser entonces con una membrana sintética de HDPE, que puede ser complementada con un geocompuesto (geotextil-geomalla) para facilitar el drenaje interno. En la Tabla 5.5 se describe los diferentes tipos de coberturas establecidas para la estabilización de este depósito.

Tabla 5.5
Descripción de Cobertura Recomendada - Depósito Bellavista

Zona	Descripción
Dique Cotas 3,890 - 3,930	Zona con áreas con/sin drenaje ácido <ul style="list-style-type: none"> - Recalce y estabilización física (banquetas) - Separación del relave neutro y ácido - Traslado del relave neutro a la zona de finos para cobertura - Traslado del relave ácido a la zona de finos para ser encapsulado con relave fino neutro - Aplicación de bactericida* al talud, 0.15 kg/m² - Cobertura con material de cantera de 20 cm - Mezcla con turba, 10 cm - Fertilización - Siembra con semilla mejorada - Incorporación de sistema de riego
Dique Cotas 3,855 - 3,890	Zona con drenaje ácido intenso <ul style="list-style-type: none"> - Recalce y estabilización física (terraplenes) - Aplicación de bactericida, 0.15 kg/m² - Instalación de membrana HDPE de 1mm** - Cobertura con material de cantera de 20 cm - Cobertura y mezcla con turba, 5 cm - Siembra y fertilización - Incorporación de sistema de riego
Terraza de finos Cotas 3,930 - 3,930	Zona con drenaje ácido intenso hasta 1 m de profundidad <ul style="list-style-type: none"> - Excavación y almacenamiento de relave ácido fino, 1 m - Excavación de terraplén hasta 2 m adicionales de profundidad y almacenamiento de relave neutro fino - Emplazamiento de relave ácido del dique y zona de finos, en el terraplén excavado - Cobertura con relave neutro de zona superior del dique* - Cobertura con 2 m de relave neutro de zona de finos - Aplicación de bactericida, 0.15 kg/m² - Cobertura con material de cantera de 20 cm - Cobertura y mezcla con turba, 5 cm - Siembra y fertilización - Incorporación de sistema de riego

* No está definido cual de los dos relaves neutros, el fino o el del dique, tiene menor contenido de sulfuros; el de menor contenidos se emplazará encima del de mayor contenido

Como medida complementaria al sistema de coberturas se plantea la construcción de un sistema de drenaje como se indica el Plano P-7 y el establecimiento de sistemas de monitoreo superficial, ubicado en el punto de descarga al río Rímac, de sistemas de monitoreo subterráneo, a través de un pozo excavado al pie, en la terraza del depósito de relave, sistema de monitero de la calidad de aire y de la protección de las mismas obras a través de un cerco perimetrico.

Por otro lado, la zona de finos deberá ser nivelada con una pendiente de 1.5% que oriente el flujo hacia el canal de cola del depósito. Las banquetas construidas en el talud del dique rebajado, deberán tener una contrapendiente similar hacia la cuneta de colección ubicada en cada banqueta.

Además, se prevé como medida de contingencia la construcción de un tanque de retención para almacenar eventuales efluentes contaminados que pudieran ocurrir por falla de la cobertura y subsecuente generación de drenaje ácido.

5.7.3 Depósito de relaves Yauliyacu Nuevo

Este depósito ha mostrado una gran estabilidad química comparada con el depósito de Bellavista, y a la luz de antecedentes se infiere que el método de construcción (Aguas Abajo) ha sido el factor decisivo para ello. Consecuentemente, la estabilización para el largo plazo puede ser establecida a un menor costo y con coberturas más simples que en el caso del depósito Bellavista, tal como se indica en el Plano P-11.

La cobertura del dique se puede hacer directamente sobre el estrato actual del relave y no se requiere de barrera alcalina ni barrera de capilaridad (gracias a la granulometría gruesa). Como prevención adicional se aplicará el bactericida a razón de 0.15 Kg/m^2 en las zonas previamente designadas indicada en el Plano P-8. La aplicación futura se hará si las diferencias mostradas por el desarrollo de la vegetación y el control del drenaje ácido lo ameritan. En la zona de finos el requerimiento de la cobertura de cierre es sumamente moderado y solo se requiere de una cobertura simple sin barreras de capilaridad ni alcalina, pero como prevención adicional se aplicará el bactericida a razón de 0.045 Kg/m^2 . En la Tabla 5.6 se indica el tipo de cobertura recomendada.

Como medida complementaria al sistema de coberturas se plantea la construcción de un sistema de drenaje como se indica el Plano P-8 y el establecimiento de sistemas de monitoreo superficial, ubicado en el punto de entrega al túnel de conducción Rímac, de sistemas de monitoreo subterráneo, a través de un pozo excavado al pie del talud aguas abajo del dique de contención, sistema de monitero de la calidad de aire y de la protección de las mismas obras a través de un cerco perimétrico.

Tabla 5.6
Descripción de Cobertura Recomendada - Depósito Yauliyacu Nuevo

Zona	Descripción
Dique Cotas 3,990 - 4,078	Zona sin drenaje ácido, sin cobertura vegetal, sin migración capilar, NP residual. - Perfilamiento, 6 terrazas con canales de drenaje - Aplicación de bactericida*, 0.075 kg/m ² - Cobertura con material de cantera de 25 cm - Cobertura y mezcla con turba, 10 cm - Fertilización - Siembra con semilla mejorada - Incorporación de sistema de riego
Zona de Finos Cotas 4,078 - 4,078	Zona sin drenaje ácido sin cobertura vegetal, NP residual, sin capilaridad - Aplicación de bactericida*, 0.045 kg/m ² - Cobertura con material de cantera de 30 cm - Cobertura y mezcla con turba, 5 cm - Siembra y fertilización - Incorporación de sistema de riego

* La aplicación está referida a toda el área de la zona, pero se aplica a un área mucho menor a razón de 0,15 kg/m².

Por otro lado, la zona de finos deberá ser nivelada con una pendiente de 1.5% que oriente el flujo hacia el canal de cola del depósito. Las banquetas construidas en el talud del dique rebajado, deberán tener una contrapendiente similar hacia la cuneta de colección ubicada en cada banqueta.

Además, se prevé como medida de contingencia la construcción de un tanque de retención para almacenar eventuales efluentes contaminados que pudieran ocurrir por falla de la cobertura y subsecuente generación de drenaje ácido.

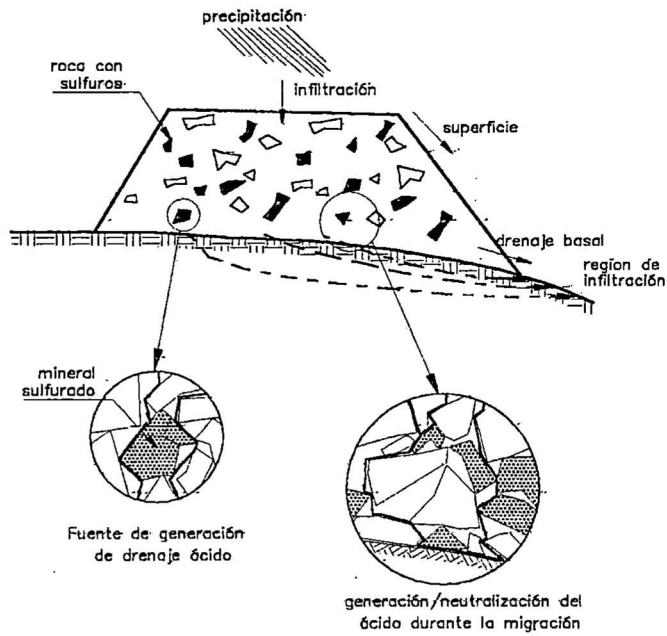


Figura 5.1: Proceso de generación e infiltración de drenaje ácido de mina.

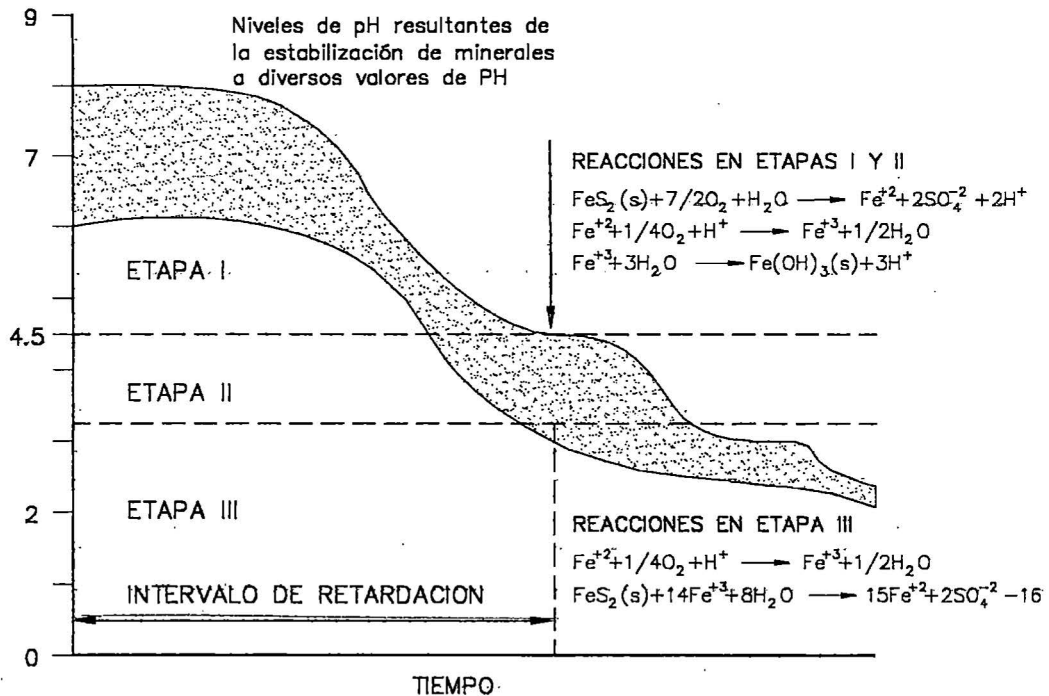


Figura 5.2: Etapas de la formación del drenaje ácido de mina.

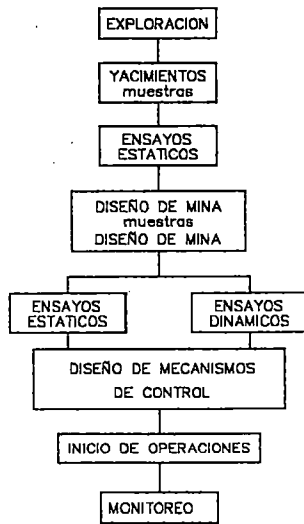


Figura 5.3: Esquema de desarrollo de un programa de predicción de drenaje ácido en un proyecto minero.

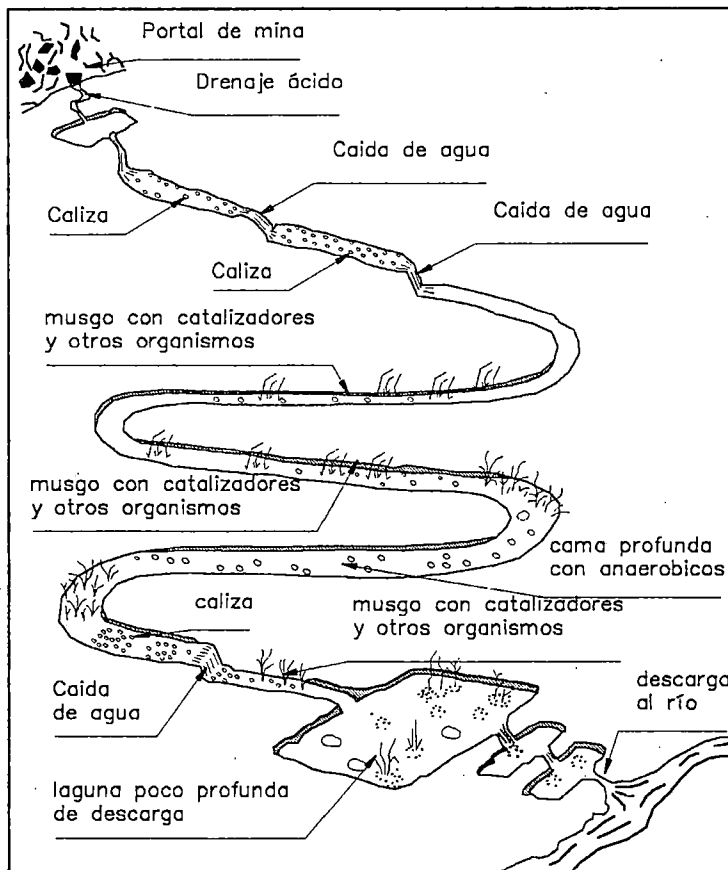
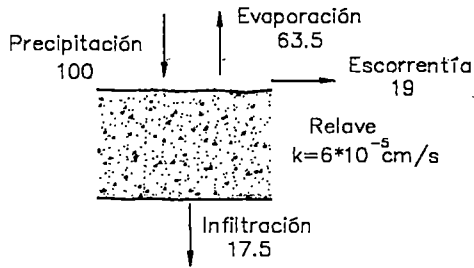
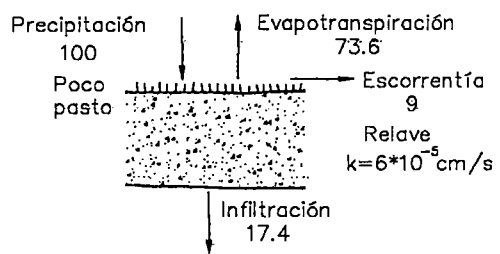


Figura 5.4: Proceso esquemático del tratamiento del drenaje ácido de relaves

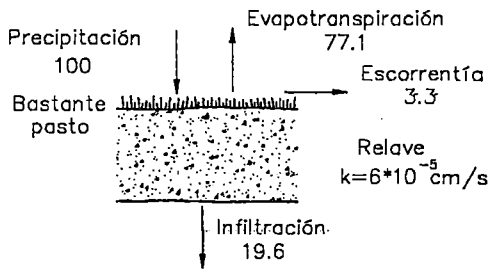
A) SIN COBERTURA



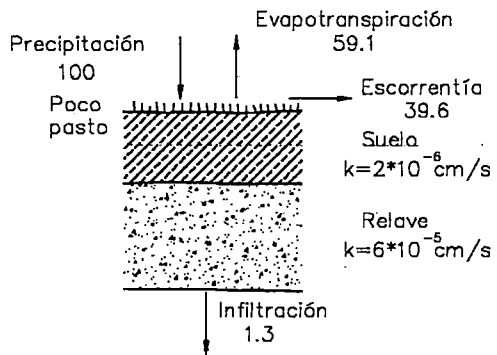
B) VEGETACION MODERADA



C) BUENA VEGETACION



D) BAJA PERMEABILIDAD



E) ALTA PERMEABILIDAD

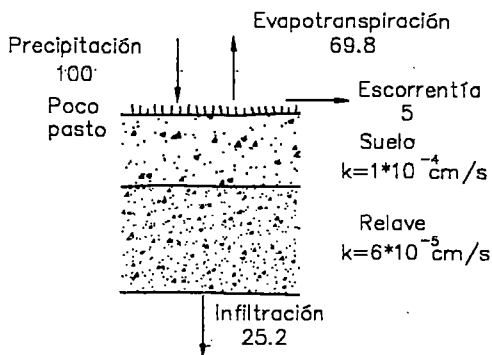
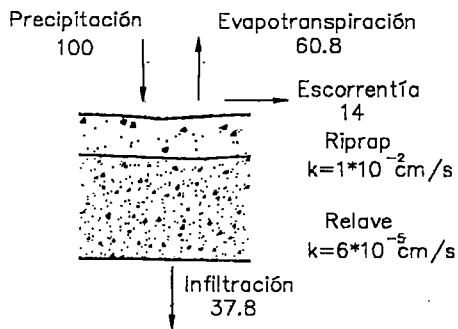
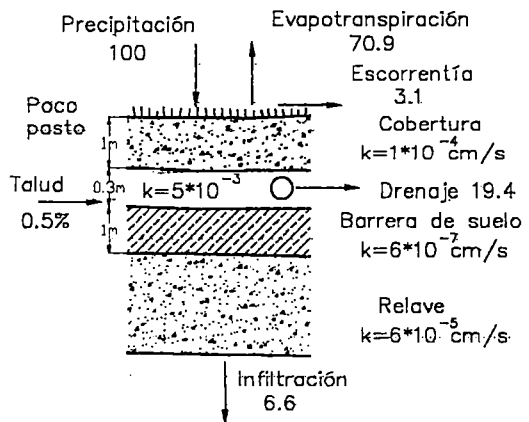


Figura 5.5(a): Efecto de la cobertura sobre el coeficiente de infiltración.

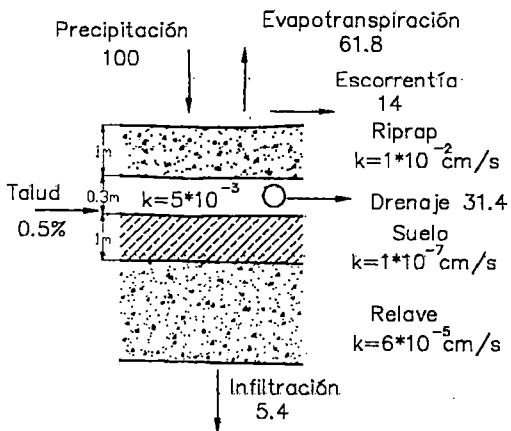
F) COBERTURA RESISTENTE A LA EROSION



G) BARRERA DE SUELO CON DRENAJE LATERAL Y COBERTURA DE SUELO



H) ALTA PERMEABILIDAD



I) BARRERA DE SUELO CON MEMBRANA SINTETICA, DRENAJE LATERAL Y COBERTURA DE SUELO

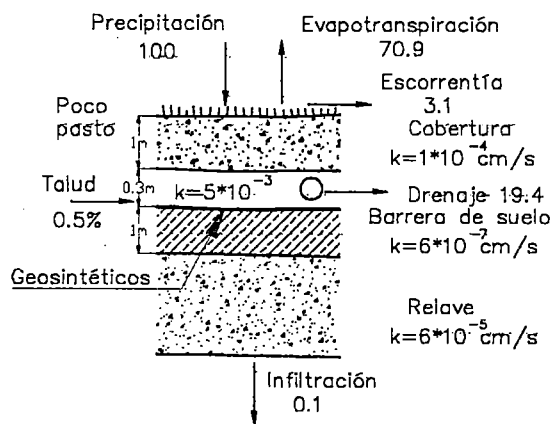


Figura 5.5(b): Efecto de la cobertura sobre el coeficiente de infiltración

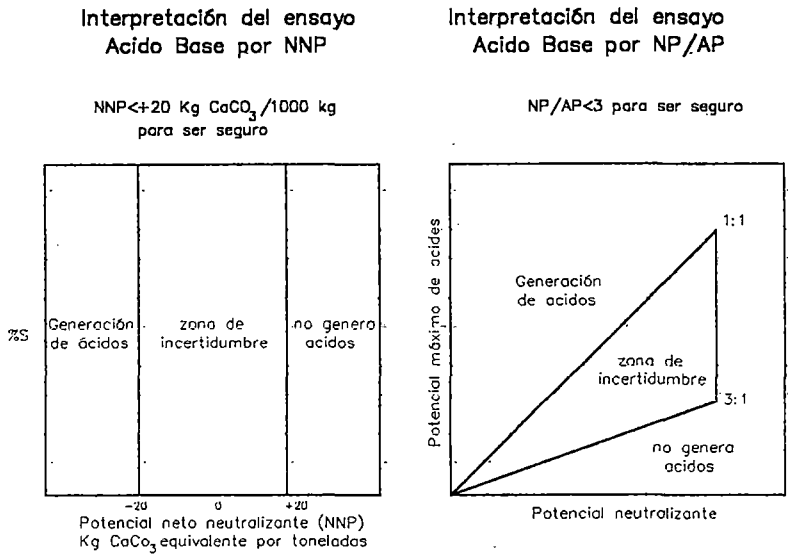


Figura 5.6: Criterios de análisis de estabilidad química.

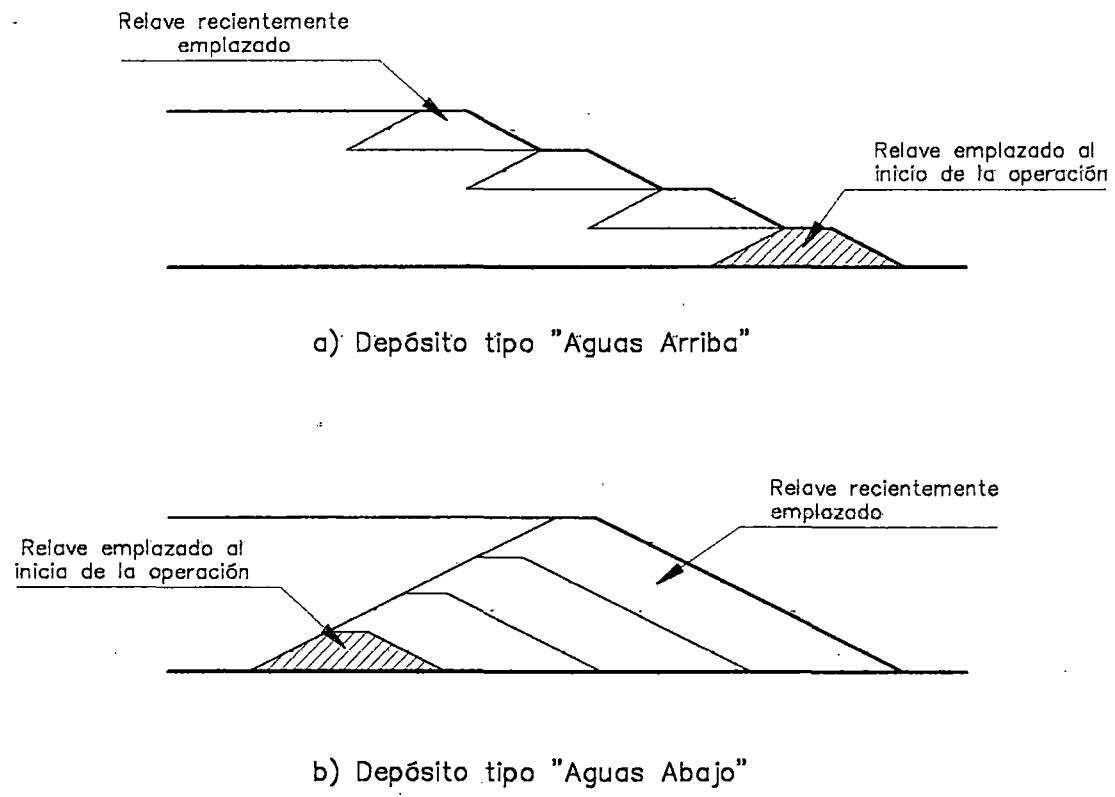


Figura 5.7: Tiempo de exposición de los relaves de acuerdo al método de construcción.

CAPÍTULO 6

EVALUACIÓN DEL IMPACTO AMBIENTAL

6.1 GENERALIDADES

El drenaje ácido de relave es el problema más importante que afecta el medio ambiente causado por la industria minera, por ello es importante que en todo proyecto minero se realice una evaluación del impacto ambiental generado por el drenaje ácido del relave. En consecuencia, el impacto ambiental de estas aguas ácidas es función del tiempo y es dependiente de las condiciones ambientales de base y la capacidad de dilución y neutralización del medio.

El propósito de llevar a cabo la Evaluación de Impacto Ambiental (EIA) es establecer las condiciones ambientales existentes, dentro y en el ámbito de influencia del proyecto para evaluar los posibles impactos que pueden ser ocasionados por el proyecto e identificar las medidas de mitigación que serán necesarias para eliminar o minimizar los impactos a niveles aceptables.

Los impactos sobre las comunidades biológicas que habitan cursos de agua afectados por drenajes ácidos de mina son importantes ya que el drenaje ácido generará una disminución en la población de los organismos y una reducción en la diversidad de los mismos. Cursos de agua claros se transforman en aguas turbias de color ocre volviéndose inadecuados para la vida de peces y plantas.

Metales provenientes no sólo de la mina, sino también otros como el aluminio (el tercer metal más abundante en la corteza terrestre), pueden pasar al curso de las aguas como iones disueltos debido a las condiciones ácidas del agua. Esto puede provocar que el agua no sea apropiada para la irrigación, para consumo de ganado o incluso para uso industrial o consumo humano debido a los altos costos del tratamiento al cual debería ser sometida.

Otro punto que debe tomarse en cuenta es el efecto visual que provocan los cursos de aguas ácidas debido a la precipitación de hidróxidos de hierro que van a dar una coloración ocre al agua y al lecho de los ríos.

En resumen, podemos decir que los efectos negativos del drenaje ácido de mina son muchos y que van directamente ligados a un efecto económico negativo. La pérdida de la posibilidad de hacer uso del agua con fines de consumo humano o industria, se ven reflejados en el precio que se debe pagar para obtener agua limpia y en el valor que se le puede asignar a un área en donde un recurso tan importante como el agua se vea restringido.

Por último, es importante mencionar que se considera dentro del análisis general para la evaluación de la estabilidad de depósitos de relave dos formas, una química y la otra física. La inestabilidad física contempla factores de seguridad estático y pseudo-estático, como lo considera la **RD-440-96-EM/DGM**. La inestabilidad química esta inicialmente contemplada en el **DS-016-92-EM** y en las guías ambientales, incluyéndose también los límites máximos permisibles para la minería.

6.2 NORMATIVIDAD AMBIENTAL

El marco legal esta referido a la normatividad ambiental vigente y tiene relación con la elaboración de los estudios de Evaluación del Impacto Ambiental. Los aspectos ambientales se rigen por el Decreto Legislativo N°613 (Código del Medio Ambiente y de los Recursos Naturales) promulgado en setiembre de 1990 y modificado por la Ley de Promoción Minera. Las nuevas regulaciones para la protección ambiental en las actividades mineras y metalúrgicas fueron aprobadas por el Decreto Supremo 016-93-EM del 28 de abril de 1993 y el Decreto Supremo 059-93-EM del 13 de diciembre de 1993, respectivamente.

6.3 RIESGOS AMBIENTALES ASOCIADOS A DEPÓSITOS DE RELAVES

Para el análisis de los aspectos ambientales se consideró un enfoque a partir de los elementos ambientales asociados a un depósito de relave, de forma que el análisis sea más ordenado y esquemático, los que se muestran a continuación:

1. Físicos

a) Clima

- Variación de ciclo hidrológico potencial.

b) Aguas superficiales e hidrología

- Riesgo de variación temporal del régimen hidrológico por deslizamiento.
- Riesgo de elevación temporal de sólidos suspendido o turbidez.
- Riesgos de valores de metales pesados y otros contaminantes.

c) Aguas subterráneas e hidrogeología

- Riesgo de contaminación de acuíferos.
- Riesgos de variación hidrogeológica por movimientos de material aguas abajo.

d) Suelos

- Riesgo de pérdida de zonas ribereñas con bofedales y alto desarrollo edáfico.
- Riesgo de contaminación de suelos ribereños.

2. Bióticos

a) Flora, Fauna

- Riesgos de intoxicación por consumo de agua contaminada.
- Riesgo de muerte por deslizamiento de los depósitos.
- Riesgo de desaparición de especies ribereñas.

b) Vida acuática

- Riesgo de desaparición por contaminación con metales con posibilidad de muerte, acumulación de elementos tóxicos.
- Riesgo de desaparición por deslizamiento de los depósitos.

Riesgo de alteración del entorno por sólidos suspendidos y variaciones químicas.

3. Socio-culturales

a) Salud humana y vida

- Riesgo pérdida de vida humana y de infraestructura y bienes.
- Riesgo de enfermedad humana por contaminación química.

b) Uso Agrícola

- Riesgo de pérdida de tierra de uso agrícola.
- Riesgo de contaminación de tierras de uso agrícola.

c) Domestico

- Riesgo de interrupción del uso de aguas con fines domésticos en zonas afectadas.
- Riesgos de contaminación de aguas con fines domésticos.

6.4 METODOLOGÍAS DE EIA

Para la elaboración de los estudios de impacto ambiental no existe aún una metodología específica ni un patrón bien definido, ya que los aspectos dependerán directamente del tipo de proyecto sobre el que se va a aplicar, de las características ambientales del sitio del proyecto, de la intensidad y extensión de los posibles impactos generados y de la profundidad de la modalidad de Manifestación de Impacto Ambiental (MIA) que se va a elaborar.

Actualmente se reconoce la necesidad de aplicar métodos y técnicas científicamente válidos, especialmente en la predicción cuantitativa de los potenciales impactos. Asimismo, existe la convicción de que el estudio de impacto ambiental, es parte de un proceso interactivo, con varias etapas de aproximación al problema, en el cual la calidad de información y los resultados necesitan en cada caso ser probados y mejorados.

Todos estos métodos tienen en común el efectuar un análisis integrado y multidisciplinario del medio, con el fin de coleccionar, analizar, comparar y organizar información y datos sobre Potenciales Impactos Ambientales del estudio y evaluar así los efectos de una determinada acción sobre la calidad del ambiente.

Los principales métodos de evaluación de impacto ambiental son descritos a continuación:

- Método AD-HOC.
- Listas de Chequeo.
- Matrices de Interacción Causa-Efecto.
- Redes de Interacción de Diagramas de Sistema.
- Sistemas Cartográficos.

- Modelización y Análisis de Sistemas.
- Indicadores Individuales.
- Métodos Numéricos.
- Métodos Cuantitativos.

6.4.1 Método AD-HOC

Consiste en la integración de un grupo de especialistas de diferentes disciplinas para identificar impactos en sus áreas de especialidad. También se les conoce como Paneles o Reunión de Expertos, con el objeto de obtener respuestas rápidas sobre los impactos ambientales del proyecto, en base a la experiencia personal de cada especialista. Este método se utiliza generalmente cuando el tiempo es corto y se carece de datos para el tratamiento sistemático de los impactos. Su principal desventaja es su alto nivel de subjetividad de sus resultados, que dependen de la calidad de coordinación, los criterios de selección de los participantes, el nivel de información básica y los diferentes temperamentos y prejuicios de cada especialista.

6.4.2 Listas de Chequeo

Son listas comprensivas de efectos ambientales e indicadores de impacto orientados a proporcionar al analista elementos para un diagnóstico adecuado de las consecuencias de las acciones proyectadas. Es de tipo cualitativo, usado generalmente para análisis preliminares. Su ventaja es que permite cubrir o identificar todas las áreas de impacto. Las listas de chequeo van acompañadas de un informe que describe detalladamente las posibles variaciones de cada uno de los factores ambientales.

6.4.3 Matrices de Interacción Causa-Efecto

Son listas de chequeo generalizadas de las actividades de un proyecto y de los factores ambientales que son principalmente afectados por los impactos del mismo. Ambas listas se colocan indistintamente en las columnas o en los reglones de la matriz, permitiéndoles identificar relaciones causa-efecto. En cada casilla de la matriz se registra una conclusión del efecto favorable o desfavorable.

Las principales desventajas son:

- Se concentran mayormente en parámetros ambientales, ignorando criterios sociales y económicos.

- No proporciona una guía sistemática de la evaluación consistente en cada casilla.
- La mayoría se concentra en los impactos negativos.
- La mayoría son difíciles de manejar.

Los principales métodos de la matriz Causa-Efecto son:

- Método de la matriz de Leopold.
- Método de la matriz de Moore.

6.4.4 Redes de Interacción de Diagramas de Sistema

Este método consiste en una Red de Causa-Condición-Efecto que permite la identificación de impactos acumulados o indirectos, que no son explicados adecuadamente por las matrices Causa-Efecto. Ayudan a lograr un análisis integrado de los impactos, induciendo al trabajo en conjunto.

Los principales métodos son:

- Método de Cnyrpad.
- Método de Sorensen.

6.4.5 Sistemas Cartográficos

Se refiere a las técnicas basadas en el uso de una serie de mapas transparentes que se pueden sobreponer para producir una caracterización compuesta del ambiente regional. Los mapas describen factores ambientales o características del suelo y la distribución del proyecto con todas sus obras. Este método es más aplicado para seleccionar alternativas e identificar ciertos tipos de impactos. No permite cuantificar impactos o interacciones secundarias. Se utiliza generalmente sistemas de información geográfica (SIG).

Los principales métodos son:

- Superposición de Mapas.
- Método de Mc Harg.

6.4.6 Modelización y Análisis de Sistemas

Este método pretende ser la representación de la estructura y funcionamiento global de un sistema ambiental. El análisis sistemático implica:

- Definir un objetivo a alcanzar para resolver el problema.

- Definir las soluciones alternativas.
- Introducir estas soluciones alternativas a un cuadro formalizado (paralelo de simulación, programa matemático, modelo físico matemático).
- Determinar la solución óptima.

Los modelos deben contener todas las relaciones y variables que son significativas en el sistema ambiental. Estos pueden tener un carácter estático y pueden cuantificar el sistema en un momento determinado. Pueden ser dinámicos con lo que representa el funcionamiento del sistema a lo largo de un periodo de tiempo.

Los principales métodos son:

- Método Tricart
- Método de Falque

6.4.7 Indicadores Individuales

Este método desarrolla y calcula un conjunto de valores para indicadores individuales de impacto. Se opera del siguiente modo:

- Se elabora una relación de factores ambientales, según las características del proyecto.
- Se clasifican por orden de importancia los factores ambientales (cualitativamente).
- Se comparan las variantes del proyecto, mediante su factor previamente seleccionado.
- Se identifica la mejor variante, en función de su posición a cada uno de los factores ambientales y de su importancia.

El método es multidisciplinario, pero no tiene en cuenta el carácter dinámico de los factores ambientales, sin efectuar una valorización cuantitativa.

6.4.8 Métodos Numéricos

Este método se basa en la normalización y ponderación, con la finalidad de comparar numéricamente indicadores y obtener resultados agregados para cada alternativa. Las escalas de los indicadores deben estar en unidades comparables. También se puede introducir una tecnología de ponderación.

Los principales métodos son:

- Método de la Universidad de Georgia
- Método de Fisher - Davies

6.4.9 Métodos Cuantitativos

Dentro de estos métodos se considera como más representativo el método de Batelle. Este método permite la evaluación sistemática de los impactos ambientales que produciría un proyecto mediante el uso de indicadores compatibles. A través de este procedimiento se puede conseguir una planificación a medio y largo plazo de los proyectos minimizando los impactos ambientales.

6.5 EVALUACION DE METODOS DE EIA

A medida que se han desarrollado los métodos para el análisis de impactos, se han realizado comparaciones periódicas de acuerdo con ciertos criterios predeterminados. Los autores que han desarrollado estos estudios comparativos, han presentado criterios selectos para el agrupamiento y comparación de determinados métodos. Los principales estudios que se han hecho son el de Warner and Preston en 1973 y el de Smith en 1974.

6.5.1 Estudio Warner and Preston

El estudio de Warner and Preston incluye 17 métodos y establece cuatro componentes para una evaluación de impactos: identificación, medición, interpretación y comunicación. Los criterios para la evaluación de métodos se resume en las siguientes tablas:

- Tablas 6.1 a 6.4: Contiene preguntas que representan los criterios asociados con cada uno de los componentes.
- Tabla 6.5: Muestra las preguntas de criterio asociadas con requerimientos de recursos, replicabilidad y flexibilidad.
- Tabla 6.6: Presenta un sumario de la evaluación de los 17 métodos.

6.5.2 Estudio de Smith

El estudio de Smith incluye 10 criterios para la evaluación de 23 métodos. Estos criterios son:

a) Integridad

El método a elegir deberá ser capaz de evaluar al ecosistema en su conjunto

b) Flexibilidad

El método debe ser suficientemente flexible, puesto que los proyectos de diferente tamaño y escala pueden producir diferentes tipos de impactos.

Tabla 6.1
Preguntas de Criterio para la Interpretación de Impactos

Criterios	Preguntas
Integridad	¿El método se aplica a un rango completo de impactos?
Especificidad	¿Se identifican parámetros ambientales específicos
Impactos Aislados del Proyecto	¿Sugiere formas de identificar impactos de proyecto?
Aparición y Duración	¿Sugiere impactos de la etapa de construcción contra impactos de la etapa de operación?
Fuentes de datos	¿Requiere identificación de los datos?

Tabla 6.2
Preguntas de Criterio para la Medición de Impactos

Criterios	Preguntas
Indicadores Explícitos	¿El método sugiere indicadores específicos medibles para la valoración de impactos?
Magnitud	¿Requiere determinación de la magnitud de los impactos?
Objetividad	¿Enfatiza en la medición objetiva mas que en la subjetiva?

Tabla 6.3
Preguntas de Criterio para la Identificación de Impactos

Criterios	Preguntas
Trascendencia	¿El método requiere evaluación de la trascendencia en una escala local, regional y nacional?
Criterios Explícitos	¿Requiere que se establezcan criterios y suposiciones en la determinación de la trascendencia?
Incertidumbre	¿Denota la incertidumbre o el grado de confiabilidad de las proyecciones de los impactos?
Riesgo	¿Enfoca impactos de baja probabilidad de ocurrencia pero alto potencial de daños?
Comparación de Alternativas	¿Proporciona medios para comparar alternativas?
Agregación	¿Proporciona medios para la agregación de información en la medición e interpretación de impactos?
Participación del Publico	¿Proporciona medios para incorporar la opinión publica en la interpretación de la trascendencia?

Tabla 6.4
Preguntas de Criterio para la Comunicación de Impactos

Criterios	Preguntas
Partes Afectadas	¿El método relaciona los impactos con los grupos humanos afectados?
Descripción del Escenario	¿Requiere la descripción del escenario ambiental?
Formato de Sumario	¿Contiene un formato de sumario?
Aspecto Clave	¿Sugiere alguna forma de resaltar impactos claves?
Cumplimiento de la NEPA	¿Se enfoca a los requerimientos de la NEPA y el CEQ*?

*CEQ: Council on Environmental Quality

Tabla 6.5
Preguntas de Criterio Asociados con los Requerimientos

Criterios	Preguntas
Recursos	
Datos	¿El método usa datos comunes o requiere estudios especiales?
Mano de Obra	¿Requiere habilidad especial?
Tiempo	¿Cuánto tiempo se necesita para aprender el método?
Costos	¿Cuáles son los costos de aplicación?
Tecnología	¿Requiere tecnología especial?
Replicabilidad	
Ambigüedad	¿ El método es ambiguo?
Influencia del Analista	¿Hasta qué grado se obtendrá diferentes resultados dependiendo del analista?
Flexibilidad	
Escala de Flexibilidad	¿Se aplica a proyectos de diferente tamaño o escala?
Rango	¿Se aplica a proyectos de diferente tipo?
Adaptabilidad	¿Puede aplicarse a diferentes escenarios ambientales básicos?

Tabla 6.6
Sumario de la Evaluación de Métodos

Criterios	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
Tipo**	C	C	C-M	C	O	M	C	O	M	M	C	Nt	C	C	C	C	A
Integridad++	L	S	S	S	S	S	L	S	L	S	S	L	L	S	S	S	S
Especificidad	L	L	L	L	L	L	L	L	L	L	L	S	L	S	L	L	L
Impactos Aislados	N	L	L	S	N	N	N	N	N	L	N	N	L	L	S	N	N
Aparición y Duración	N	L	L	L	N	S	N	N	S	N	N	S	L	L	N	N	N
Fuentes de Datos	N	N	S	L	N	N	N	N	N	N	N	S	N	N	N	N	N
Indicadores Explícitos	N	L	L	L	L	N	S	S	L	N	L	N	S	S	S	S	N
Magnitud	N	L	L	L	L	L	L	N	L	S	S	N	L	L	S	L	N
Objetividad	N	L	S	L	S	L	L	L	N	N	S	N	N	S	N	L	N
Trascendencia	N	S	N	S	N	S	S	N	S	S	N	N	S	S	S	N	N
Criterios Explícitos	N	L	L	L	N	L	N	L	N	N	N	S	L	S	S	L	N
Incertidumbre	N	N	N	L	N	N	N	N	N	N	L	S	L	N	L	N	N
Riesgo	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	S
Comparación de Alternativas	L	L	L	S	L	L	N	L	L	N	L	N	L	L	L	L	N
Agregación	L	L	L	L	S	+	S	L	+	+	S	+	L	+	L	L	+
Participación del Público	N	N	S	N	N	N	S	N	N	N	N	N	N	S	N	L	S
Partes Afectadas	N	N	S	N	N	N	N	N	S	N	N	N	S	N	N	S	N
Descripción del Escenario	N	S	L	N	S	L	L	L	N	L	N	N	L	L	N	N	S
Formato del Sumario	L	L	L	S	L	L	N	L	L	S	N	L	L	L	L	L	N
Aspectos Claves	N	L	L	N	L	L	L	L	S	S	N	N	N	S	N	L	N
Cumplimiento del NEPA	N	S	L	N	N	L	N	N	N	L	N	N	S	S	N	N	N
Requerimientos de Recursos	L	N	S	N	N	L	L	L	L	L	N	L	N	L	L	N	L
Replicabilidad	N	L	L	L	L	N	L	L	N	N	N	N	L	N	L	N	N
Flexibilidad	L	S	N	S	N	L	S	N	L	S	S	N	L	L	S	L	N

* 1: Adkins;2: Dee (1972);3: Dee (1973);4: Georgia; 5: Krauskopf; 6: Leopold;7: Little; 8: Mc Harg; 9: Moore; 10: New York; 11: Smith; 12: Sorensen; 13:Stover; 14: Task Force; 15:Tulsa; 16: Walton; 17: WSCC

** A: Ad Hoc; O: Sobreposiciones; C: Lista de chequeo; M: Matriz, Nt: Redes

++ L: Cumplimiento sustancial, bajas necesidades de recursos o pocas limitaciones de flexibilidad - replicabilidad; S: Cumplimiento parcial moderado

c) Detección de Impactos Reales

El impacto real es el cambio de condiciones ambientales resultante de un proyecto, en oposición al cambio que naturalmente ocurriría en las condiciones existentes. Deberá medirse los impactos a corto y largo plazo.

d) Objetividad

El método debe ser objetivo, proporcionar mediciones impersonales, sin distorsión y constantes, inmunes al debate externo de fuerzas políticas y otras. Un procedimiento objetivo y consistente proporciona fundamentos firmes que pueden ser periódicamente actualizados, refinados y modificados, incorporando de esta manera, la experiencia ganada través de la aplicación práctica.

e) Asegurar la Utilización de la Experiencia Requerida

El juicio bien fundamentado, experimentado y profesional debe ser asegurado por el método, especialmente cuando la subjetividad permanece inherente en muchos aspectos de la evaluación ambiental.

f) Utilización de Condiciones Actuales

Debe hacerse el máximo uso apropiado de los conocimientos actuales, aprovechando las mejores técnicas analíticas disponibles.

g) Empleo de Criterios Explícitos Definidos

Los criterios de evaluación, especialmente cualquier valor cuantitativo, empleados para evaluar la magnitud, y la importancia de los impactos, no deben ser asignados arbitrariamente. El método debe proporcionar criterios explícitos definidos y procedimientos explícitos establecidos en relación con el uso de esos criterios, con un fundamento documentado de tales.

h) Evaluación de la Magnitud Real de los Impactos

Se deben proporcionar medios para la evaluación basada en niveles específicos de impacto para cada parámetro ambiental, en los términos establecidos para describir a tales parámetros (por ejemplo DBO, pH, etc. para la calidad de agua). La evaluación de la magnitud basada en generalidades es inadecuada.

i) Procurar por una Evaluación Global del Impacto Total

Es necesario un mecanismo para agregar los múltiples impactos individuales con el fin de obtener una evaluación global del impacto ambiental total.

j) Denotar Impactos Críticos

El método debe proporcionar un sistema de alerta para denotar y enfatizar impactos particulares peligrosos. En algunos casos, la pura intensidad de la magnitud puede

justificar atención especial en el proceso de planeación, sin importar que tan levemente se pueda percibir el impacto.

En la Tabla 6.7 se presenta un sumario del grado de cumplimiento de los 10 criterios para cada uno de los 23 métodos considerados por el Dr. Smith.

6.6 ELECCIÓN DE LA METODOLOGÍA

Para la elección del método a usar se ha revisado detenidamente los métodos descritos anteriormente y se ha utilizado la matriz de iteración de Leopold para la identificación de los impactos, correspondiente al método de Causa-Efecto. En las columnas de esta matriz se han considerado los elementos ambientales clasificados en cuatro componentes: ambiente físico, ambiente biótico, ambiente socio-económico y ambiente socio-cultural, en tanto que en las filas se tienen 3 acciones básicas del proyecto sobre el medio: estudios preliminares, etapa de construcción y etapa de mantenimiento y abandono definitivo.

6.7 IDENTIFICACIÓN DE IMPACTOS

Los impactos ambientales pueden ser considerados como positivos o negativos tomando en cuenta los elementos ambientales afectados, constituyéndose la descripción de los impactos previsibles como el elemento más importante del proceso de EIA, requiriendo de un enfoque integrado y el conocimiento del ambiente existente junto con la comprensión de toda la extensión del proyecto para determinar el rango completo de los impactos, positivos o negativos probables, éstos los impactos pueden ser cuantificados, sin embargo, las evaluaciones cualitativas también se pueden requerir cuando se tengan a disposición datos específicos.

6.7.1 Ambiente Físico

6.7.1.1 Topografía

a) Vías de acceso

Se habilitarán vías de acceso para el transporte de material para la construcción de obras sobre cada depósito, en muchos casos se ampliarán las vías existentes. Esto constituye un impacto negativo, pero será de corto plazo y durante la etapa de construcción.

Tabla 6.7
Sumario de Métodos – Estudio de Smith
Grado de Cumplimiento de los Criterios

Método	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Eckenrode	S	S	S	N	N	N	N	N	N	N
Lamanna	S	S	S	N	N	N	N	N	N	N
Mc Kenny	L	L	L	S	S	N	N	L	L	S
Mc Harg	L	L	N	L	L	L	L	N	N	S
Lacate	S	S	N	N	S	N	S	N	N	S
Baker And Gruendler	L	L	N	L	L	L	L	N	N	S
Turner And Hausmanis	L	L	N	L	L	L	L	N	N	S
Leopold	S	S	S	S	N	S	N	S	N	N
Manheim	N	L	S	N	N	S	S	S	S	S
Sorensen	S	L	L	S	N	N	N	N	N	S
Little	S	S	N	N	N	N	N	N	N	N
Adkins And Burke	S	S	S	N	N	S	N	S	L	N
Washington State	S	S	S	N	N	S	S	S	L	S
Hill	S	L	N	N	N	S	S	N	S	N
Klein	S	S	S	L	S	L	L	L	S	N
Oglesby	S	S	N	N	N	S	S	N	N	N
SE Winsconsin	S	S	N	N	N	S	N	N	N	N
Stover	L	S	L	S	S	S	S	S	L	N
Dearinger	S	S	S	L	S	L	L	L	S	N
Dee (1972)	L	S	L	L	L	L	L	L	L	L
Georgia	L	S	L	S	S	L	L	L	L	N
Orlob	S	S	N	L	S	L	N	N	N	N
Walton And Lewis	N	N	S	L	S	N	S	S	N	N

1= Integridad

2= Flexibilidad

3= Detección de impactos reales

4= Objetividad

5= Asegurar uso de experiencia

6= Uso de conocimientos actuales

7= Empleo de criterios definidos

8= Evaluación de magnitud de real de los impactos

9= Evaluación Global del impactos global

10= Denotar impactos críticos

N= Uso de conocimientos actuales

S= Cumplimiento de algún grado

L= Cumplimiento en alto grado

b) Talud del Depósito

Producto del estudio de estabilidad geotécnica se disminuirán los taludes existentes de los depósitos, significando esto un gran movimiento de tierra, y será de impacto positivo a largo plazo, ya que se estabilizará el talud de los depósitos que antes eran inestables.

c) Canteras

Debido a la extracción de material de las canteras, ya sea para las obras de concreto o para la cobertura, éstas serán afectadas ya que podrían sufrir alteraciones básicamente de la pérdida de la cobertura vegetal y suelo orgánico.

d) Botaderos

El material producto del corte de los taludes de los depósitos de relave será ubicado en botaderos, esto significa un gran impacto negativo visual en el corto plazo, ya que luego serán cubiertos con coberturas vegetales.

6.7.1.2 Calidad de Aire**a) Emisiones Atmosféricas**

Durante la ejecución de las obras se producirán emisiones de material particulado debido a los movimientos de tierra, transporte de material y explotación de canteras, lo que podría generar una disminución en la calidad de aire con el incremento de los niveles de emisión. Por otro lado, después de realizadas las obras de cobertura vegetal a los taludes de los depósitos, como parte de las medidas de estabilización química, la calidad de aire será mejorada, puesto que se evitará la contaminación del aire por partículas sueltas debido a la elevada velocidad promedio del viento en esta zona.

b) Emisiones Sonoras

Las actividades durante el proceso de ejecución de los trabajos de corte y relleno del material de relave y de la explotación de canteras, se generarán emisiones sonoras de carácter puntual y permanente durante la ejecución de los trabajos.

6.7.1.3 Calidad de Agua

Como parte del estudio químico se ha planteado un sistema de drenaje colector de la corriente superficial, éste es un impacto positivo, puesto que estará dejando de emitir soluciones ácidas al río Rímac o al afluente de éste.

6.7.2 Ambiente Biótico**6.7.2.1 Flora**

Producto de la revegetación de los depósitos se dará una recuperación de la flora de esta zona, significando éste un impacto positivo a largo plazo, motivando el futuro de la

vegetación autosostenida y hará que crezcan las plantas nativas de esta zona. Además, se promoverá la generación de especies naturales de plantas en la orilla del río Rímac, puesto que no se seguirá emitiendo soluciones ácidas al río.

6.7.2.2 Fauna

La revegetación dará origen a la migración de especies de aves, las que puedan recuperar su hábitat y además, a la generación de otras especies nativas. Por otro lado, al dejar de emitir soluciones ácidas al río Rímac, se generará la aparición de especies en la orilla del río.

6.7.3 Ambiente Socio-Económico

6.7.3.1 Empleo

Durante el proceso de construcción se incrementará la población económicamente ocupada, debido a que se generarán diversos tipos de empleo como son: empleos cubiertos por el personal de la empresa constructora o empresas subsidiarias; empleos absorbidos por personas residentes en el área del proyecto y; empleos generados indirectamente por el crecimiento general de la economía de esta zona.

6.7.3.2 Implementación de Caminos

Luego de la ejecución de las vías de acceso, que inicialmente fueron habilitadas, éstas servirán para el transporte de carga por acémilas de los pobladores de esta zona.

6.7.3.3 Implementación de Servicios

Los pagos correspondientes por licencias e impuestos, requeridos para la rehabilitación de la vía, explotación de las canteras para la obra, pagos de impuestos de salarios, de compras, de transporte de materiales y de equipamiento de construcción, representan un ingreso para las municipalidades y al estado.

6.7.3.4 Calidad de Vida

Se mejorara a calidad de vida de la población mediante la mejora de los ingresos de la población durante la etapa de construcción. Este es un impacto positivo a corto plazo y solo se da durante la construcción

6.7.4 Ambiente Socio-cultural

6.7.4.1 Salud

Durante el proceso de construcción de las obras se pueden producir la emisión de gases tóxicos a la atmósfera y afectaciones a la salud de los trabajadores, probablemente al manipuleo de los relaves oxidados superficialmente. Esto es un impacto positivo a corto

plazo. Por otro lado, luego de las obras la salud zonal de la población ya no será afectada por la emisión de soluciones ácidas producto del vertimiento al río Rímac. Esto constituye un impacto positivo a largo plazo.

6.7.4.2 Accidentes

Durante la construcción de las obras pueden ocurrir accidentes de trabajo, especialmente en las obras de movimiento de tierras, debido a la topografía accidentada de la zona.

6.7.4.3 Estructura Paisajista

El proceso de ejecución de obras determinará cambios en el paisaje principalmente por el recubrimiento de los depósitos de relave con cobertura vegetal.

Se presenta en la Tabla 6.8 el resumen de los indicadores ambientales para el abandono de depósitos de relave.

6.8 EVALUACIÓN DEL IMPACTO AMBIENTAL

El proceso de EIA debe ser considerado como el desarrollo de un conjunto de actividades dinámicas y flexibles, y por tanto, debe ser adaptado a actividades específicas. Un proceso de EIA se compone básicamente de los cinco pasos siguientes:

- a) Establecer las condiciones ambientales existentes
- b) Identificar anticipadamente los tipos de impactos, utilizando las metodologías más apropiadas al tipo de proyecto y a su naturaleza
- c) Estimar la extensión y magnitud de los impactos previstos
- d) Interpretar el significado de los impactos

El proceso de EIA requiere una evaluación total, multidisciplinaria e interdisciplinaria de los impactos ambientales existentes del proyecto propuesto y, cuando se requiera, de planteamientos de alternativas apropiadas para el proyecto o sus componentes.

Para tener una visión gráfica y ponderada de los impactos ambientales del Plan de Abandono de los depósitos de relave en sus tres etapas, se ha elaborado la matriz de impactos, mostrada en la Tabla 6.9, que representa la relación Causa-Efecto en tres niveles subjetivos: Leve; Moderado y Fuerte, considerando los impactos positivos y negativos, así como las relaciones de incidencia del proyecto sobre el medio y viceversa.

Tabla 6.8

Indicadores Ambientales del Proyecto de Abandono de Depósitos de Relave

Componentes Ambientales	Indicadores Ambientales	Descripción
Ambiente Físico	Topografía - Vías de acceso - Talud del depósito - Canteras - Botaderos Calidad de Aire - Emisiones atmosféricas - Emisiones sonoras Calidad de agua	Modificación del relieve del terreno debido a la construcción de vías de acceso, explotación de las canteras y a la disminución de los taludes de los depósitos de relave. Durante la etapa de construcción, la calidad de aire será afectada, sin embargo luego de las obras de estabilización ésta mejorará a largo plazo. Mejora de calidad de agua del río Rímac, ya no se vertirán soluciones ácidas contaminantes.
Ambiente Biótico	Flora Fauna	Incremento de la Flora debido a la revegetación de los depósitos y posible aparición de vegetación en la ribera del río Rimac Incremento de la Fauna, probable migración de aves y aparición de especies en la orilla del río Rimac.
Ambiente Socio-económico	Empleo Implementación de caminos Implementación de servicios Calidad de vida	Durante la etapa de construcción. Utilización de las vías de accesos para el transporte de sus acémilas. Generación de los impuestos Mejoras en los ingresos de la población.
Ambiente Socio-cultural	Salud Accidentes Estructura paisajista	Disminución de la contaminación. Durante la construcción de las obras. Mejora en el aspecto visual.

Tabla 6.9
Matriz de evaluación de Impactos Ambientales

Componentes Ambientales	Indicadores Ambientales	Componentes del proyecto											Nf=30	Nf=14	Xp=16.3	Xn=-10	
		Pre inversión			Construcción					Abandono							
		Calicatas	Perforaciones	Muestreo	Obras Preliminares	Obras Provisionales	Movimiento de Tierra	Sistema de Drenaje	Cobertura	Vegetación	Riego	Mantenimiento	Monitoreo	Nf (+)	Nf (-)	Xp	Xn
Ambiente Físico	Vías de Acceso						-1			-1					2		-1
	Talud del Deposito						2	1	2	2				4		1.75	
	Canteras									-1					1		-1
	Botaderos						-1								1		-1
	Emisiones Atmosféricas						-3								1		-3
	Emisiones sonoras		-1				-1								2		-1
	Calidad de agua							2				2		2		2	
Ambiente Biotico	Flora					-1				1		3		2	1	2	-1
	Fauna											2		1		2	
Ambiente Socioeconómico	Empleo	+1	+1	+1	+1	+1	2	+1	+1	+1	+1	+1	+1	12		1.08	
	Implementacion de caminos					1									1		1
	Implementacion de servicios					1									1		1
	Calidad de vida				1		1	1			1			4		1	
Ambiente Sociocultural	Salud											3		1		3	
	Accidentes				-1	-1	-1	-1							4		-1
	Estructura paisajista	-1				-1				1		2		2	2	1.5	-1

Impactos Positivos1
2
3LEVES
MODERADOS
FUERTES**Impactos Negativos**-1
-2
-3

Nf=frecuencias

Xp=Promedio de impactos positivos

Xn= Promedio Impactos negativos

La matriz elaborada se indica en la Tabla 6.9 y muestra los siguientes efectos:

- Los indicadores ambientales del medio físico inciden negativa y pre-ponderadamente sobre el proyecto, sobre todo en la etapa de construcción. Esta situación permite destacar la importancia que se debe dar a estos aspectos para que el proyecto se desarrolle adecuadamente y con los menores riesgos ambientales.
- En los que respecta a los lugares destinados para las canteras y vías de acceso, la morfología es la más afectada por el proyecto, lo que indica tener priorización en la protección y restauración, tanto para las etapas de construcción y abandono. Por otro lado, el cambio de la morfología de los taludes del depósito, debido a la disminución de la inclinación de los taludes, mejora la estabilidad del mismo, significando un impacto positivo a largo plazo.
- Las emisiones atmosféricas y sonoras afectan notablemente al proyecto durante la etapa de construcción, pero deja de ser significativa durante la etapa de abandono.
- La calidad de agua será mejorada una vez terminada la etapa de construcción y durante todo la etapa de abandono, este es el factor más importante que beneficiará a la población.
- Los indicadores ambientales del medio biótico inciden positivamente en el proyecto, especialmente en la etapa de abandono, esto es importante y beneficioso para el restablecimiento de la flora y fauna de la zona.
- En lo que respecta al ambiente socio-económico, serán beneficiados por el proyecto en forma considerable en la etapa de construcción lo que representa un aporte importante a la comunidad siendo de menor grado en la etapa de abandono.
- Finalmente, en el ambiente socio-cultural, será beneficioso para las condiciones de vida a través de mejoras en la salud y en la restauración del paisaje.

Como producto de la evaluación de la matriz de impactos ambientales se muestra a continuación las principales conclusiones:

6.8.1 Ambiente Físico

En lo que respecta a la calidad de aire, el proyecto permitirá disminuir el contenido de materiales particulados en la atmósfera, a través de la cobertura de los depósitos, lo mismo ocurre para la calidad del agua, se evitará la contaminación de las aguas superficiales y subterráneas, debido a la disminución de los efluentes contaminantes, significando un impacto positivo. Así mismo, se mejorará la calidad de suelos, evitándose que continúe la contaminación y se inicie su rehabilitación a través del sembrío de especies vegetales.

6.8.2 Ambiente Biótico

No se encontró ninguna variación ni pérdida del hábitat, por el contrario el proyecto permitirá adecuar las áreas de los depósitos al entorno ecológico, significando un impacto positivo, esto es posible de acuerdo al proceso de vegetación, lo que permitirá la rehabilitación de la flora y fauna, además de favorecer a la vida acuática, debido a la disminución de los efluentes contaminantes.

6.8.3 Ambiente Socio-económico

El desarrollo del proyecto traerá consigo la generación de impactos positivos en el ambiente socioeconómico de la población de la zona de influencia. El grado del impacto variara entre los diferentes grupos de personas, particularmente en los aspectos de empleo e ingreso mejorando la calidad de vida.

6.8.4 Ambiente Socio-cultural

Se disminuye el riesgo de pérdida de vida y de infraestructura o bienes a través de la estabilización física de los depósitos de relave, como también la disminución de enfermedades producto de la contaminación química a través de los agentes químicos contaminantes, significando un impacto positivo.

En general, es posible afirmar que los impactos ambientales positivos priman sobre los impactos negativos. Si se aplican adecuadamente las medidas de mitigación de los impactos negativos, los efectos adversos se extinguirían tornándose positivos con la potenciación de los impactos positivos, lo que conlleva a lograr el mantenimiento del equilibrio ecológico y social.

6.9 MEDIDAS DE MITIGACIÓN

Las medidas de mitigación frecuentemente son implementadas para los impactos ambientales que resultan de las actividades del proyecto, sin embargo también deben ser desarrolladas cuando las actividades del proyecto impactan el ambiente creando el subsecuente impacto ambiental. Estos sucesos se refieren generalmente al diseño en caso de catástrofes más graves incluyendo eventos geomorfológicos, sísmicos o inundaciones.

En todos los casos, los planes de mitigación deben ser desarrollados de manera que los impactos ambientales del proyecto o los eventos ambientales que causen los impactos del proyecto puedan ser controlados de manera que puedan ser minimizados.

El propósito de este acápite, es identificar acciones correctivas específicas para el proyecto que se diseñan para reducir los impactos ambientales provocados por sus actividades. Los impactos ambientales potenciales que requieren medidas de mitigación fueron identificadas en el acápite anterior.

Las medidas de mitigación planteadas para este proyecto se definen a continuación:

a) **Protección Contra la Emisión de Partículas**

- Disminuir las cantidades de polvo en el transporte y movimiento del relave mediante el uso de agua.
- Los vehículos que se carguen del transporte del material de relave deberán tener una cubierta en la tolva a fin de evitar la caída del material.
- Se deberá efectuar los servicios de mantenimiento a las maquinarias en forma estricta, a fin de garantizar el correcto funcionamiento de los sistemas de carburación y escape.

b) **Protección Contra el Incremento de Niveles Sonoros**

- Establecer elementos de protección contra el ruido de los explosivos principalmente para los trabajadores mediante el uso de dispositivos especiales.

c) **Protección y Restauración de Canteras**

- Ejecutar labores de corte y relleno según sea el caso con la finalidad de dar a las canteras a utilizar una morfología adecuada al paisaje inicial y drenaje de la zona.

d) Construcción de Viviendas, Campamentos y Áreas de Trabajo

- Reponer condiciones normales del área ocupada en guardavías, ambientes de maquinaria, mediante la eliminación de desecho y la limpieza del área.

e) Protección de la Fauna

- Deberá procurarse la utilización indispensable de explosivos a fin de minimizar la alteración de los hábitat y sistemas de reproducción de la fauna existente.

d) Restauración del Paisaje Alterado

- Restaurar el paisaje alterado debido a excavaciones para la habilitación de zonas de trabajo y almacenes, mediante la revegetación del área.

e) Señalizaciones

- Considerar una señalización integral que comprendan todas las actividades y forma específica para cada fase de trabajo.

f) Accidentes de Trabajo

- Se pueden evitar los accidentes si se siguen las medidas de seguridad industrial y si se utilizan todos los implementos de seguridad necesarios según sea el caso.

f) Manejo de Combustible y Lubricantes

- Evitar el derramamiento de petróleo o cualquier otro combustible que pueda afectar al suelo y sus componentes mediante la utilización de bidones especiales para el cambio de aceite y su acondicionamiento en lugares previamente determinados.

g) Medidas Complementarias

- Limpiar el caudal río Rimac de posibles restos de relaves oxidados y colocar enrocados, de esta manera se evita la erosión en el pie del depósito en épocas de grandes avenidas.
- Construcción del cerco perimétrico para evitar el ingreso de personas extrañas, que puedan evitar el normal crecimiento de la vegetación, y el ingreso de animales.
- Sistemas de monitoreo para controlar la efectividad de los sistemas de drenaje y el funcionamiento de las coberturas.
- Desvío de fuentes o manantiales que puedan comprometer la estabilidad física del depósito
- Implementación de fuentes alternativas de agua para las especies silvestres y ganado de esta zona.

6.10 PLAN DE CONTINGENCIA

El Plan de Contingencia tiene como objetivo establecer las acciones que deberán ejecutarse para prevenir o controlar riesgos ambientales que puedan ocurrir en el ámbito de la zona del proyecto, tales como: acciones terroristas, fallas de sistema de coberturas, fenómenos naturales inductores de desastres, emergencias personales, etc., a fin de asegurar el éxito, medido en función del mínimo impacto que pueden tener sobre el área del proyecto en el aspecto local y regional.

La siguiente lista identifica los escenarios de eventos extremos que pueden ocurrir en el proyecto:

- Descarga no planificada de soluciones no tratadas ante la falla de la cobertura.
- Roturas de sistemas de impermeabilización.
- Fallas en las estructuras de contención.
- Fallas en el sistema de drenaje.

En el presente Plan de Contingencia se delinearán acciones de respuestas a situaciones de emergencia que puedan presentarse como consecuencia de las actividades a desarrollarse implementadas en el área del Proyecto u otras debido a causas naturales.

Se proponen a continuación los siguientes planes de contingencia:

a) Canal de Drenaje para Aguas Ácidas

Deberá construirse un canal de drenaje perimétrico situado al pie del talud del Dique de los depósitos para captar cualquier filtración que pudiera ocurrir. Este flujo deberá unirse con el de los canales internos de las banquetas, donde se implementará un sistema de monitoreo, para permitir el muestreo del efluente del depósito.

b) Tanque de retención

Construir un tanque de retención para almacenar eventuales efluentes contaminados que pudieran ocurrir por falla de la cobertura y subsecuente generación de drenaje ácido. El tanque está diseñado para contener el efluente de cualquiera de las terrazas por 24 horas. El efluente almacenado será tratado en una Planta Portátil de neutralización que proporciona servicio a los depósitos de relave.

CAPITULO 7

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

Se presenta como conclusiones de esta tesis las siguientes:

- La estabilidad física de los depósitos de relaves en la etapa de abandono definitivo depende de la forma de su deposición, de las propiedades y comportamiento de los relaves descargados, de la geomorfología del lugar del depósito y de la sismicidad de la zona.
- Las obras de disminución de la inclinación del talud favorecen notablemente a la estabilidad física del depósito, las que fueron corroboradas con los diferentes análisis de estabilidad estática, pseudo-estática, proporcionando factores de seguridad aceptables, por encima de los mínimos recomendados.
- De acuerdo a los análisis de dinámicos, utilizando los métodos unidimensionales y bidimensionales, se observó la amplificación de la aceleración desde el estrato rocoso hasta la superficie en la cresta del depósito. Además, se observó que esta amplificación resultó ser mayor en el análisis bidimensional.
- Las obras de cobertura técnica propuestas permiten garantizar la estabilidad química del depósito con un sistema de cobertura variado, que depende del grado de acidez de los relaves, que a su vez influye en la disminución del costo del proyecto.
- Las actividades para el abandono de los depósitos de relave estudiados, constituyen un impacto positivo ambiental, minimizando el riesgo de oxidación de los minerales sulfurados que puedan generar drenaje ácido, mediante la implementación de un adecuado trabajo de rehabilitación del lugar.

- Como resultado del análisis dinámico, se cuantificó la magnitud de las deformaciones permanentes ocurridas por sismo. Estas deformaciones son relativamente desfavorables para la condición actual, sin embargo, luego de considerar las medidas de estabilización, las deformaciones calculadas resultaron ser menores que las máximas recomendadas, indicando un comportamiento satisfactorio del depósito ante la ocurrencia del terremoto de diseño.
- La estabilidad química de los depósitos de relave está estrechamente ligada a Los siguientes factores: contenido de sulfuros, o específicamente pirita; contenido de ganga no sulfurosa que consume ácido; y al contenido de metales solubles que pueden ser lixiviados.
- Existe una gran diferencia de la oxidación del relave de acuerdo a la forma de deposición, donde para el caso de depósitos del tipo “Aguas Abajo” o “Línea Central” la superficie expuesta del talud del dique de contención tienen un corto tiempo de exposición. Por el contrario para el depósito de tipo “Aguas Arriba” la exposición del relave en la parte inferior del dique es mayor y es más probable que ocurra drenaje ácido con mayor velocidad.
- Desde el punto de vista ambiental, el abandono definitivo de los depósitos de relave constituye la etapa más crítica, ya que pueden ocurrir problemas de estabilidad debido a los siguientes factores: ocurrencia de un terremoto severo; precipitaciones o caudales excepcionales; generación de drenaje ácido de relaves; otros factores externos.
- Los mayores impactos negativos se presentarán durante la etapa de construcción de las obras de estabilización, mientras que el mayor número de impactos positivos se presentarán en la etapa de abandono del proyecto.
- Si no se realizarían las medidas de mitigación necesarias, el resultado total final de la calificación cuantitativa de impactos dará negativa, lo que indica que en estas condiciones, el proyecto no sería compatible con el medio ambiente.

- Los depósitos en estudio resultaron ser inestables, especialmente los que fueron depositados mediante el método "Aguas Arriba", pero una vez consideradas las obras de estabilización, éstos mejoraron su estabilidad tanto física como química, planteándose como medida de estabilización la disminución de la inclinación de los taludes, el empleo de coberturas y un sistema de drenaje.

RECOMENDACIONES

Dentro de las recomendaciones se indican las siguientes:

- Se debe considerar dentro de las normas ambientales, además de los factores de seguridad estático y pseudo-estático, la deformación ocurrida en la cresta del depósito después del sismo, ya esta íntimamente ligada al desprendimiento de material de depósito y que puede ocasionar contaminación a los cursos de agua, que como en este caso sería al río Rímac.
- Se recomienda como medida de deposición el uso del método “Aguas Abajo”, que como se demostró, tiene un excelente comportamiento desde el punto de vista de estabilidad estática, dinámica y química, en este último caso este tipo de depósitos no son generadores de drenaje ácido en el corto plazo.
- Se debe tomar en cuenta la topografía, la geodinámica externa y el drenaje para la ubicación de los depósitos y evitar que estos se encuentren en las cercanías de los ríos.
- Es importante establecer que los planes de abandono para los depósitos de relave se ejecuten una vez concluido la deposición y no esperar mucho tiempo para que éstos no contaminen el medio ambiente.
- Se debe establecer un programa de predicción del drenaje ácido en los proyectos mineros desde el inicio, el que complementara a las etapas de prospección geológica y la evaluación de reservas, proporcionando información que permita optimizar las técnicas de minado, tratamiento, deposición de relaves y desmontes, de esta manera se evitará problemas ambientales a largo plazo.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abdel-Ghaffar, A. M. And Scott, R.F. Analysis of earth dam response to earthquakes. Journal of the Geotechnical Engineering Division , ASCE, Vol. 105, N°GT12, 1979, pp.1379-1403.
- Asociación Klohn Crippen Consultants Ltd – SVS Ingenieros S.A. (1996). Estudio para el Abandono de los Depósitos de Relaves de Yauliyacu, Bellavista, Casapalca y Antuquito y Plan de Cierre para la Mina y los Depósitos de Chinchán y Tablachaca. Estudio de Ingeniería. Volúmenes I y II.
- Byrne, P.M., Cheung, H. and Yan, L., (1986). Soil Parameters for deformation analysis of sand – Version 2. Department of Civil Engineering. University of British Columbia. Vancouver – Canada.
- Castillo, J. y Alva, J. (1993). Peligro Sísmico en el Perú, VII Congreso Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, Lima, pp.409-431.
- CISMID-UNI, (1998). Estudio Definitivo para el Abandono de los Depósitos de relave de Yaliyacu, Bellavista, Antuquito. Volumen I, II y III.
- Consulcont S.A. (1998). Estudio de Estabilidad Química de los Depósitos de Relaves en Proceso de Abandono. Casapalca - Centromin Perú.
- DGAA/MEM (1994). Guía Ambiental de Cierre de Mina.
- DGAA/MEM (1994). Guía Ambiental de Manejo de Relaves Mineros.
- DGAA/MEM (1994). Guía Ambiental de Manejo de Drenaje Acido.
- DGAA/MEM (1994). Guía Ambiental de Revegetación.
- DGAA/MEM (1994). Guía para Elaborar Estudios de Impacto Ambiental.
- DGAA/MEM (1995). Guía para el Manejo de relaves de Minas y Concentrados.
- Duncan, J.M., Byrne, P., Wong, K.S. and Mabry, P. (1980). Strength, Stress-Strain and Bulk Modulus Parameters for Finite Element Analyses of Stresses and Movements in Soil Masses, Geotechnical Engineering Research Report No UCB/GT 80-01, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley.
- Duncan, J.M. and Chang, C.Y. (1970). Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils, JSMFD, ASCE, Vol. 96, No. SM5, pp.1629-1652.
- Duncan, J.M., Seed, R.B. Wong, K.S. and Ozawa, Y. – FEADAM84: A computer program for finite element analysis of dams, Department of Civil Engineering, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, 1994.
- Edwards, R.. Seismic Behavior of Los Leones Tailings Dam, Proc. Int. Symp. on Safety and Rehabilitation of Tailings Dams, Australian Nat. Committee on Large Dams, Sydney, (BiTech Publishers, Vancouver).

- Finn, W., Yogendrakumar, H., Lo, R., and Ledbetter, R., 1990. Seismic Response Analysis of Tailings Dams. Proc. Int. Symp. on Safety and Rehabilitation of Tailings Dams, Australian Nat. Committee on Large Dams, Sydney, (BiTech Publishers, Vancouver).
- Fredlund D.G., Krahn J. (1977). Comparison of slope stability methods of analysis. Canadian geotechnical Journal, Vol. 14, pp. 429-439.
- Harald W. Van Aller, (1996), Program STED 6.5 - PCSTABL EDITOR, University of Purdue.
- Henyk Weitzenfeld, (1990), Manual Básico de Evaluación del Impacto en el Ambiente y la Salud de Proyectos de Desarrollo. Centro Panamericano de Ecología humana y Salud
- Hidalgo, R. (1998). Análisis de Comportamiento Hidráulico del Río Rímac en Relación a las Obras de Defensas Ribereñas – Sector: Puente Huampaní (San Bartolomé).
- Houston, S., Houston, W., Padilla, M. (1987). Microcomputer-Aided Evaluation of Earthquake-Induced Permanent Slope Displacements . Arizona State University.
- ICOLD, Committee on Mine and Industrial Tailings Dams, (1993). The Seismic Design and Evaluation of Tailing Dams. Setiembre, 1993
- Idriss, I.M., Lysmer, J., Hwang, R. and Seed, H.B. (1973). QUAD-4: A Computer Program for Evaluating the Seismic Response of Soil Structures by Variable Damping Finite Element Procedures, Report EERC 73-16, University of California, Berkeley, 1973.
- INGEMMET, (1982). Presas de relaves en el Perú. Dirección General de Geología. Dirección de Geotecnia. Lima - Perú.
- Ishiara, K. (1993). Dynamic Properties of Soil and Gravel from Laboratory Tests. Soil Dynamic and Geotechnical Earthquake Engineering. Balkena, Rotterdam, 1993.
- Larry W. Canter, (1999). Manual de Evaluación de Impacto Ambiental. Universidad de Oklahoma.
- Ley General de Aguas. DL N°17752, 1983.
- Liao, K. and Whitman, R. (1985). Overburden Corrections Factors for SPT in Sand, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 112, N° 3, pp.373-377.
- Lo, R., and Klohn, E., 1990. Seismic Stability of Tailings Dams. Proc. Int. Symp. on Safety and Rehabilitation of Tailings Dams, Australian Nat. Committee on Large Dams, Sydney, (BiTech Publishers, Vancouver).
- Makdisi, F.I. and Seed, H.B. (1978). Simplified Procedure for Estimating Dam and Embankment Earthquake-Induced Deformations. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 104, N°GT7, pp. 849-867.

- Mejia, L., Seed, H.B. and Lysmer, J. Dynamic analysis of earth dams in three dimensions. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 108, N°GT12, 1982, pp.1586-1603.
- Mc Kinstry, H.E., Noble J.A., Kimball A.R., Still y Kobe H.W. (1962). *Geología Generalizada del Distrito Minero de Casapalca*.
- Morgenstern, N., 1985, *Geotechnical Aspects of Environmental Control*, Proc. 11th Int. Conf. Soil Mech. Fdn. Eng., San Francisco.
- Newmark, N.M. (1965). *Effects of Earthquakes in Dams and Embankments*. *Geotechnique*. Vol 15. N° 2.
- Nishio, N., Baba, K., Goto, S., Tamaoki, K., Shamoto, Y. And Akagawa, T. (1985). True Liquefaction Strength of Diluvial Gravelly Deposits. Proc. 21st Annual Conference of JSSMFE. Pp. 29-32.
- Parra, D. (1996). *Modelagem do Comportamento Estático e Sísmico de Barragens de Terra*. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, PUC-Rio, Brasil.
- Programa de las Naciones Unidas para el Medio Ambiente, (1988). *Evaluación del Impacto Ambiental*. CEPIS, Lima - Perú.
- Ruesta, P., Diaz, J. y Alva J. (1988). El Coeficiente Sísmico en el Diseño de Presas de Tierra y Enrocado. VII Congreso Nacional de Ingeniería Civil, pp.197-218.
- Schnabel, P.B., Lysmer, J., y Seed, H.B. (1972). SHAKE: A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites. Report EERC 72-12, University of California, Berkeley.
- Seed, H.B. and Idriss, I.M. (1969). Influence of Soils Conditions on Ground Motions During Earthquakes, *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, Vol. 95, No. SM1, pp.99-137.
- Seed, H.B. and Idriss, I.M. (1970). Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analysis, Report No. EERC 70-10, University of California, Berkeley.
- Seed, H.B., Wong, R.T., Idriss, I.M. and Tokimatsu, K. (1984). Moduli and Damping Factors for Dynamic Analysis of Cohesionless soils, Report No. EERC 84-14, University of California, Berkeley.
- Trifunac, M., and Brady, A., 1975, On the Correlation of Seismic Intensity Scales with Peaks of Recorded Strong Ground Motion, *Bull. Seis. Soc. of Am.*, v. 65.
- Vick, S., 1990, *Planning, Design, and Analysis of Tailings Dams*, BiTech Publishers, Vancouver.
- Vick, S., Dorey, R., Finn, W., and Adams, R., 1993. *Seismic Stabilization of St. Joe State Park Tailings Dams*. *Geotechnical Practice in Dam Rehabilitation*, L. Anderson (ed.), *Geotech. Spec. Pub. No. 35*, ASCE.
- Vick S. *Tailings Management*, II Technical Mining Workshop, Ministerio de Energia y Minas, Lima, Junio 1995.

- Te Chow, V. (1983). Hidráulica de Canales Abiertos. Editorial Diana. México.
- Troncoso, J. (1986). Critical state of tailing silty sand for earthquake loading. Soil Dynamics and Earthquake Engineering. Vol.5,Nº3, pp. 248-252.
- USCOLD, 1994. Tailings Dam Incidents. Committee on Tailings Dams, U.S. Committee on Large Dams, Denver, Colorado.
- Villachica, C. y Llamosas, J.(1997). Sistemas Metalúrgicos para el Control y Mitigación del Drenaje Acido en Relaves Peruanos. I Simposio Nacional de Medio Ambiente y Seguridad Minera.
- Villachica, C., and Parra, H., 1980, Clasificación y Molienda Preferencial: Causas y Efectos, Third Int. Grinding Symp., Viña del Mar.

ANEXOS

ANEXO 1
PERFILES ESTRATIGRÁFICOS



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
CISMID - LABORATORIO GEOTECNICO
REGISTRO DE SONDAJES



Sondaje : SC-1

Tesis : Plan de Abandono de Depositos de Relave
Zona de Casapalca
Deposito de relave Antuquito
Ubicacion : Casapalca - Huarochiri - Lima
Fecha : Diciembre - 2000
Asesor : Ing. Denys Parra M.
Cota Superficial : -
Profundidad N.F.(m) : N.A.
Profundidad Total (m) : 48.00

Profundidad (m)	Ubicacion	Coteo	Coteo	Coteo	Coteo	Descripción del Material	Clasif. (SUCS)	Pruebas de Campo		Ensayo de Penetración Estándar								
								D.N. (g/seg)	H.N. (%)	Gráfica de N								
										Nº golpes/30 cm.								
27.5							SM	-	-									
28		M-18																
28.5																		
29																		
29.5	1.50	M-19				Arena pobremente graduada con limo, 93% de arena y 7% de finos, no plástica, húmeda, compacta.	SP-SM	-	20.8									
30																		
30.5																		
31	1.50	M-20				Arena limosa de color gris, no plástica, húmeda, compacta. (Similar a M-10).	SM	-	-									
31.5																		
32																		
32.5																		
33																		
33.5																		
34																		
34.5																		
35																		
35.5	16.50	S/M				Arena limosa de color gris, no plástica, húmeda, compacta. De los ensayos de penetración estándar, correspondientes a las profundidades de 31.50 metros hasta 48.00 metros, no se recuperó muestra; las características en la perforación por rotación con inyección de lodo de perforación (agua + bentonita), son similares.	SM	-	-									
36																		
36.5																		
37																		
37.5																		
38																		
38.5																		
39																		
39.5																		
40																		
40.5																		

Línea SPT



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
CISMID - LABORATORIO GEOTECNICO
REGISTRO DE SONDAJES



Sondaje : SC-1

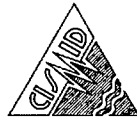
Tesis : Plan de Abandono de Depositos de Relave
Zona de Casapalca
Deposito de relave Antuquito
Ubicacion : Casapalca - Huarochiri - Lima
Fecha : Diciembre - 2000
Asesor : Ing. Denys Parra M.
Cota Superficial : -
Profundidad N.F.(m) : N.A.
Profundidad Total (m) : 48.00

Profundidad (m)	Ubicacion	Coteo	Coteo	Coteo	Coteo	Descripción del Material	Clasif. (SUCS)	Pruebas de Campo		Ensayo de Penetración Estándar								
								D.N. (g/seg)	H.N. (%)	Gráfica de N								
										Nº golpes/30 cm.								
41																		
41.5																		
42																		
42.5																		
43																		
43.5																		
44																		
44.5	16.50	S/M					SM	-	-									
45																		
45.5																		
46																		
46.5																		
47																		
47.5																		
48																		
48.5						Material del cuaternario.												
49																		
49.5																		
50																		
50.5																		
51																		
51.5																		
52																		
52.5																		
53																		
53.5																		
54																		

Línea SPT



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
CISMID - LABORATORIO GEOTECNICO
REGISTRO DE SONDAJES



Sondaje : SC-1

Tesis : Plan de Abandono de Depositos de Relave
Zona de Casapalca
Deposito de Relave Bellavista
Ubicacion : Casapalca - Huarochiri - Lima
Fecha : Diciembre - 2000

Asesor : Ing. Denys Parra M.
Cota Superficial : -
Profundidad N.F.(m) : N.A.
Profundidad Total (m) : 48.15

Profundidad (m)	Ubicacion	M. de Sonda	Descripción del Material	Clasif. (SUCS)	Pruebas de Campo		Ensayo de Penetración Estándar				
					D.N. (gr/ce)	H.N. (%)	Gráfica de N				
							N° golpes/30 cm.				
0.5	1.50	S/M	Arena limosa de grano fino, oxidada, color amarilla, no plástica.	SM	-	-					
1.5	1.50	M-1	Arena limosa de grano fino, color gris, 37% de finos, no plástica, húmeda, suelta.	SM	-	11.0					
2.5	1.50	M-2	Arena limosa de grano fino, color gris, 28% de de finos, no plástica, húmeda, suelta.	SM	-	11.4					
3.5	3.00	M-3	Arena limosa de grano fino, color gris, no plástica, húmeda, su compactad varía de suelta a semi-compacta. (Similar a M-2).	SM	-	13.3					
4.5		M-4		SM	-	10.2					
5.5	1.50	M-5	Arena limosa de grano fino, color gris, 27% de finos, no plástica, húmeda, semi-compacta.	SM	-	12.8					
6.5	1.50	M-6	Arena limosa de grano fino, color gris, no plástica, húmeda, semi compacta. (Similar a M-5).	SM	-	10.8					
7.5	1.50	M-7	Arena limosa de grano fino, color gris, 37% de finos, no plástica, húmeda, semi-compacta.	SM	-	14.1					
8.5	1.50	M-8	Arena limosa de grano fino, color gris, no plástica, húmeda, semi-compacta. (Similar a M-2).	SM	-	10.8					

Línea SPT

Página 1



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
CISMID - LABORATORIO GEOTECNICO
REGISTRO DE SONDAJES



Sondaje : SC-1

Tesis : Plan de Abandono de Depositos de Relave
Zona de Casapalca
Deposito de Relave Bellavista
Ubicacion : Casapalca - Huarochiri - Lima
Fecha : Diciembre - 2000

Asesor : Ing. Denys Parra M.
Cota Superficial : -
Profundidad N.F.(m) : N.A.
Profundidad Total (m) : 48.15

Profundidad (m)	Ubicacion	M. de Sonda	Descripción del Material	Clasif. (SUCS)	Pruebas de Campo		Ensayo de Penetración Estándar				
					D.N. (gr/ce)	H.N. (%)	Gráfica de N				
							N° golpes/30 cm.				
14	1.50	M-9	Arena limosa de grano fino, color gris, 24% de finos, no plástica, húmeda, semi-compacta.	SM	-	12.1					
14.5	1.50	M-10	Arena limosa de grano fino, color gris, no plástica, húmeda, semi-compacta. (Similar a M-9)	SM	-	10.1					
15											
15.5	1.50	M-11	Arena limosa de grano fino, color gris, 41% de finos, no plástica, húmeda, semi-compacta.	SM	-	17.6					
16.5											
17	1.50	M-12	Arena limosa de grano fino, color gris, no plástica, húmeda, semi-compacta. (Similar a M-11).	SM	-	14.5					
17.5											
18	3.00	M-13	Limo arenoso de color gris, 40% de arena fina, 60% de finos, no plástica, húmeda, semi-compacta.	SM	-	13.5					
18.5											
19	1.50	M-14	Limo arenoso de color gris, 40% de arena fina, 60% de finos, no plástica, húmeda, semi-compacta.	ML	-	18.6					
19.5											
20	1.50	M-15	Limo arenoso, color gris, no plástico, húmeda, semi-compacta. (Similares a M-14).	ML	-	18.3					
20.5											
21	4.50	M-16	Limo arenoso, color gris, no plástico, húmeda, semi-compacta. (Similares a M-14).	ML	-	18.3					
21.5											
22	1.50	M-17	Limo arenoso, color gris, no plástico, húmeda, semi-compacta. (Similares a M-14).	ML	-	16.4					
22.5											
23	1.50	M-17	Limo arenoso, color gris, no plástico, húmeda, semi-compacta. (Similares a M-14).	ML	-	16.4					
23.5											
24	1.50	M-17	Limo arenoso, color gris, no plástico, húmeda, semi-compacta. (Similares a M-14).	ML	-	16.4					
24.5											
25	1.50	M-17	Limo arenoso, color gris, no plástico, húmeda, semi-compacta. (Similares a M-14).	ML	-	16.4					
25.5											
26	1.50	M-17	Limo arenoso, color gris, no plástico, húmeda, semi-compacta. (Similares a M-14).	ML	-	16.4					
26.5											
27	1.50	M-17	Limo arenoso, color gris, no plástico, húmeda, semi-compacta. (Similares a M-14).	ML	-	16.4					
27.5											

Línea SPT

Página 2



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
CISMID - LABORATORIO GEOTECNICO
REGISTRO DE SONDAJES



SondaJe : SC-1

Testis : Plan de Abandono de Depositos de Relave
Zona de Casapalca Asesor : Ing. Denys Parrra M.
Deposito de Relave Bellavista Cota Superficial : -
Ubicacion : Casapalca - Huachochiri - Lima Profundidad N.F.(m) : N.A.
Fecha : Diciembre - 2000 Profundidad Total (m) : 48.15

P. Profundidad (m)	Ubicacion	Coteo	Coteo	Coteo	Descripción del Material	Clasif. (SUCS)	Pruebas de Campo		Ensayo de Penetración Estándar						
							D.N. (g/cc)	H.N. (%)	Gráfica de N						
									N° golpes/30 cm.						
27.5	3.00	M-18			Arena limosa de grano fino, color gris, no plástica, húmeda, semi-compacta. (Similares a M-20).	SM	-	14.6	22						
28															
28.5	3.00	M-19			Arena limosa de grano fino, color gris, no plástica, húmeda, semi-compacta. (Similares a M-20).	SM	-	16.5	22						
29															
29.5	1.50	M-20			Arena limosa de grano fino, color gris, 46% de finos, no plástica, húmeda, semi-compacta.	SM	-	18.4	23						
30															
30.5	3.00	M-21			Arena limosa de grano fino, color gris, no plástica, húmeda, su compacidad varía de semi-compacta a compacta. (Similares a M-20).	SM	-	17.7	26						
31															
31.5	3.00	M-22			Arena limosa de grano fino, color gris, no plástica, húmeda, su compacidad varía de semi-compacta a compacta. (Similares a M-20).	SM	-	17.0	32						
32															
32.5	4.50	M-23			Limo arenoso, color gris, no plástico, húmedo, compacto. (Similares a M-26).	ML	-	17.8	33						
33															
33.5	4.50	M-24			Limo arenoso, color gris, no plástico, húmedo, compacto. (Similares a M-26).	ML	-	18.9	34						
34															
34.5	4.50	M-25			Limo arenoso, color gris, no plástico, húmedo, compacto. (Similares a M-26).	ML	-	20.1	31						
35															
35.5	1.50	M-26			Limo arenoso, color gris, 15% de arena fina, 85% de finos, no plástica, húmedo, semi-compacta.	ML	-	21.3	22						
36															
36.5															
37															
37.5															
38															
38.5															
39															
39.5															
40															
40.5															

Línea SPT



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
CISMID - LABORATORIO GEOTECNICO
REGISTRO DE SONDAJES



SondaJe : SC-1

Testis : Plan de Abandono de Depositos de Relave
Zona de Casapalca Asesor : Ing. Denys Parrra M.
Deposito de Relave Bellavista Cota Superficial : -
Ubicacion : Casapalca - Huachochiri - Lima Profundidad N.F.(m) : N.A.
Fecha : Diciembre - 2000 Profundidad Total (m) : 48.15

P. Profundidad (m)	Ubicacion	Coteo	Coteo	Coteo	Descripción del Material	Clasif. (SUCS)	Pruebas de Campo		Ensayo de Penetración Estándar						
							D.N. (g/cc)	H.N. (%)	Gráfica de N						
									N° golpes/30 cm.						
41	1.50	M-27			Arcilla limosa de color gris oscuro, medianamente plástica, húmeda, muy firme. (Similar a M-28).	CL	-	24.1	20						
41.5															
42	1.50	M-28			Arcilla limosa de color gris, 5% de arena fina, 95% de finos, medianamente plástica, húmeda, muy firme. (LL= 35.57%; LP= 21.41%).	CL	-	26.8	29						
42.5															
43	4.60	M-29			Arcilla limosa de color gris oscuro, medianamente plástica, húmeda, consistencia varía de muy firme a firme. (Similares a M-28).	CL	-	28.1	27						
43.5															
44	4.60	M-30			Arcilla limosa de color gris oscuro, medianamente plástica, húmeda, consistencia varía de muy firme a firme. (Similares a M-28).	CL	-	29.3	41						
44.5															
45	4.60	M-31			Arcilla limosa de color gris oscuro, medianamente plástica, húmeda, consistencia varía de muy firme a firme. (Similares a M-28).	CL	-	28.2	40						
45.5															
46	4.60	M-32			Arcilla limosa de color gris oscuro, medianamente plástica, húmeda, consistencia varía de muy firme a firme. (Similares a M-28).	CL	-	27.1	40						
46.5															
47	4.60	M-33			Grava limosa con arena, 45% de grava y 22% de arena, no plástica, húmeda, muy compacta.	GM	-	14.9	50						
47.5															
48	4.60	M-34			Material del cuaternario.	GM	-	14.9	50						
48.5															
49															
49.5															
50															
50.5															
51															
51.5															
52															
52.5															
53															
53.5															
54															

Línea SPT



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
CISMID - LABORATORIO GEOTECNICO
REGISTRO DE SONDAJES



Sondaje : SC-2

Tesis : Plan de Abandono de Depositos de Relave
Zona de Casapalca Asesor : Ing. Denys Parrra M.
Deposito de Relave Yaullyacu Nuevo Cota Superficial : -
Ubicacion : Casapalca - Huachiriri - Lima Profundidad N.F.(m) : N.A.
Fecha : Diciembre - 2000 Profundidad Total (m) : 18.40

P. Profundidad (m)	Muestreo (m)	Muestreo	Coteo	Coteo	Descripción del Material	Clasif. (SUCS)	Pruebas de Campo		Ensayo de Penetración Estándar						
							D.N. (gr/oc)	H.N. (%)	Gráfica de N						
									N° golpes/30 cm.						
0.5	1.50	S/M			Arena limosa de color gris, húmeda, no plástica.	-	-	-							
1.5	1.50	S/M			No se recuperaba el agua del lavado, se colocó funda y se comenzó el ensayo a 3.00 metros.	-	-	-							
3.5	1.50	M-1			Arena limosa de grano fino, color gris, húmeda, no plástica, con 20% de finos. Sueta.	SM	-	15.8							
5.5	1.50	M-2			Arena limosa de grano fino, color gris, húmeda, no plástica, sueta.	SM	-	-							
6.5	1.50	M-3			Arena limosa de grano fino, color gris, húmeda, no plástica con 35% de finos, media semi compacta.	SM	-	13.6							
8.5	1.50	M-4			Arena limosa de grano fino, color gris, húmeda, no plástica con 25% de finos, semi compacta.	SM	-	10.4							
10.5	1.50	M-5			Arena limosa de grano fino, color gris, húmeda, no plástica, semi compacta. (Similar a M-4).	SM	-	-							

Línea SPT
Línea PECKA

Página 1



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
CISMID - LABORATORIO GEOTECNICO
REGISTRO DE SONDAJES



Sondaje : SC-2

Tesis : Plan de Abandono de Depositos de Relave
Zona de Casapalca Asesor : Ing. Denys Parrra M.
Deposito de Relave Yaullyacu Nuevo Cota Superficial : -
Ubicacion : Casapalca - Huachiriri - Lima Profundidad N.F.(m) : N.A.
Fecha : Diciembre - 2000 Profundidad Total (m) : 18.40

P. Profundidad (m)	Muestreo (m)	Muestreo	Coteo	Coteo	Descripción del Material	Clasif. (SUCS)	Pruebas de Campo		Ensayo de Penetración Estándar						
							D.N. (gr/oc)	H.N. (%)	Gráfica de N						
									N° golpes/30 cm.						
11	1.50	M-6			Arena limosa de grano fino, color gris, húmeda, no plástica, con 27% de finos, semi compacta.	SM	-	11.0							
12.5	1.50	M-7			Arena limosa de grano fino, color gris, húmeda, no plástica, semi compacta. (Similar a M-6).	SM	-	-							
14.5	1.50	M-8			Arilla limosa de color gris, 28.6% de finos, húmeda, baja plasticidad con 15.36% de arena, consistencia media.	CL	-	-							
15.5	1.50	S/M			* En el proceso de lavado la línea de perforación se hundió por peso propio correspondiendo a un material muy blando.	CL	-	-							
17.5	1.50	S/M			* En el proceso de lavado la línea de perforación se hundió por peso propio correspondiendo a un material muy blando.	CL	-	-							
18.5	0.30	M-9			Grava pobremente graduada, con limos, húmeda, N.P., con 12% de finos, muy compacta.	GP-GM	-	14.3							

Línea SPT
Línea PECKA

Página 2

ANEXO 2
SUPERFICIES DE FALLA - ANÁLISIS ESTÁTICO Y SEUDO-ESTÁTICO
CONDICIONES INICIALES



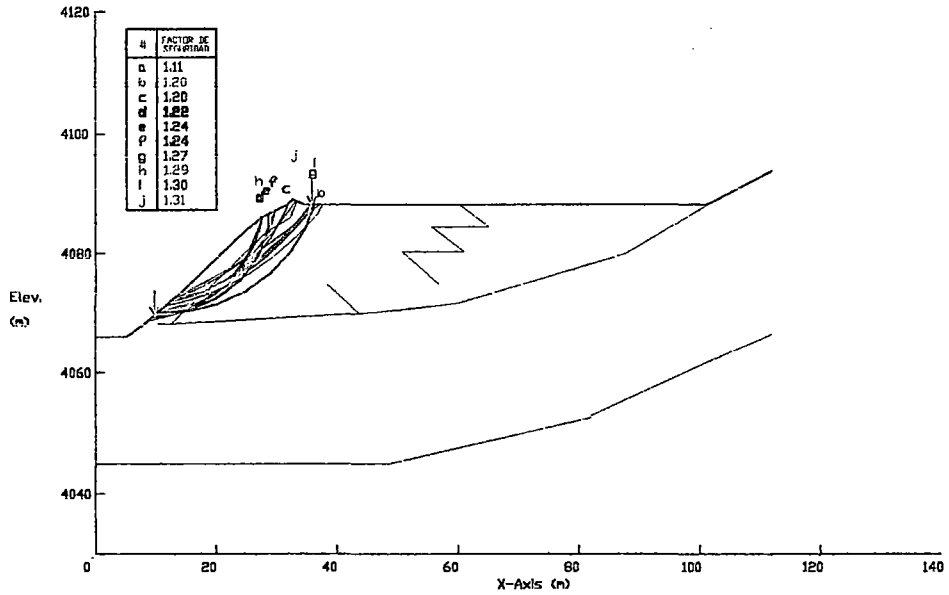
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
 LABORATORIO GEOTECNICO - CISMID



ANALISIS DE ESTABILIDAD
 ESTATICO

DEPOSITO :
 ANTUQUITO

ESTADO :
 INICIAL



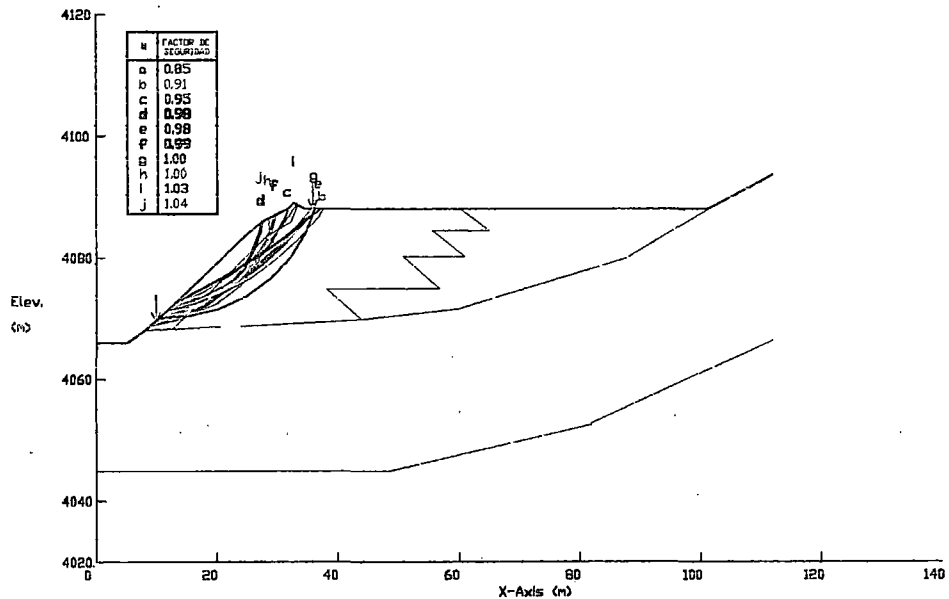
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
 LABORATORIO GEOTECNICO - CISMID



ANALISIS DE ESTABILIDAD
 SEUDO ESTATICO

DEPOSITO :
 ANTUQUITO

ESTADO :
 INICIAL





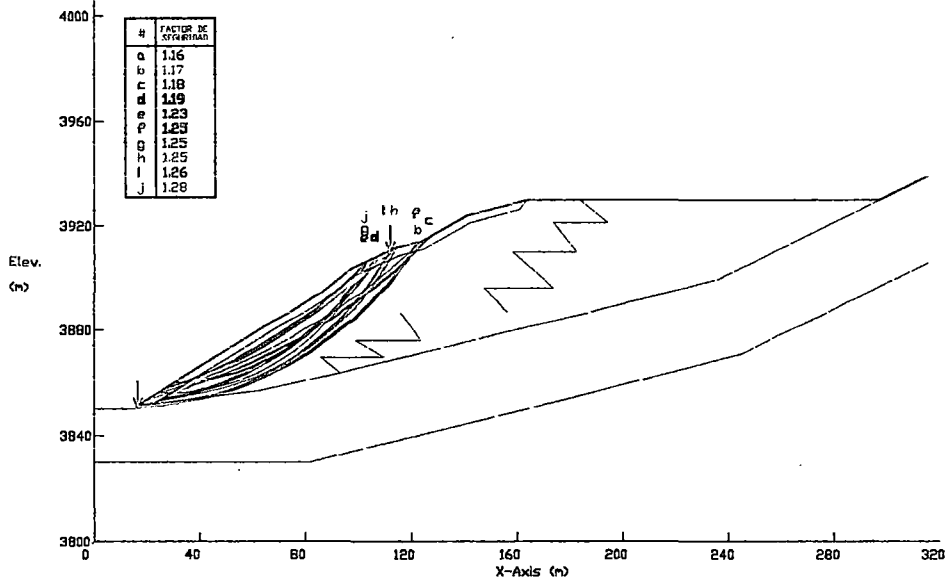
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
 LABORATORIO GEOTECNICO - CISMID



ANALISIS DE ESTABILIDAD
 ESTATICO

DEPOSITO :
 BELLAVISTA

ESTADO :
 INICIAL



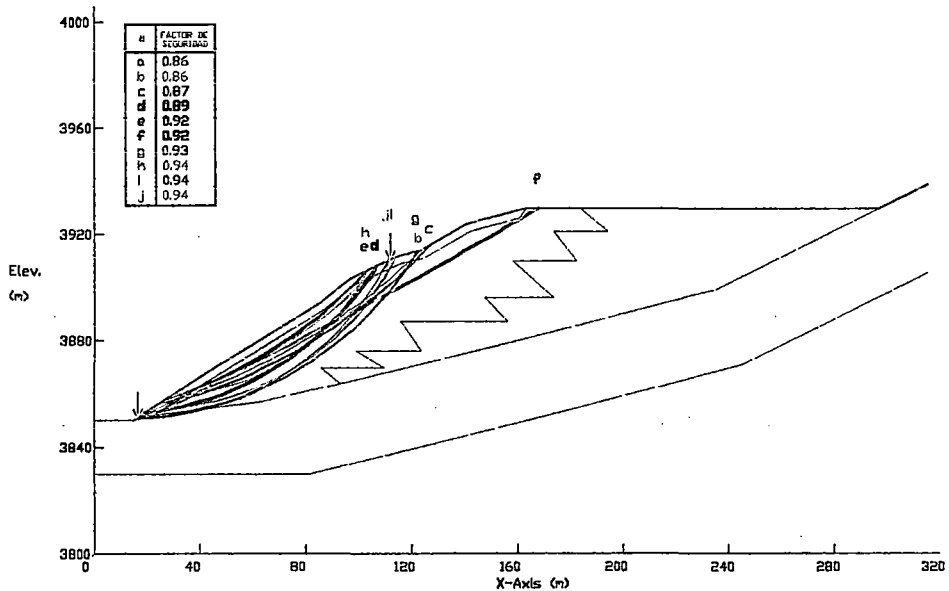
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
 LABORATORIO GEOTECNICO - CISMID



ANALISIS DE ESTABILIDAD
 SEUDO ESTATICO

DEPOSITO :
 BELLAVISTA

ESTADO :
 INICIAL





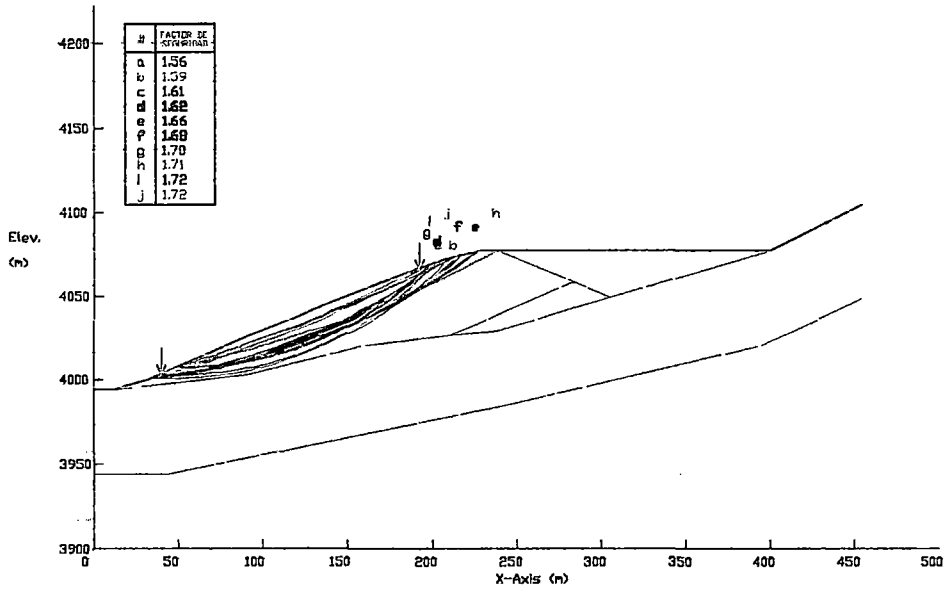
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
 LABORATORIO GEOTECNICO - CISMID



ANALISIS DE ESTABILIDAD
 ESTATICO

DEPOSITO :
 YAULIYACU NUEVO

ESTADO :
 INICIAL



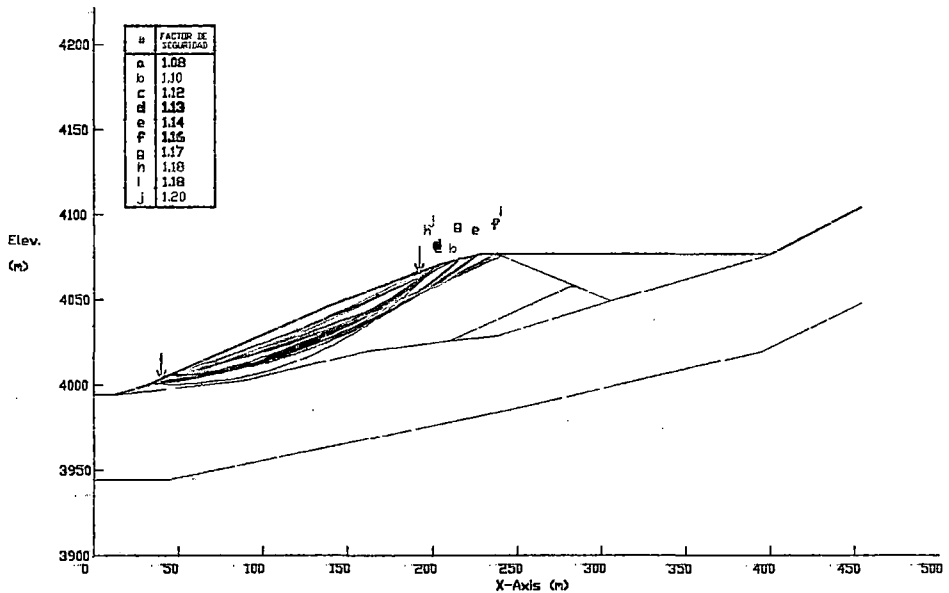
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
 LABORATORIO GEOTECNICO - CISMID



ANALISIS DE ESTABILIDAD
 SEUDO ESTATICO

DEPOSITO :
 YAULIYACU NUEVO

ESTADO :
 INICIAL



ANEXO 3
SUPERFICIES DE FALLA - ANÁLISIS ESTÁTICO Y SEUDO ESTÁTICO
CONDICIONES FINALES



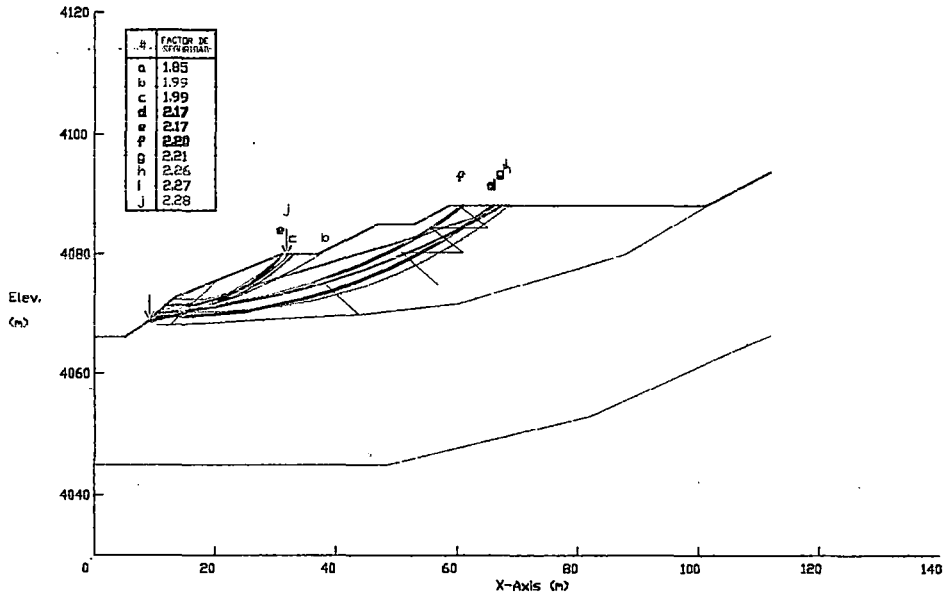
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
 LABORATORIO GEOTECNICO - CISMID



ANALISIS DE ESTABILIDAD
 ESTATICO

DEPOSITO :
 ANTUQUITO

ESTADO :
 ESTABILIZADO



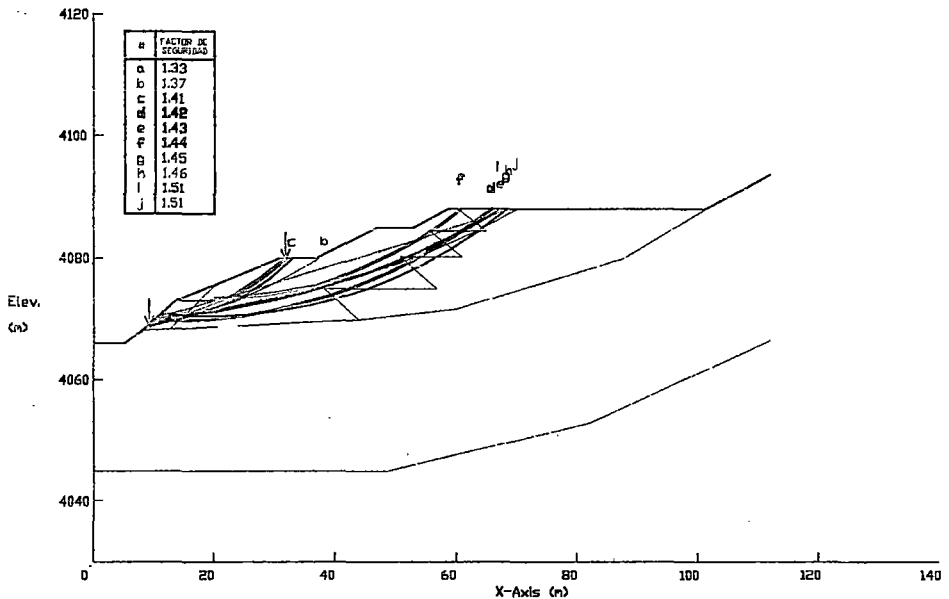
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
 LABORATORIO GEOTECNICO - CISMID



ANALISIS DE ESTABILIDAD
 SEUDO ESTATICO

DEPOSITO :
 ANTUQUITO

ESTADO :
 ESTABILIZADO





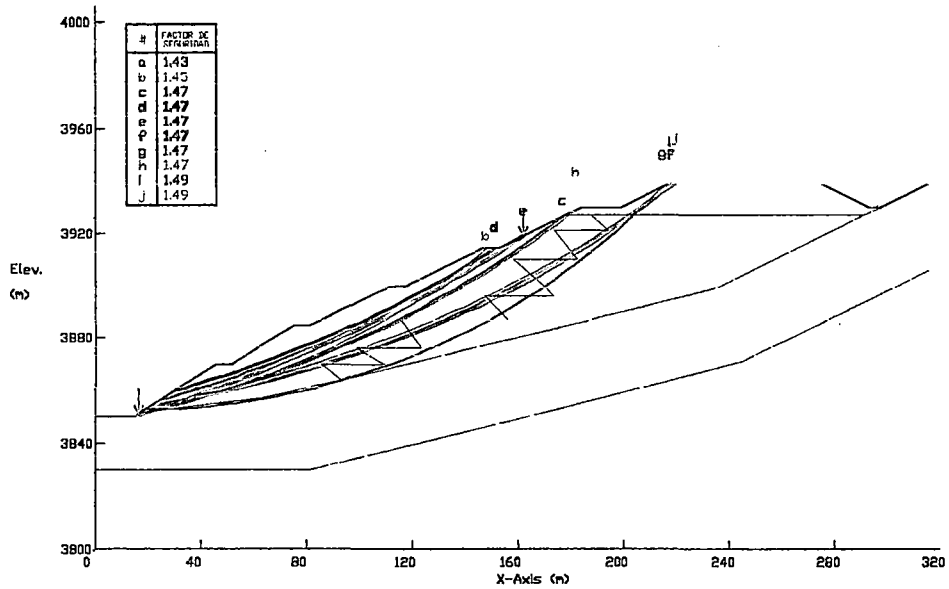
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
 LABORATORIO GEOTECNICO - CISMID



ANALISIS DE ESTABILIDAD
 ESTATICO

DEPOSITO :
 BELLAVISTA

ESTADO :
 ESTABILIZADO



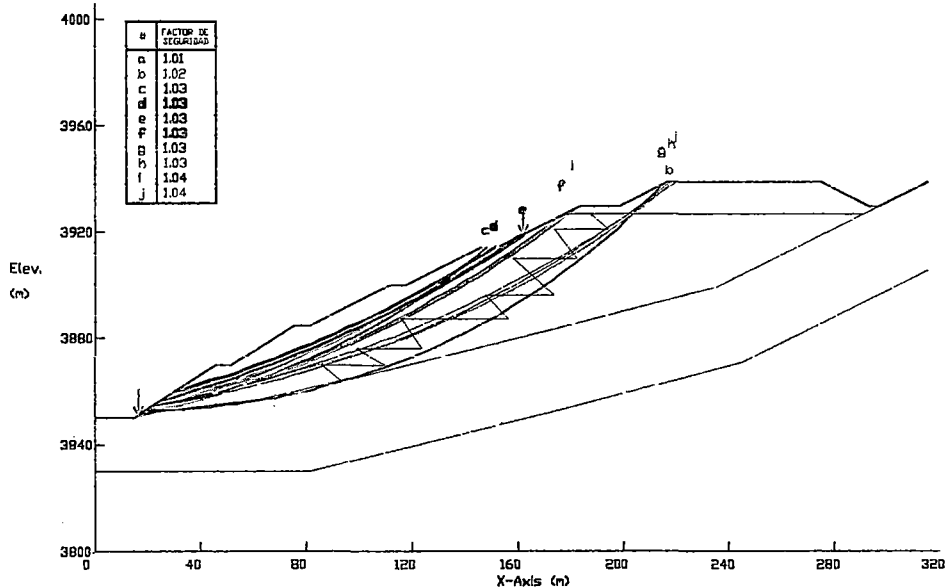
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
 LABORATORIO GEOTECNICO - CISMID



ANALISIS DE ESTABILIDAD
 SEUDO ESTATICO

DEPOSITO :
 BELLAVISTA

ESTADO :
 ESTABILIZADO





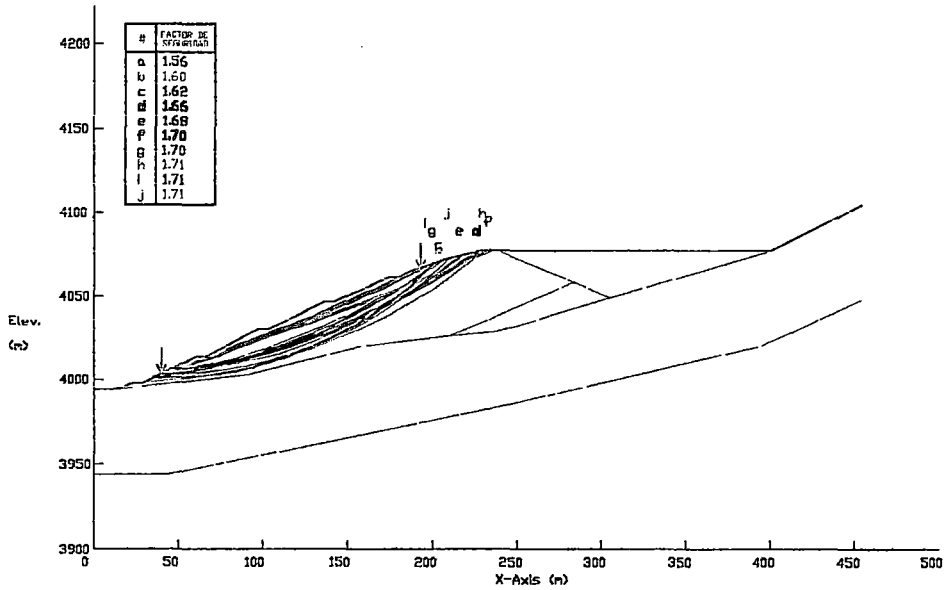
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
 LABORATORIO GEOTECNICO - CISMID



ANALISIS DE ESTABILIDAD
 ESTATICO

DEPOSITO :
 YAULIYACU NUEVO

ESTADO :
 ESTABILIZADO



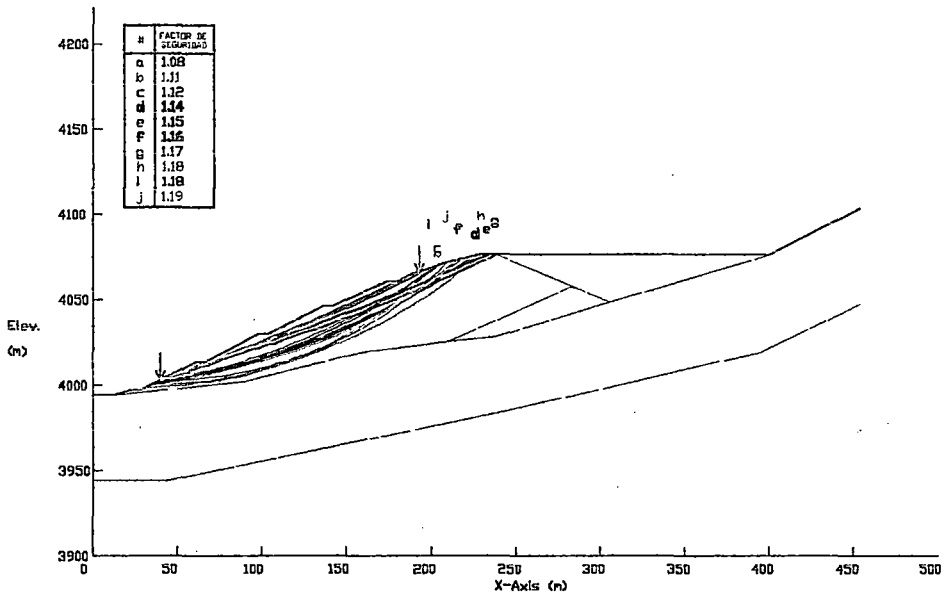
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
 LABORATORIO GEOTECNICO - CISMID



ANALISIS DE ESTABILIDAD
 SEUDO ESTATICO

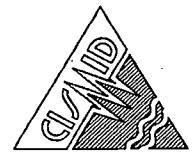
DEPOSITO :
 YAULIYACU NUEVO

ESTADO :
 ESTABILIZADO



ANEXO 4
ENSAYOS DE LABORATORIO

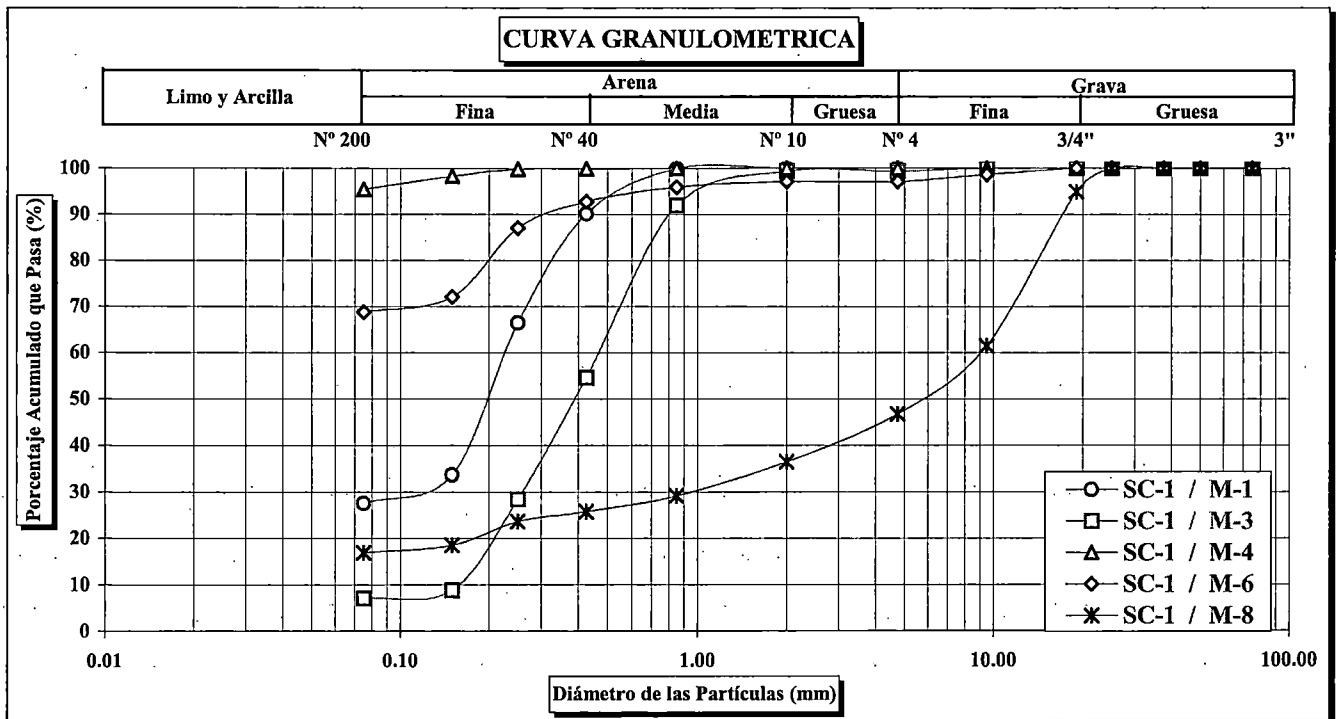
ANEXO 4.1
ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACION

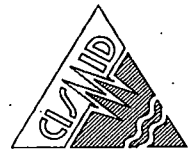


ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACION
(ASTM D422 - D2216 - D854 - D4318 - D427 - D2487)

INFORME : LG98-061
SOLICITANTE : CENTROMIN
PROYECTO : DEPOSITO DE RELAVES ANTUQUITO
UBICACION : CASAPALCA - HUAROCHIRI - LIMA
FECHA : MAYO, 1998

Sondaje		SC - 1	SC - 1	SC - 1	SC - 1	SC - 1		
Muestra		M - 1	M - 3	M - 4	M - 6	M - 8		
Profundidad (m)		1.50 - 3.00	4.50 - 6.00	6.00 - 7.50	9.00 - 10.50	12.00 - 12.80		
ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO	PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)	3"	75.000	100.00	100.00	100.00	100.00	
		2"	50.000	100.00	100.00	100.00	100.00	
		1 1/2"	37.500	100.00	100.00	100.00	100.00	
		1"	25.000	100.00	100.00	100.00	100.00	
		3/4"	19.000	100.00	100.00	100.00	94.91	
		3/8"	9.500	100.00	100.00	100.00	98.68	
		Nº 004	4.750	100.00	99.39	100.00	97.10	46.69
		Nº 010	2.000	100.00	99.39	100.00	97.10	36.42
		Nº 020	0.850	99.93	91.87	99.94	95.86	29.17
		Nº 040	0.425	90.04	54.55	99.87	92.71	25.68
		Nº 060	0.250	66.47	28.37	99.76	86.99	23.59
		Nº 140	0.150	33.63	8.84	98.26	72.07	18.46
Nº 200	0.075	27.51	7.09	95.40	68.76	16.91		
Contenido de Humedad (%)		13.13	20.19	34.53	19.81	8.69		
Límite Líquido (LL) (%)		NP	NP	28.05	29.40	27.42		
Límite Plástico (LP) (%)		NP	NP	18.20	17.01	16.51		
Índice Plástico (IP) (%)		NP	NP	9.85	12.39	10.91		
Límite de Contracción (LC) (%)		-	-	-	-	-		
Clasificación (S.U.C.S.)		SM	SP - SM	CL	CL	GC		

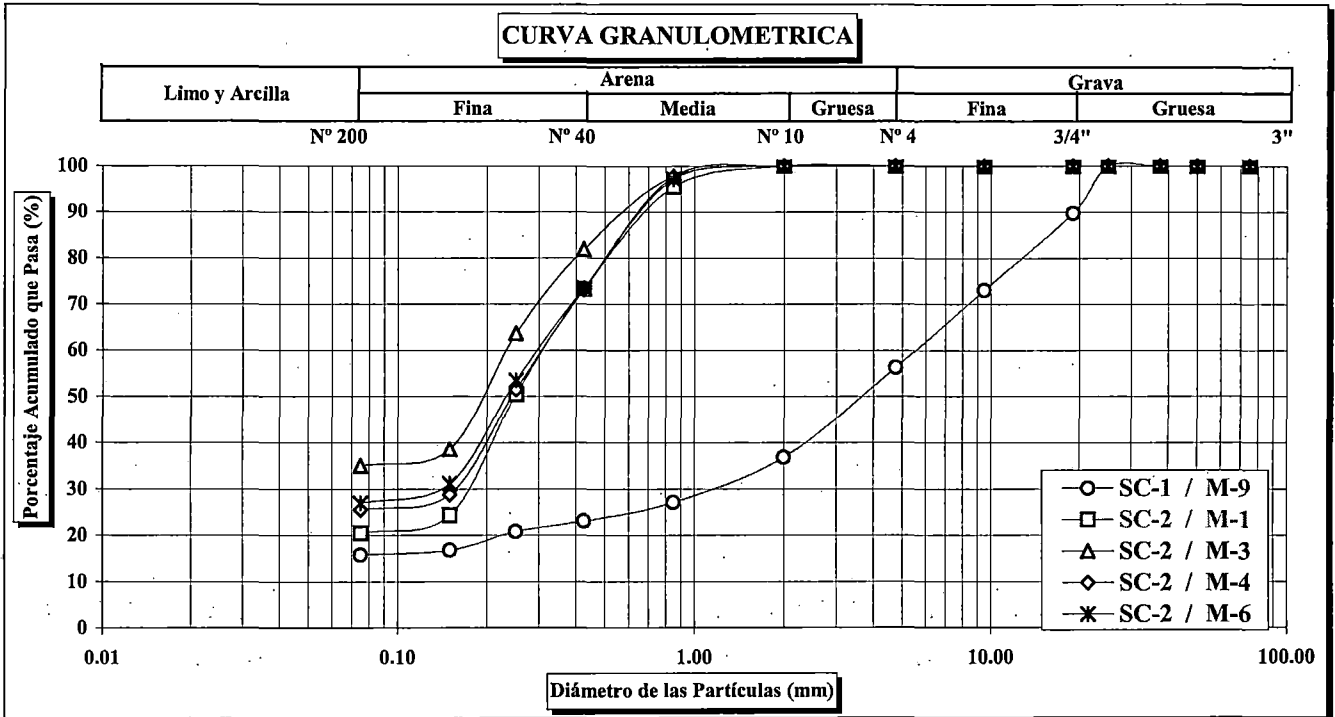


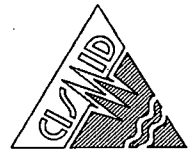


**ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACION
 (ASTM D422 - D2216 - D854 - D4318 - D427 - D2487)**

INFORME : LG98-061
 SOLICITANTE : CENTROMIN
 PROYECTO : DEPOSITO DE RELAVES ANTUQUITO
 UBICACION : CASAPALCA - HUAROCHIRI - LIMA
 FECHA : MAYO, 1998

Sondaje		SC - 1	SC - 2	SC - 2	SC - 2	SC - 2	
Muestra		M - 9	M - 1	M - 3	M - 4	M - 6	
Profundidad (m)		12.80 - 13.25	3.00 - 4.50	6.00 - 7.50	7.50 - 9.00	10.50 - 12.00	
ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO	PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)	3 "	75.000	100.00	100.00	100.00	100.00
		2 "	50.000	100.00	100.00	100.00	100.00
		1 1/2 "	37.500	100.00	100.00	100.00	100.00
		1 "	25.000	100.00	100.00	100.00	100.00
		3/4 "	19.000	89.78	100.00	100.00	100.00
		3/8 "	9.500	73.00	100.00	100.00	100.00
		Nº 004	4.750	56.25	100.00	100.00	100.00
		Nº 010	2.000	36.80	100.00	100.00	100.00
		Nº 020	0.850	27.11	95.47	97.75	97.66
		Nº 040	0.425	23.01	73.28	81.88	73.08
		Nº 060	0.250	20.77	50.39	63.63	51.41
		Nº 140	0.150	16.81	24.30	38.56	28.81
Nº 200	0.075	15.73	20.45	34.98	25.51		
Contenido de Humedad (%)		10.46	15.79	13.63	10.36	11.05	
Límite Líquido (LL) (%)		NP	NP	NP	NP	NP	
Límite Plástico (LP) (%)		NP	NP	NP	NP	NP	
Índice Plástico (IP) (%)		NP	NP	NP	NP	NP	
Límite de Contracción (LC) (%)		-	-	-	-	-	
Clasificación (S.U.C.S.)		GM	SM	SM	SM	SM	



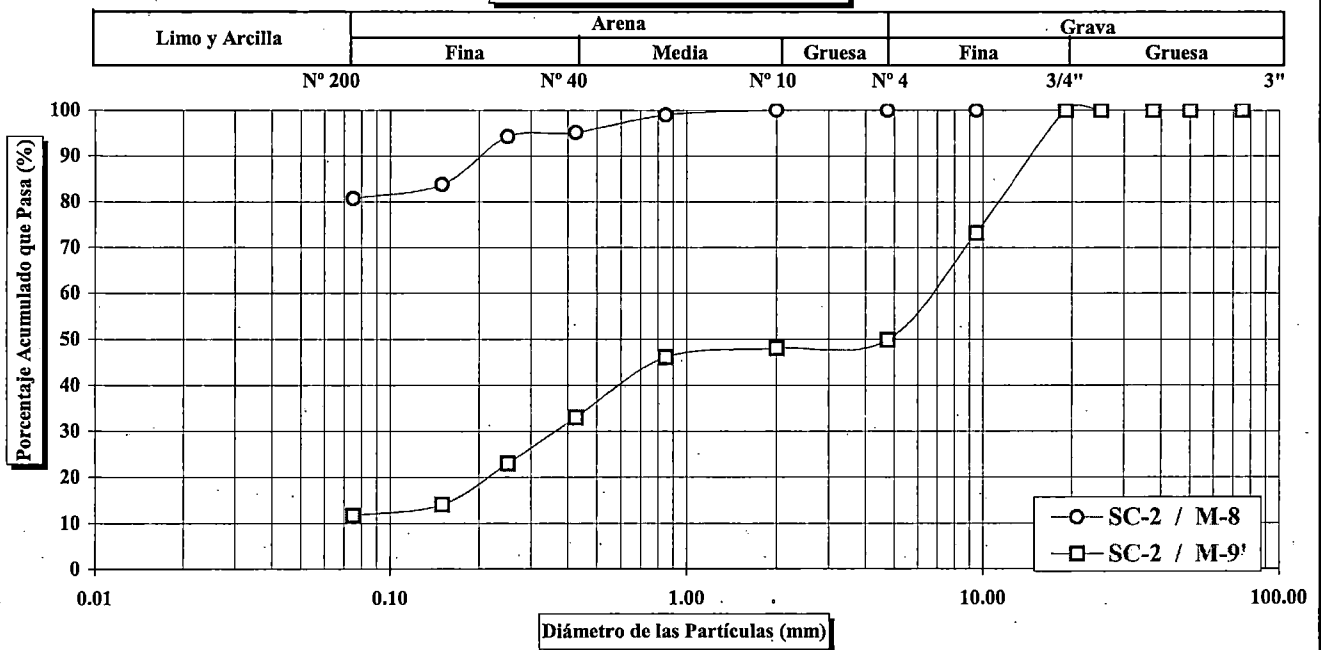


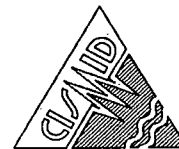
**ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACION
 (ASTM D422 - D2216 - D854 - D4318 - D427 - D2487)**

INFORME : LG98-061
SOLICITANTE : CENTROMIN
PROYECTO : DEPOSITO DE RELAVES ANTUQUITO
UBICACION : CASAPALCA - HUAROCHIRI - LIMA
FECHA : MAYO, 1998

Sondaje		SC - 2	SC - 2		
Muestra		M - 8	M - 9'		
Profundidad (m)		13.50 - 15.00	17.50 - 17.80.		
ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO	PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)	3 "	75.000	100.00	100.00
		2 "	50.000	100.00	100.00
		1 1/2 "	37.500	100.00	100.00
		1 "	25.000	100.00	100.00
		3/4 "	19.000	100.00	100.00
		3/8 "	9.500	100.00	73.19
		N° 004	4.750	100.00	49.86
		N° 010	2.000	100.00	48.02
		N° 020	0.850	98.91	46.05
		N° 040	0.425	95.15	32.99
		N° 060	0.250	94.22	22.98
		N° 140	0.150	83.75	14.06
N° 200	0.075	80.64	11.67		
Contenido de Humedad (%)		28.62	14.27		
Límite Líquido (LL) (%)		30.40	NP		
Límite Plástico (LP) (%)		17.20	NP		
Índice Plástico (IP) (%)		13.20	NP		
Límite de Contracción (LC) (%)		-	-		
Clasificación (S.U.C.S.)		CL	GP - GM		

CURVA GRANULOMETRICA

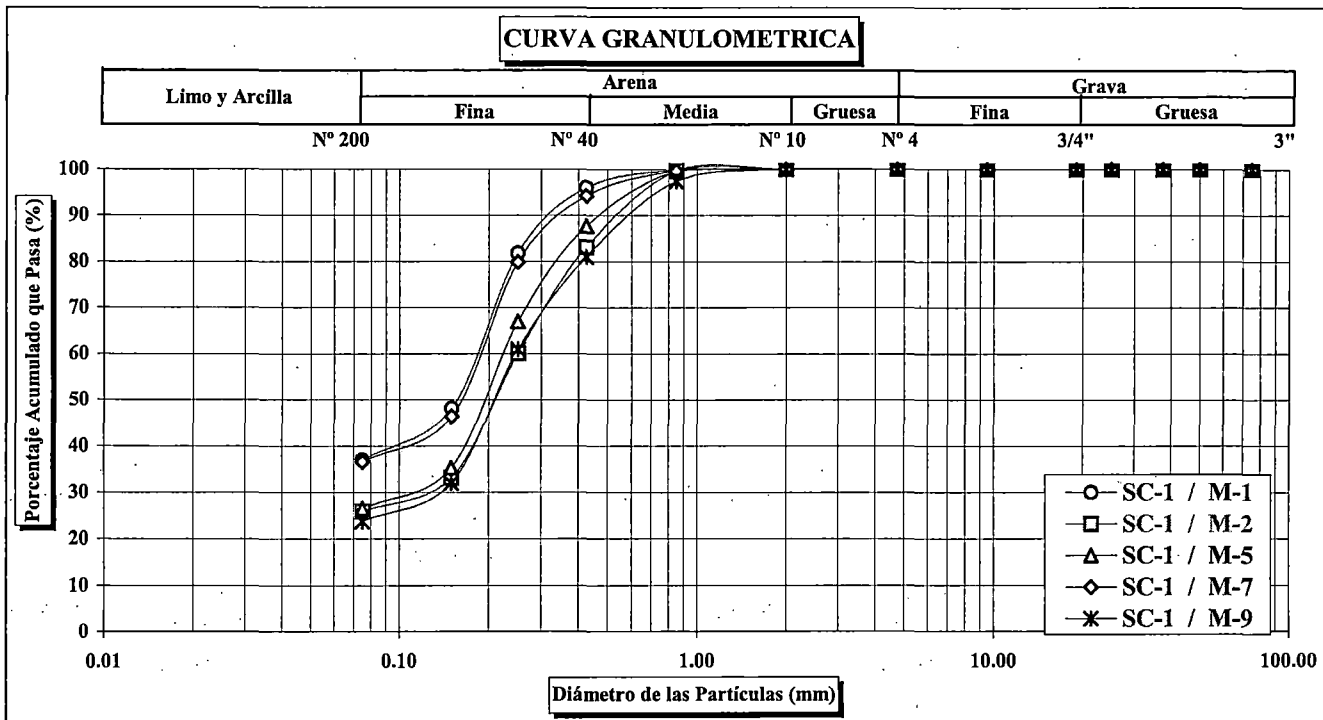




**ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACION
(ASTM D422 - D2216 - D854 - D4318 - D427 - D2487)**

INFORME : LG98-061
SOLICITANTE : CENTROMIN
PROYECTO : DEPOSITO DE RELAVES BELLAVISTA
UBICACION : CASAPALCA - HUAROCHIRI - LIMA
FECHA : MAYO, 1998

Sondaje		SC - 1	SC - 1	SC - 1	SC - 1	SC - 1		
Muestra		M - 1	M - 2	M - 5	M - 7	M - 9		
Profundidad (m)		1.50 - 3.00	3.00 - 4.50	7.50 - 9.00	10.50 - 12.00	13.50 - 15.00		
ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO	PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)	3"	75.000	100.00	100.00	100.00	100.00	
		2"	50.000	100.00	100.00	100.00	100.00	
		1 1/2"	37.500	100.00	100.00	100.00	100.00	
		1"	25.000	100.00	100.00	100.00	100.00	
		3/4"	19.000	100.00	100.00	100.00	100.00	
		3/8"	9.500	100.00	100.00	100.00	100.00	
		Nº 004	4.750	100.00	100.00	100.00	100.00	
		Nº 010	2.000	100.00	100.00	100.00	100.00	
		Nº 020	0.850	99.86	99.64	99.65	99.67	97.39
		Nº 040	0.425	96.03	83.09	87.66	94.26	81.00
		Nº 060	0.250	81.77	60.05	66.93	79.84	60.88
		Nº 140	0.150	48.13	33.06	35.26	46.36	31.92
Nº 200	0.075	36.94	25.82	26.48	36.58	23.76		
Contenido de Humedad (%)		10.96	11.37	12.77	14.05	12.11		
Límite Líquido (LL) (%)		NP	NP	NP	NP	NP		
Límite Plástico (LP) (%)		NP	NP	NP	NP	NP		
Índice Plástico (IP) (%)		NP	NP	NP	NP	NP		
Límite de Contracción (LC) (%)		-	-	-	-	-		
Clasificación (S.U.C.S.)		SM	SM	SM	SM	SM		

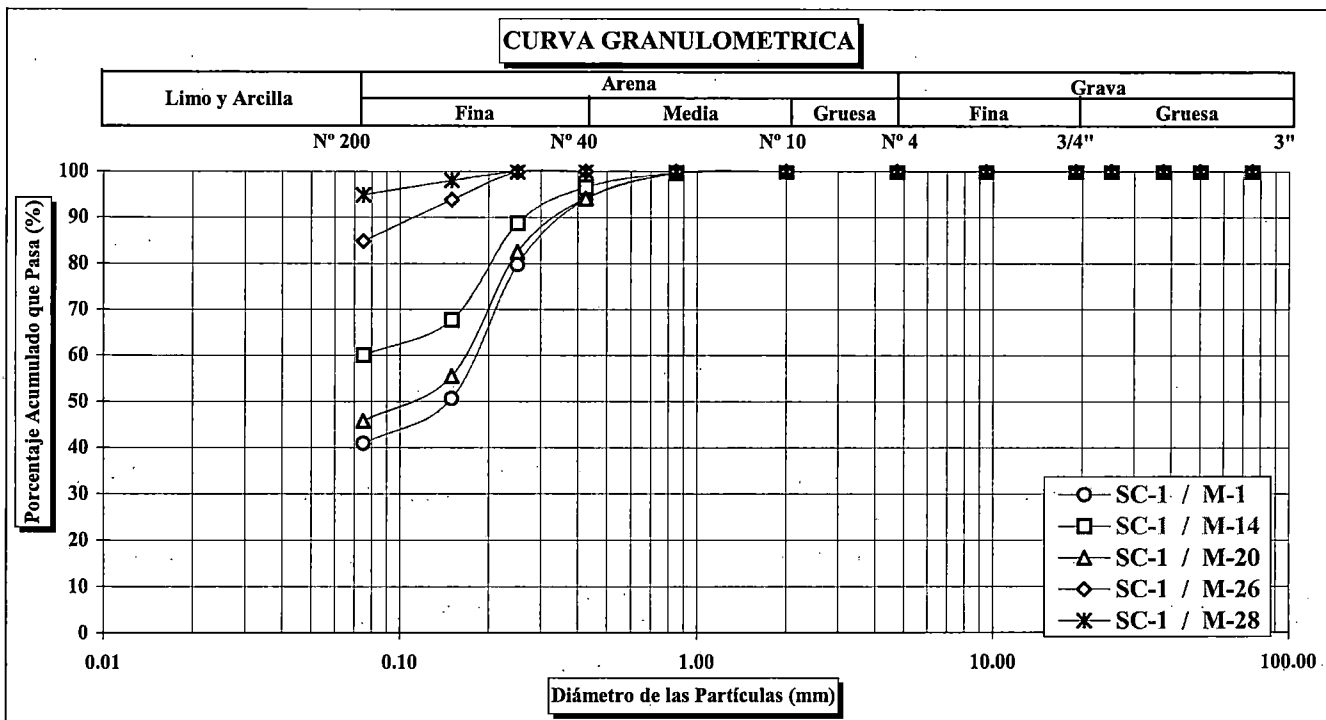


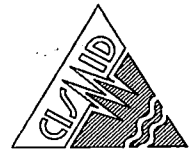


**ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACION
 (ASTM D422 - D2216 - D854 - D4318 - D427 - D2487)**

INFORME : LG98-061
 SOLICITANTE : CENTROMIN
 PROYECTO : DEPOSITO DE RELAVES BELLAVISTA
 UBICACION : CASAPALCA - HUAROCHIRI - LIMA
 FECHA : MAYO, 1998

Sondaje		SC - 1	SC - 1	SC - 1	SC - 1	SC - 1		
Muestra		M - 11	M - 14	M - 20	M - 26	M - 28		
Profundidad (m)		16.50 - 18.00	21.00 - 22.50	30.00 - 31.50	39.00 - 40.50	42.00 - 43.50		
ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO	PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)	3"	75.000	100.00	100.00	100.00	100.00	
		2"	50.000	100.00	100.00	100.00	100.00	
		1 1/2"	37.500	100.00	100.00	100.00	100.00	
		1"	25.000	100.00	100.00	100.00	100.00	
		3/4"	19.000	100.00	100.00	100.00	100.00	
		3/8"	9.500	100.00	100.00	100.00	100.00	
		Nº 004	4.750	100.00	100.00	100.00	100.00	
		Nº 010	2.000	100.00	100.00	100.00	100.00	
		Nº 020	0.850	99.65	99.65	99.64	100.00	100.00
		Nº 040	0.425	93.93	96.58	94.10	99.97	99.99
		Nº 060	0.250	79.66	88.68	82.41	99.86	99.95
		Nº 140	0.150	50.61	67.69	55.47	93.82	98.06
Nº 200	0.075	40.88	60.03	45.78	84.82	94.88		
Contenido de Humedad (%)		17.55	18.79	18.37	21.28	26.76		
Límite Líquido (LL) (%)		NP	NP	NP	35.68	35.57		
Límite Plástico (LP) (%)		NP	NP	NP	NP	21.41		
Índice Plástico (IP) (%)		NP	NP	NP	NP	14.16		
Límite de Contracción (LC) (%)		-	-	-	-	-		
Clasificación (S.U.C.S.)		SM	ML	SM	ML	CL		

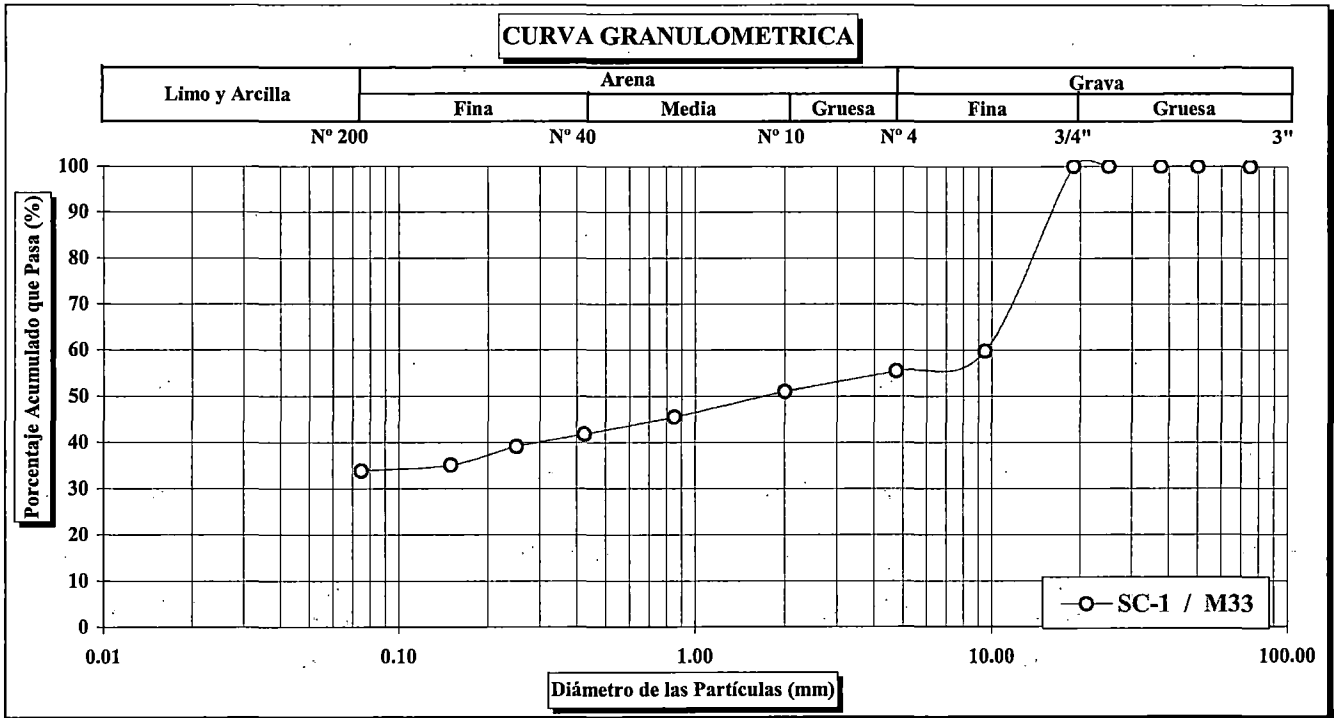


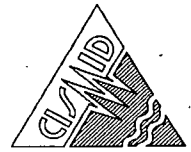


**ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACION
 (ASTM D422 - D2216 - D854 - D4318 - D427 - D2487)**

INFORME : LG98-061
 SOLICITANTE : CENTROMIN
 PROYECTO : DEPOSITO DE RELAVES BELLAVISTA
 UBICACION : CASAPALCA - HUAROCHIRI - LIMA
 FECHA : MAYO, 1998

Sondaje		SC - 1			
Muestra		M - 33			
Profundidad (m)		48.00 - 48.15			
ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO	PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)	3 "	75.000	100.00	
		2 "	50.000	100.00	
		1 1/2 "	37.500	100.00	
		1 "	25.000	100.00	
		3/4 "	19.000	100.00	
		3/8 "	9.500	59.73	
		Nº 004	4.750	55.42	
		Nº 010	2.000	50.96	
		Nº 020	0.850	45.47	
		Nº 040	0.425	41.75	
		Nº 060	0.250	39.06	
		Nº 140	0.150	35.07	
Nº 200	0.075	33.81			
Contenido de Humedad (%)		14.54			
Límite Líquido (LL) (%)		NP			
Límite Plástico (LP) (%)		NP			
Índice Plástico (IP) (%)		NP			
Límite de Contracción (LC) (%)		-			
Clasificación (S.U.C.S.)		GM			



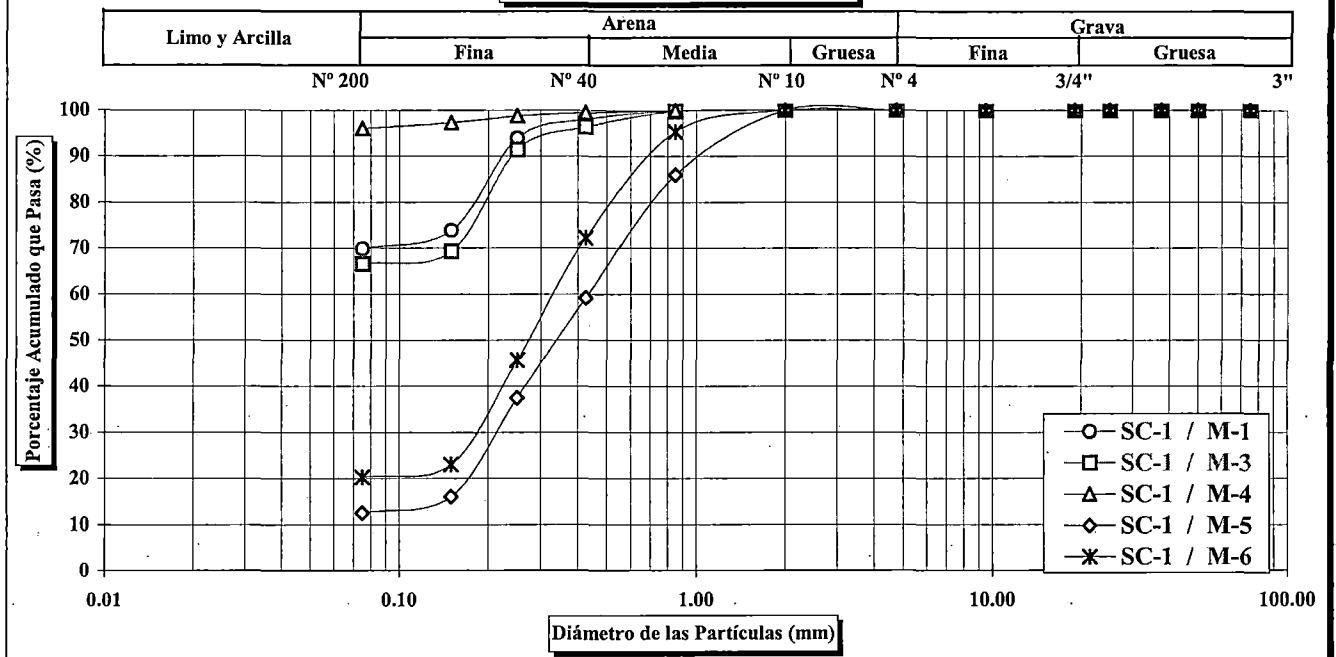


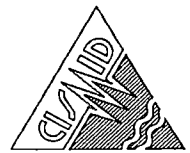
**ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACION
(ASTM D422 - D2216 - D854 - D4318 - D427 - D2487)**

INFORME : LG98-061
SOLICITANTE : CENTROMIN
PROYECTO : DEPOSITO DE RELAVES YAULIYACU NUEVO
UBICACION : CASAPALCA - HUAROCHIRI - LIMA
FECHA : MAYO, 1998

Sondaje		SC - 1	SC - 1	SC - 1	SC - 1	SC - 1		
Muestra		M - 1	M - 3	M - 4	M - 5	M - 6		
Profundidad (m)		1.50 - 3.00	4.50 - 6.00	6.00 - 7.50	7.50 - 9.00	9.00 - 10.50		
ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO	PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)	3 "	75.000	100.00	100.00	100.00	100.00	
		2 "	50.000	100.00	100.00	100.00	100.00	
		1 1/2 "	37.500	100.00	100.00	100.00	100.00	
		1 "	25.000	100.00	100.00	100.00	100.00	
		3/4 "	19.000	100.00	100.00	100.00	100.00	
		3/8 "	9.500	100.00	100.00	100.00	100.00	
		Nº 004	4.750	100.00	100.00	100.00	100.00	
		Nº 010	2.000	100.00	100.00	100.00	100.00	
		Nº 020	0.850	99.84	99.73	99.95	85.91	95.28
		Nº 040	0.425	98.05	96.37	99.42	59.15	72.17
		Nº 060	0.250	93.92	91.38	98.73	37.46	45.63
Nº 140	0.150	73.84	69.22	97.28	16.04	22.94		
Nº 200	0.075	69.80	66.53	96.03	12.53	20.20		
Contenido de Humedad (%)		25.72	22.81	29.96	11.78	18.54		
Límite Líquido (LL) (%)		NP	26.31	29.60	NP	NP		
Límite Plástico (LP) (%)		NP	13.34	18.08	NP	NP		
Índice Plástico (IP) (%)		NP	12.97	11.52	NP	NP		
Límite de Contracción (LC) (%)		-	-	-	-	-		
Clasificación (S.U.C.S.)		ML	CL	CL	SM	SM		

CURVA GRANULOMETRICA



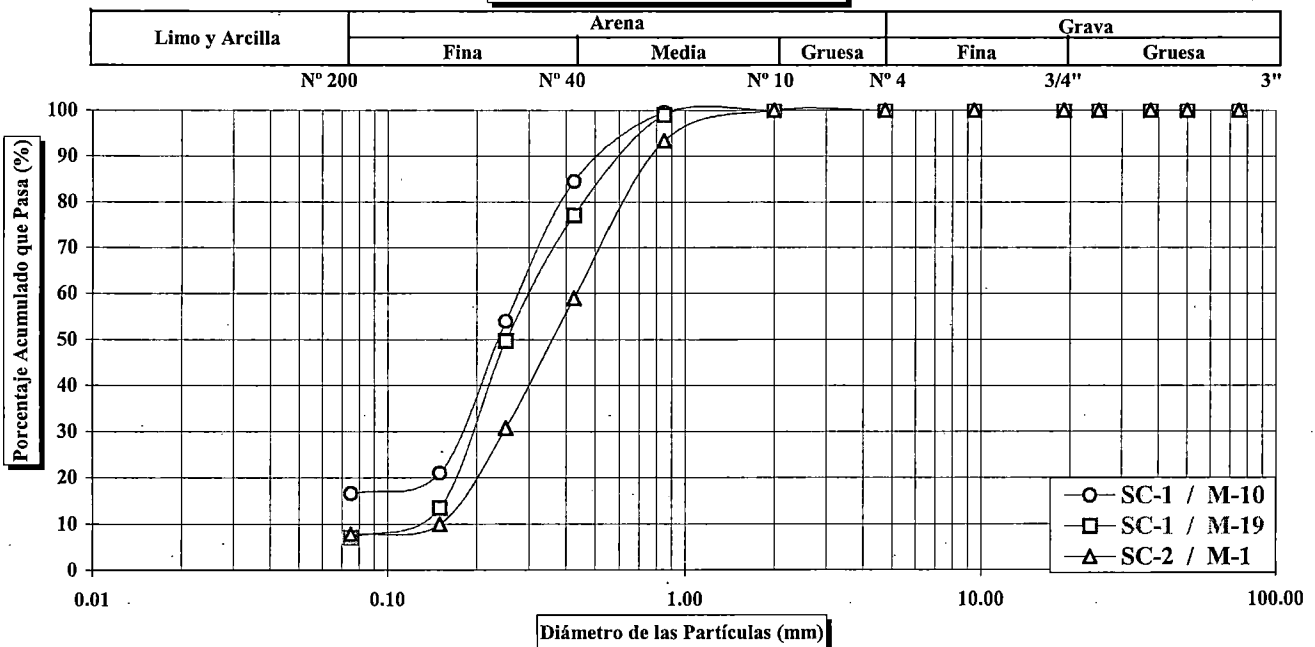


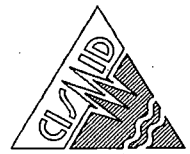
**ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACION
(ASTM D422 - D2216 - D854 - D4318 - D427 - D2487)**

INFORME : LG98-061
SOLICITANTE : CENTROMIN
PROYECTO : DEPOSITO DE RELAVES YAULIYACU NUEVO
UBICACION : CAÑAPALCA - HUAROCHIRI - LIMA
FECHA : MAYO, 1998

Sondaje		SC - 1	SC - 1	SC - 2		
Muestra		M - 10	M - 19	M - 1		
Profundidad (m)		15.00 - 16.50	28.50 - 30.00	1.50 - 3.00		
ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO	PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)	3 "	75.000	100.00	100.00	100.00
		2 "	50.000	100.00	100.00	100.00
		1 1/2 "	37.500	100.00	100.00	100.00
		1 "	25.000	100.00	100.00	100.00
		3/4 "	19.000	100.00	100.00	100.00
		3/8 "	9.500	100.00	100.00	100.00
		Nº 004	4.750	100.00	100.00	100.00
		Nº 010	2.000	100.00	100.00	100.00
		Nº 020	0.850	99.52	98.97	93.30
		Nº 040	0.425	84.42	76.98	58.92
		Nº 060	0.250	53.90	49.61	30.68
		Nº 140	0.150	21.03	13.45	9.88
Nº 200	0.075	16.60	7.03	7.75		
Contenido de Humedad (%)		16.47	20.89	23.66		
Límite Líquido (LL) (%)		NP	NP	NP		
Límite Plástico (LP) (%)		NP	NP	NP		
Índice Plástico (IP) (%)		NP	NP	NP		
Límite de Contracción (LC) (%)		-	-	-		
Clasificación (S.U.C.S.)		SM	SP - SM	SP - SM		

CURVA GRANULOMETRICA

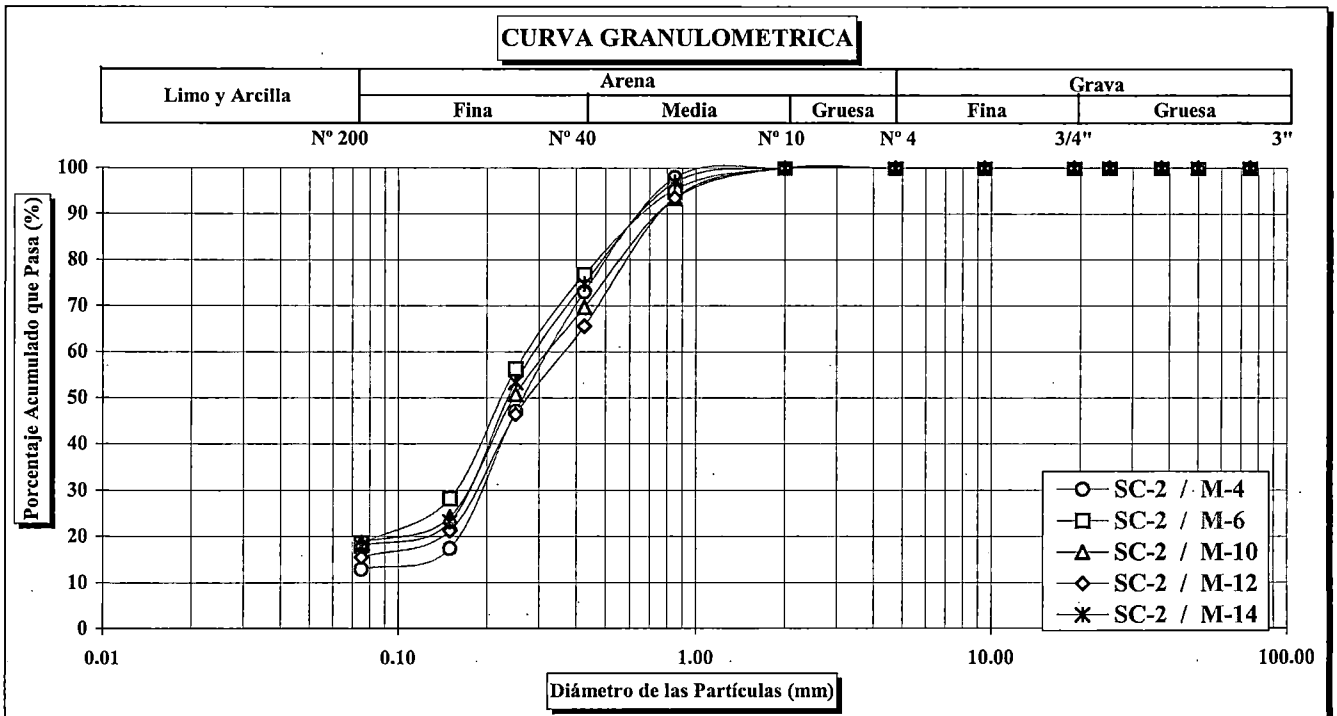


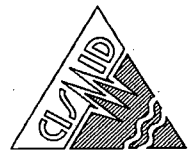


**ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACION
(ASTM D422 - D2216 - D854 - D4318 - D427 - D2487)**

INFORME : LG98-061
SOLICITANTE : CENTROMIN
PROYECTO : DEPOSITO DE RELAVES YAULIYACU NUEVO
UBICACION : CASAPALCA - HUAROCHIRI - LIMA
FECHA : MAYO, 1998

Sondaje		SC - 2	SC - 2	SC - 2	SC - 2	SC - 2		
Muestra		M - 4	M - 6	M - 10	M - 12	M - 14		
Profundidad (m)		6.00 - 7.50	9.00 - 10.50	15.00 - 16.50	18.00 - 19.50	21.00 - 22.50		
ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO	PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)	3 "	75.000	100.00	100.00	100.00	100.00	
		2 "	50.000	100.00	100.00	100.00	100.00	
		1 1/2 "	37.500	100.00	100.00	100.00	100.00	
		1 "	25.000	100.00	100.00	100.00	100.00	
		3/4 "	19.000	100.00	100.00	100.00	100.00	
		3/8 "	9.500	100.00	100.00	100.00	100.00	
		Nº 004	4.750	100.00	100.00	100.00	100.00	
		Nº 010	2.000	100.00	100.00	100.00	100.00	
		Nº 020	0.850	97.91	95.32	93.30	93.44	96.86
		Nº 040	0.425	72.93	76.70	69.61	65.53	74.71
		Nº 060	0.250	46.99	56.16	50.73	46.35	53.28
		Nº 140	0.150	17.33	28.15	24.14	21.23	23.10
Nº 200	0.075	12.87	18.48	18.67	15.54	17.88		
Contenido de Humedad (%)		17.41	11.95	14.62	16.15	17.04		
Límite Líquido (LL) (%)		NP	NP	NP	NP	NP		
Límite Plástico (LP) (%)		NP	NP	NP	NP	NP		
Índice Plástico (IP) (%)		NP	NP	NP	NP	NP		
Límite de Contracción (LC) (%)		-	-	-	-	-		
Clasificación (S.U.C.S.)		SM	SM	SM	SM	SM		

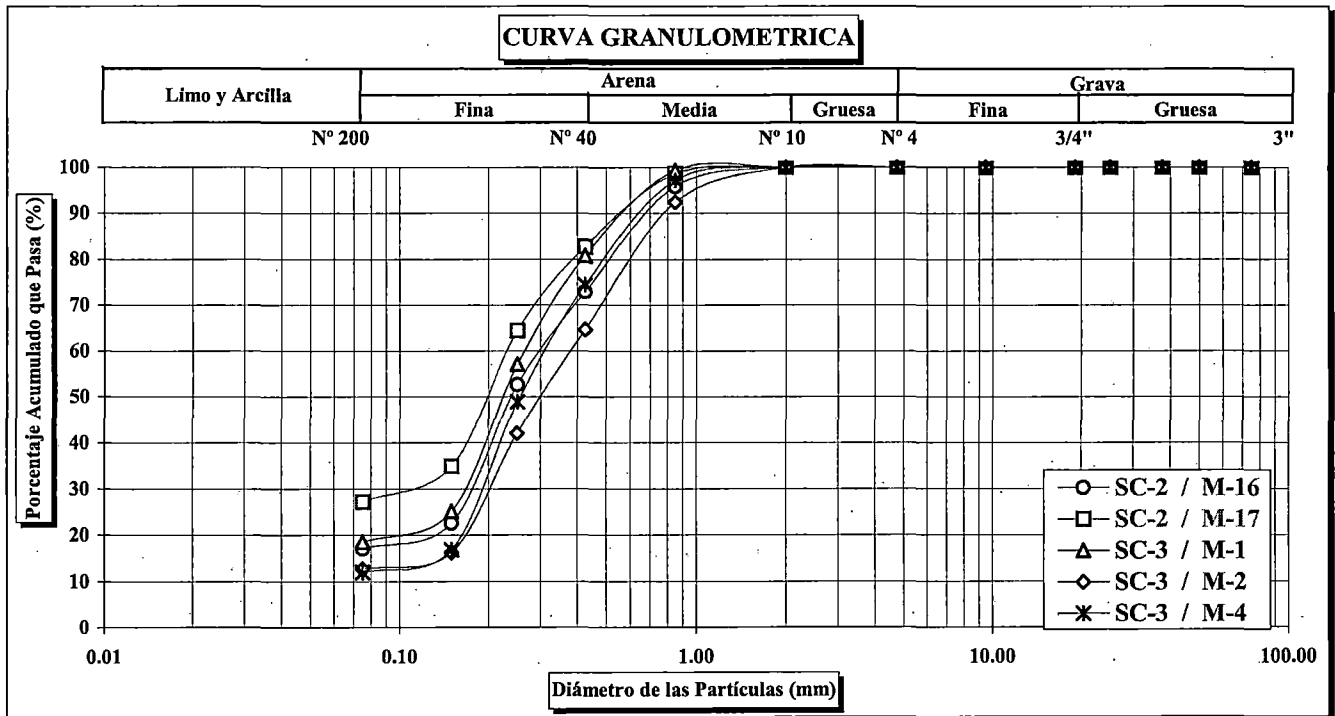


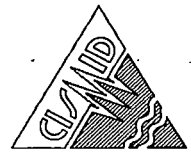


**ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACION
(ASTM D422 - D2216 - D854 - D4318 - D427 - D2487)**

INFORME : LG98-061
SOLICITANTE : CENTROMIN
PROYECTO : DEPOSITO DE RELAVES YAULIYACU NUEVO
UBICACION : CASAPALCA - HUAROCHIRI - LIMA
FECHA : MAYO, 1998

Sondaje		SC - 2	SC - 2	SC - 3	SC - 3	SC - 3		
Muestra		M - 16	M - 17	M - 1	M - 2	M - 4		
Profundidad (m)		24.00 - 25.50	33.00 - 24.50	1.50 - 3.00	3.00 - 4.50	6.00 - 7.50		
ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO	PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)	3"	75.000	100.00	100.00	100.00	100.00	
		2"	50.000	100.00	100.00	100.00	100.00	
		1 1/2"	37.500	100.00	100.00	100.00	100.00	
		1"	25.000	100.00	100.00	100.00	100.00	
		3/4"	19.000	100.00	100.00	100.00	100.00	
		3/8"	9.500	100.00	100.00	100.00	100.00	
		N° 004	4.750	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
		N° 010	2.000	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
		N° 020	0.850	95.84	98.62	99.30	92.40	97.16
		N° 040	0.425	72.93	82.74	80.76	64.61	74.34
		N° 060	0.250	52.62	64.43	56.99	42.05	48.82
		N° 140	0.150	22.52	34.81	25.08	16.20	16.82
N° 200	0.075	17.06	27.15	18.48	12.66	11.93		
Contenido de Humedad (%)		16.67	18.10	12.84	12.83	10.93		
Límite Líquido (LL) (%)		NP	NP	NP	NP	NP		
Límite Plástico (LP) (%)		NP	NP	NP	NP	NP		
Índice Plástico (IP) (%)		NP	NP	NP	NP	NP		
Límite de Contracción (LC) (%)		-	-	-	-	-		
Clasificación (S.U.C.S.)		SM	SM	SM	SM	SP - SM		

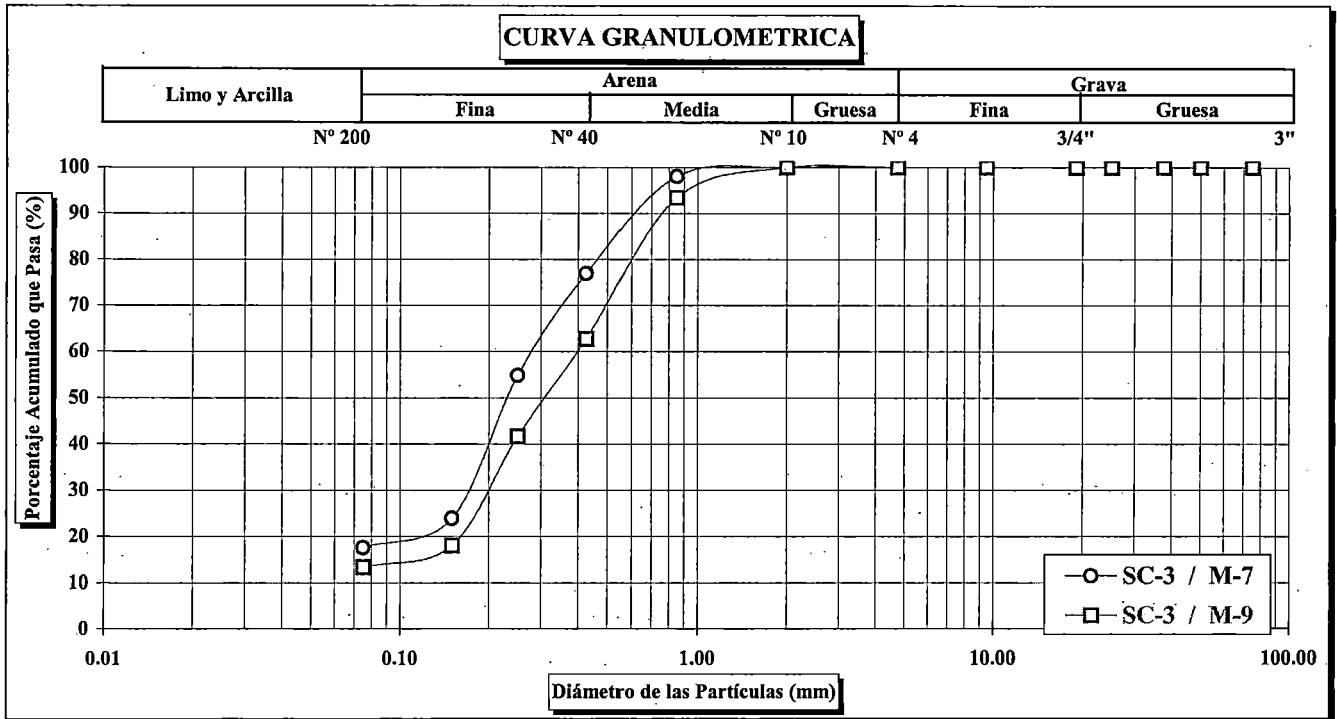




**ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACION
 (ASTM D422 - D2216 - D854 - D4318 - D427 - D2487)**

INFORME : LG98-061
 SOLICITANTE : CENTROMIN
 PROYECTO : DEPOSITO DE RELAVES YAULIYACU NUEVO
 UBICACION : CASAPALCA - HUAROCHIRI - LIMA
 FECHA : MAYO, 1998

Sondaje		SC - 3	SC - 3		
Muestra		M - 7	M - 9		
Profundidad (m)		10.50 - 12.00	16.50 - 18.00		
ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO	PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)	3 "	75.000	100.00	100.00
		2 "	50.000	100.00	100.00
		1 1/2 "	37.500	100.00	100.00
		1 "	25.000	100.00	100.00
		3/4 "	19.000	100.00	100.00
		3/8 "	9.500	100.00	100.00
		Nº 004	4.750	100.00	100.00
		Nº 010	2.000	100.00	100.00
		Nº 020	0.850	98.00	93.36
		Nº 040	0.425	76.90	62.69
		Nº 060	0.250	54.79	41.62
		Nº 140	0.150	23.86	17.98
Nº 200	0.075	17.55	13.35		
Contenido de Humedad (%)		11.99	12.56		
Límite Líquido (LL) (%)		NP	NP		
Límite Plástico (LP) (%)		NP	NP		
Índice Plástico (IP) (%)		NP	NP		
Límite de Contracción (LC) (%)		-	-		
Clasificación (S.U.C.S.)		SM	SM		



ANEXO 4.2
ENSAYOS DE CORTE DIRECTO



ENSAYO DE CORTE DIRECTO
(ASTM - D3080)

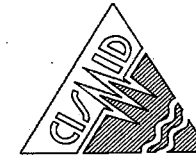
INFORME N° : LG98-061
SOLICITANTE : CENTROMIN
PROYECTO : DÉPOSITO DE RELAVES ANTUQUITO
UBICACION : CASAPALCA - HUAROCHIRI - LIMA
FECHA : JUNIO, 1998

Sondaje : SC - 2
Muestra : M - 4
Profundidad (m) : 7.50
Clasificación (S.U.C.S.) : SM
Estado : Remoldeado / Parcialmente saturado
Veloc. de Ensayo (mm/min) : 0.125

DATOS DEL ESPECIMEN	ESPECIMEN 01		ESPECIMEN 02		ESPECIMEN 03	
	Inicial	Final	Inicial	Final	Inicial	Final
Altura (h) (cm)	1.82	1.77	1.81	1.78	1.81	1.73
Diámetro (φ) (cm)	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00
Densidad Seca (γ _d) (g/cm ³)	1.73	1.78	1.73	1.76	1.73	1.81
Humedad (ω) (%)	0.00	18.77	0.00	17.79	0.00	16.68
Esfuerzo Normal (Kg/cm ²)	0.50		1.00		2.00	

ESPECIMEN 01			ESPECIMEN 02			ESPECIMEN 03		
Deform. Tangencial (%)	Esfuerzo de Corte (Kg/cm ²)	Esfuerzo Normalizado (Kg/cm ²)	Deform. Tangencial (%)	Esfuerzo de Corte (Kg/cm ²)	Esfuerzo Normalizado (Kg/cm ²)	Deform. Tangencial (%)	Esfuerzo de Corte (Kg/cm ²)	Esfuerzo Normalizado (Kg/cm ²)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.05	0.07	0.14	0.05	0.10	0.10	0.05	0.15	0.08
0.10	0.10	0.20	0.10	0.13	0.13	0.10	0.23	0.12
0.25	0.13	0.26	0.25	0.21	0.21	0.25	0.42	0.21
0.50	0.17	0.34	0.50	0.28	0.28	0.50	0.57	0.29
0.75	0.19	0.38	0.75	0.34	0.34	0.75	0.69	0.35
1.00	0.21	0.42	1.00	0.37	0.37	1.00	0.77	0.39
1.25	0.22	0.44	1.25	0.40	0.40	1.25	0.84	0.42
1.50	0.23	0.46	1.50	0.43	0.43	1.50	0.91	0.46
1.75	0.24	0.48	1.75	0.48	0.48	1.75	0.97	0.49
2.00	0.26	0.52	2.00	0.52	0.52	2.00	1.03	0.52
2.50	0.28	0.56	2.50	0.62	0.62	2.50	1.15	0.58
3.00	0.31	0.62	3.00	0.73	0.73	3.00	1.27	0.64
3.50	0.34	0.68	3.50	0.83	0.83	3.50	1.38	0.69
4.00	0.37	0.74	4.00	0.84	0.84	4.00	1.50	0.75
4.50	0.38	0.76	4.50	0.85	0.85	4.50	1.58	0.79
5.00	0.39	0.78	5.00	0.89	0.89	5.00	1.67	0.84
6.00	0.38	0.76	6.00	0.84	0.84	6.00	1.68	0.84
7.00	0.37	0.74	7.00	0.80	0.80	7.00	1.65	0.83
8.00	0.35	0.70	8.00	0.78	0.78	8.00	1.58	0.79
9.00	0.34	0.68	9.00	0.79	0.79	9.00	1.52	0.76
10.00	0.34	0.68	10.00	0.79	0.79	10.00	1.52	0.76
11.00	0.34	0.68	11.00	0.79	0.79	11.00	1.52	0.76
12.00	0.34	0.68	12.00	0.79	0.79	12.00	1.52	0.76

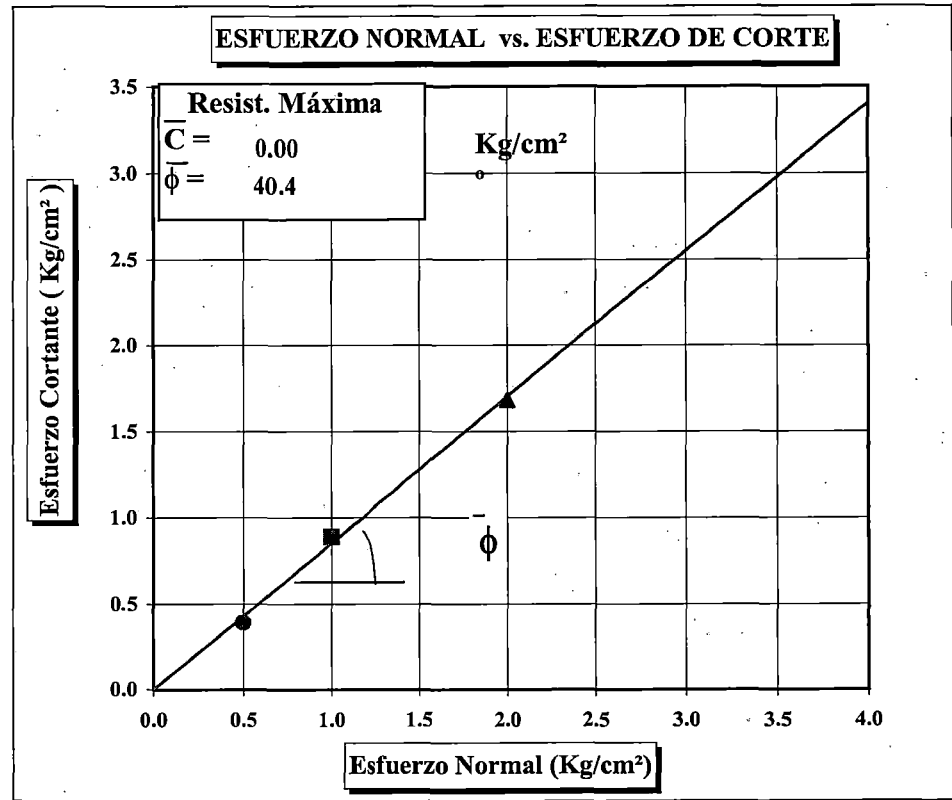
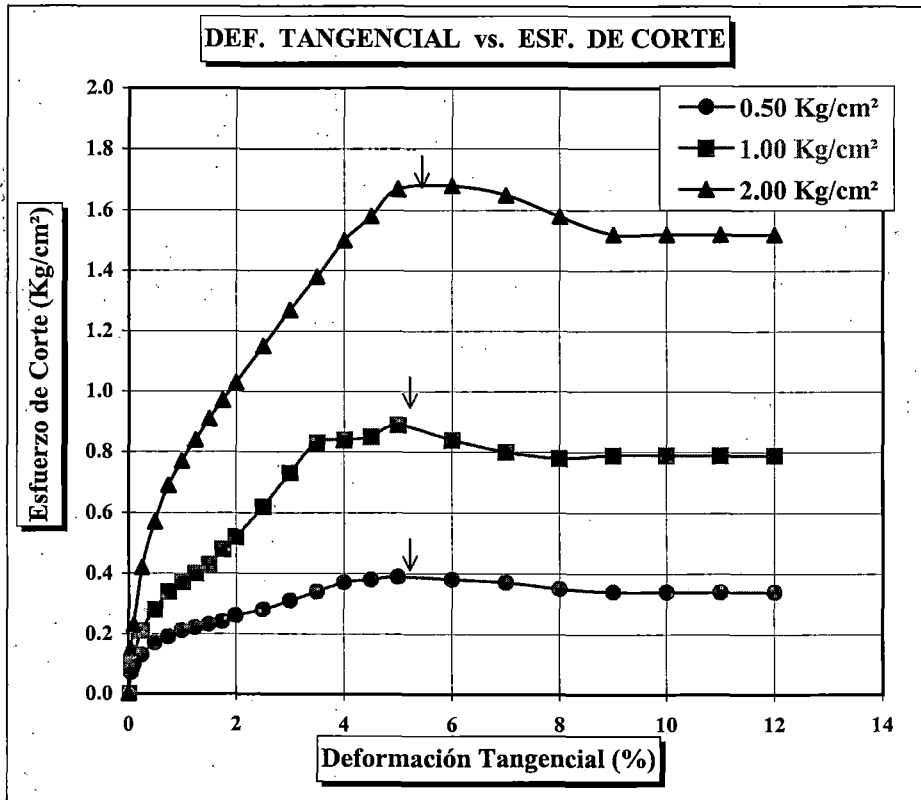
OBSERVACIONES : Remoldeado al 50 % Densidad Relativa
Densidad de remoldeo 1.73 g/cm³

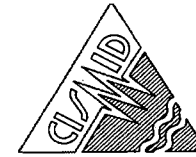


ENSAYO DE CORTE DIRECTO
(ASTM - D3080)

INFORME N° : LG98-061
SOLICITANTE : CENTROMIN
PROYECTO : DEPOSITO DE RELAVES ANTUQUITO
UBICACION : CASAPALCA - HUAROCHIRI - LIMA
FECHA : JUNIO, 1998

Sondaje : SC - 2
Muestra : M - 4
Profundidad (m) : 7.50
Clasificación (S.U.C.S.) : SM
Estado : Remoldeado / Parcialmente saturado

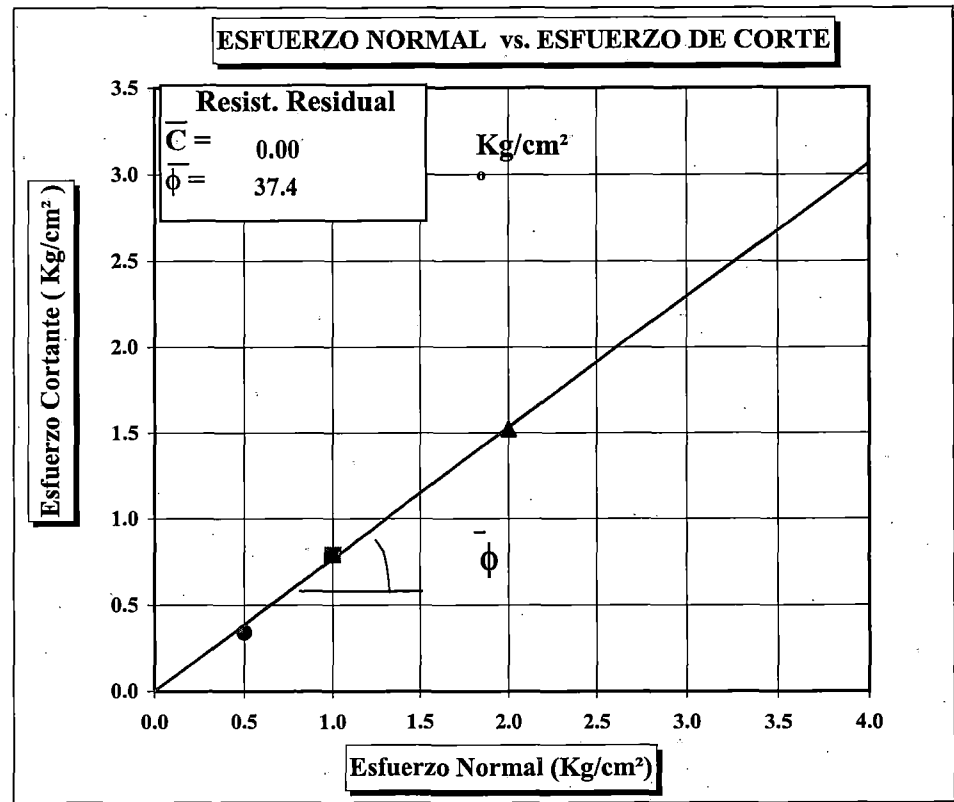
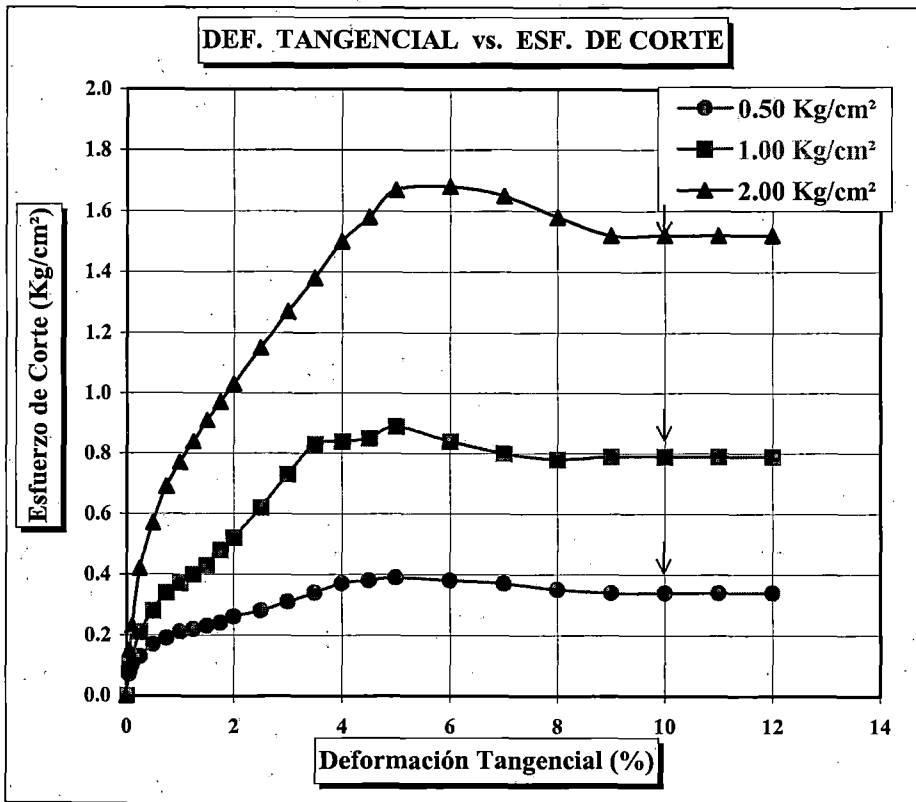




ENSAYO DE CORTE DIRECTO
(ASTM - D3080)

INFORME N° : LG98-061
SOLICITANTE : CENTROMIN
PROYECTO : DEPOSITO DE RELAVES ANTUQUITO
UBICACION : CASAPALCA - HUAROCHIRI - LIMA
FECHA : JUNIO, 1998

Sondaje : SC - 2
Muestra : M - 4
Profundidad (m) : 7.50
Clasificación (S.U.C.S.) : SM
Estado : Remoldeado / Parcialmente saturado





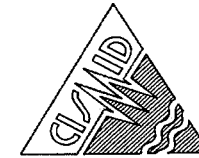
ENSAYO DE CORTE DIRECTO
(ASTM - D3080)

INFORME N° : LG98-061
SOLICITANTE : CENTROMIN
PROYECTO : DEPOSITO DE RELAVES BELLAVISTA
UBICACION : CASAPALCA - HUAROCHIRI - LIMA
FECHA : JUNIO, 1998

Sondaje : CC - 3
Muestra : MI - 1
Profundidad (m) : 1.80
Clasificación (S.U.C.S.) : SM
Estado : Remoldeado / Parcialmente Saturado
Veloc. de Ensayo (mm/min) : 0.25

DATOS DEL ESPECIMEN	ESPECIMEN 01		ESPECIMEN 02		ESPECIMEN 03	
	Inicial	Final	Inicial	Final	Inicial	Final
Altura (h) (cm)	1.90	1.89	1.90	1.87	1.90	1.86
Diámetro (φ) (cm)	6.02	6.02	6.02	6.02	6.02	6.02
Densidad Seca (γ _d) (g/cm ³)	1.41	1.42	1.80	1.83	1.96	2.01
Humedad (ω) (%)	7.09	17.77	7.67	21.50	6.72	19.44
Esfuerzo Normal (Kg/cm ²)	0.50		1.00		2.00	

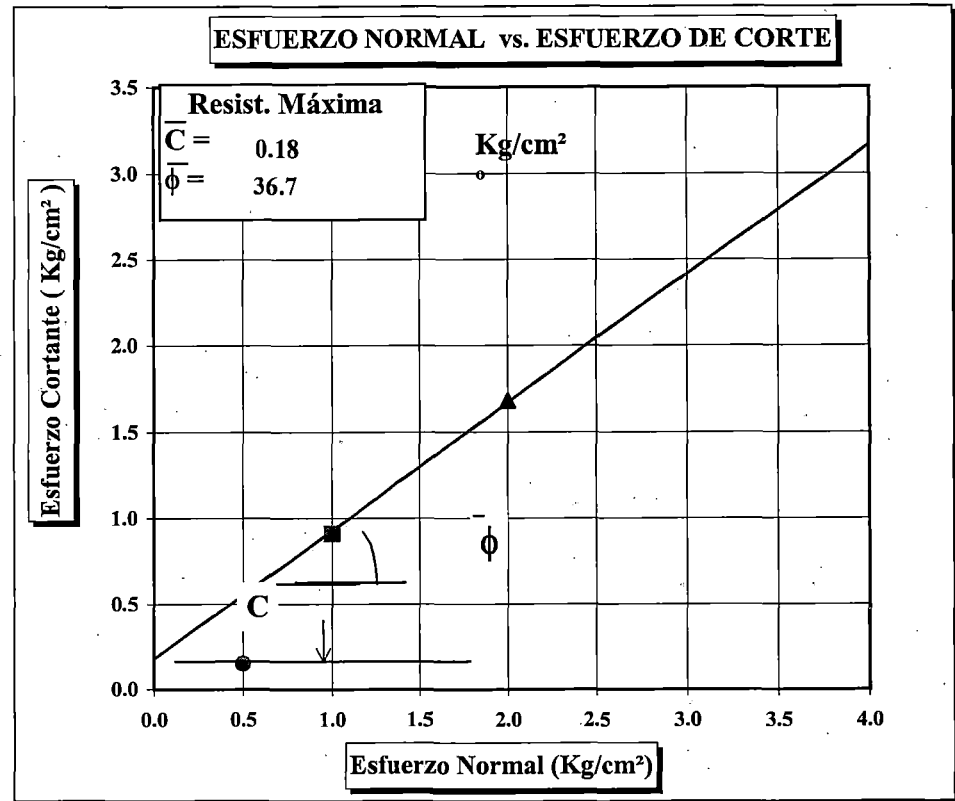
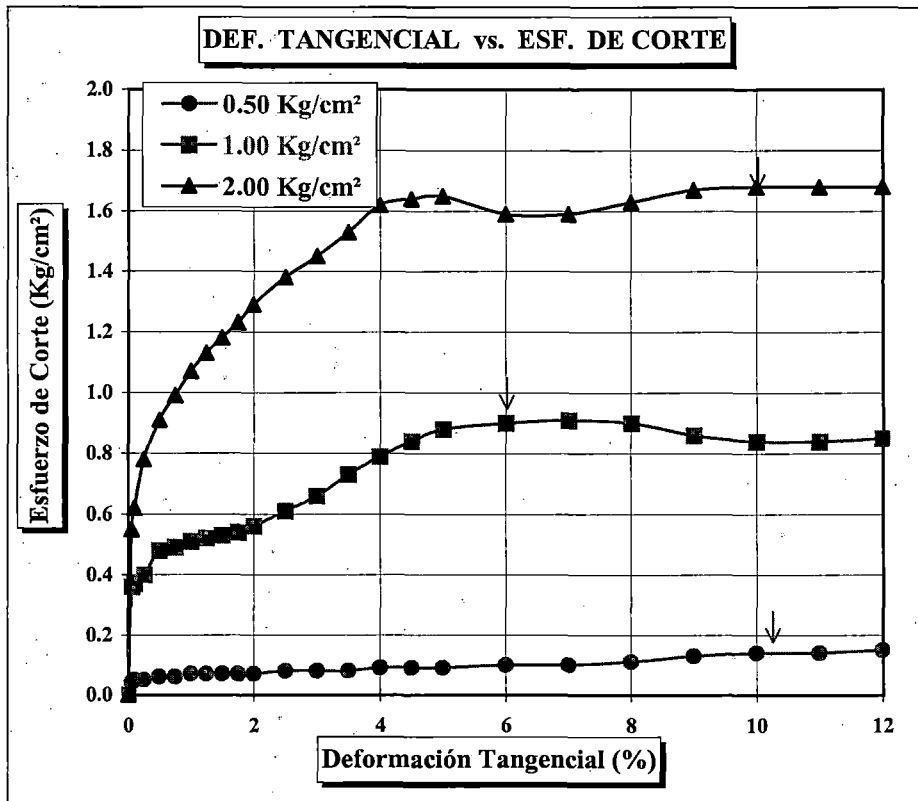
ESPECIMEN 01			ESPECIMEN 02			ESPECIMEN 03		
Deform. Tangencial (%)	Esfuerzo de Corte (Kg/cm ²)	Esfuerzo Normalizado (Kg/cm ²)	Deform. Tangencial (%)	Esfuerzo de Corte (Kg/cm ²)	Esfuerzo Normalizado (Kg/cm ²)	Deform. Tangencial (%)	Esfuerzo de Corte (Kg/cm ²)	Esfuerzo Normalizado (Kg/cm ²)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.05	0.04	0.08	0.05	0.36	0.36	0.05	0.55	0.28
0.10	0.05	0.10	0.10	0.37	0.37	0.10	0.62	0.31
0.25	0.05	0.10	0.25	0.40	0.40	0.25	0.78	0.39
0.50	0.06	0.12	0.50	0.48	0.48	0.50	0.91	0.46
0.75	0.06	0.12	0.75	0.49	0.49	0.75	0.99	0.50
1.00	0.07	0.14	1.00	0.51	0.51	1.00	1.07	0.54
1.25	0.07	0.14	1.25	0.52	0.52	1.25	1.13	0.57
1.50	0.07	0.14	1.50	0.53	0.53	1.50	1.18	0.59
1.75	0.07	0.14	1.75	0.54	0.54	1.75	1.23	0.62
2.00	0.07	0.14	2.00	0.56	0.56	2.00	1.29	0.65
2.50	0.08	0.16	2.50	0.61	0.61	2.50	1.38	0.69
3.00	0.08	0.16	3.00	0.66	0.66	3.00	1.45	0.73
3.50	0.08	0.16	3.50	0.73	0.73	3.50	1.53	0.77
4.00	0.09	0.18	4.00	0.79	0.79	4.00	1.62	0.81
4.50	0.09	0.18	4.50	0.84	0.84	4.50	1.64	0.82
5.00	0.09	0.18	5.00	0.88	0.88	5.00	1.65	0.83
6.00	0.10	0.20	6.00	0.90	0.90	6.00	1.59	0.80
7.00	0.10	0.20	7.00	0.91	0.91	7.00	1.59	0.80
8.00	0.11	0.22	8.00	0.90	0.90	8.00	1.63	0.82
9.00	0.13	0.26	9.00	0.86	0.86	9.00	1.67	0.84
10.00	0.14	0.28	10.00	0.84	0.84	10.00	1.68	0.84
11.00	0.14	0.28	11.00	0.84	0.84	11.00	1.68	0.84
12.00	0.15	0.30	12.00	0.85	0.85	12.00	1.68	0.84

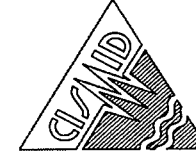


ENSAYO DE CORTE DIRECTO
(ASTM - D3080)

INFORME N° : LG98-061
SOLICITANTE : CENTROMIN
PROYECTO : DEPOSITO DE RELAVES BELLAVISTA
UBICACION : CASAPALCA - HUAROCHIRI - LIMA
FECHA : JUNIO, 1998

Sondaje : CC - 3
Muestra : MI - 1
Profundidad (m) : 1.80
Clasificación (S.U.C.S.) : SM
Estado : Remoldeado / Parcialmente Saturado

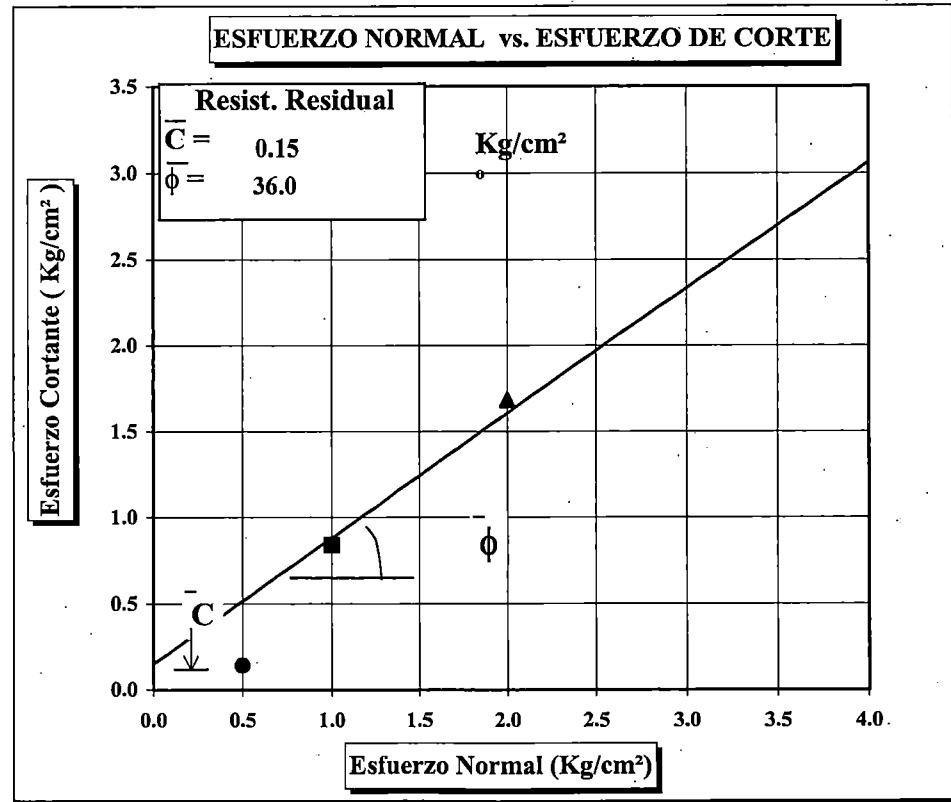
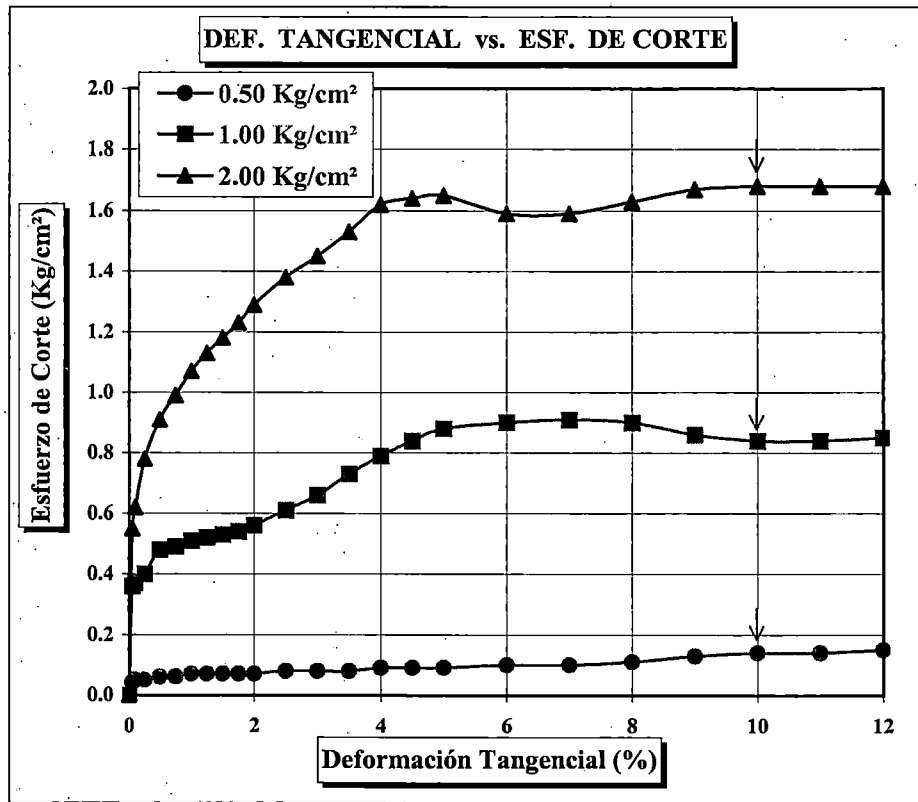




ENSAYO DE CORTE DIRECTO
(ASTM - D3080)

INFORME N° : LG98-061
SOLICITANTE : CENTROMIN
PROYECTO : DEPOSITO DE RELAVES BELLAVISTA
UBICACION : CASAPALCA - HUAROCHIRI - LIMA
FECHA : JUNIO, 1998

Sondaje : CC - 3
Muestra : MI - 1
Profundidad (m) : 1.80
Clasificación (S.U.C.S.) : SM
Estado : Remoldeado / Parcialmente Saturado





ENSAYO DE CORTE DIRECTO
(ASTM - D3080)

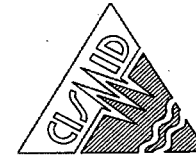
INFORME N° : LG98-061
SOLICITANTE : CENTROMIN
PROYECTO : DEPOSITO DE RELAVES YAULIYACU NUEVO
UBICACION : CASAPALCA - HUAROCHIRI - LIMA
FECHA : JUNIO, 1998

Sondaje : SC - 1
Muestra : M - 10
Profundidad (m) : 15.00
Clasificación (S.U.C.S.) : SM
Estado : Remoldeado / Parcialmente saturado
Veloc. de Ensayo (mm/min) : 0.25

DATOS DEL ESPECIMEN	ESPECIMEN 01		ESPECIMEN 02		ESPECIMEN 03	
	Inicial	Final	Inicial	Final	Inicial	Final
Altura (h) (cm)	1.85	1.81	1.85	1.79	1.85	1.77
Diámetro (φ) (cm)	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00
Densidad Seca (γ _d) (g/cm ³)	1.73	1.76	1.73	1.78	1.73	1.80
Humedad (ω) (%)	0.00	16.20	0.00	15.12	0.00	15.11
Esfuerzo Normal (Kg/cm ²)	0.50		1.00		2.00	

ESPECIMEN 01			ESPECIMEN 02			ESPECIMEN 03		
Deform. Tangencial (%)	Esfuerzo de Corte (Kg/cm ²)	Esfuerzo Normalizado (Kg/cm ²)	Deform. Tangencial (%)	Esfuerzo de Corte (Kg/cm ²)	Esfuerzo Normalizado (Kg/cm ²)	Deform. Tangencial (%)	Esfuerzo de Corte (Kg/cm ²)	Esfuerzo Normalizado (Kg/cm ²)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.05	0.11	0.22	0.05	0.22	0.22	0.05	0.32	0.16
0.10	0.13	0.26	0.10	0.28	0.28	0.10	0.38	0.19
0.25	0.16	0.32	0.25	0.31	0.31	0.25	0.62	0.31
0.50	0.19	0.38	0.50	0.39	0.39	0.50	0.86	0.43
0.75	0.25	0.50	0.75	0.47	0.47	0.75	0.96	0.48
1.00	0.29	0.58	1.00	0.55	0.55	1.00	1.10	0.55
1.25	0.31	0.62	1.25	0.58	0.58	1.25	1.29	0.65
1.50	0.33	0.66	1.50	0.63	0.63	1.50	1.45	0.73
1.75	0.35	0.70	1.75	0.67	0.67	1.75	1.53	0.77
2.00	0.37	0.74	2.00	0.71	0.71	2.00	1.57	0.79
2.50	0.41	0.82	2.50	0.79	0.79	2.50	1.66	0.83
3.00	0.45	0.90	3.00	0.84	0.84	3.00	1.73	0.87
3.50	0.46	0.92	3.50	0.89	0.89	3.50	1.76	0.88
4.00	0.45	0.90	4.00	0.92	0.92	4.00	1.77	0.89
4.50	0.44	0.88	4.50	0.92	0.92	4.50	1.74	0.87
5.00	0.42	0.84	5.00	0.88	0.88	5.00	1.68	0.84
6.00	0.40	0.80	6.00	0.78	0.78	6.00	1.53	0.77
7.00	0.39	0.78	7.00	0.75	0.75	7.00	1.48	0.74
8.00	0.39	0.78	8.00	0.76	0.76	8.00	1.46	0.73
9.00	0.40	0.80	9.00	0.76	0.76	9.00	1.47	0.74
10.00	0.40	0.80	10.00	0.77	0.77	10.00	1.48	0.74
11.00	0.40	0.80	11.00	0.77	0.77	11.00	1.48	0.74
12.00	0.40	0.80	12.00	0.77	0.77	12.00	1.48	0.74

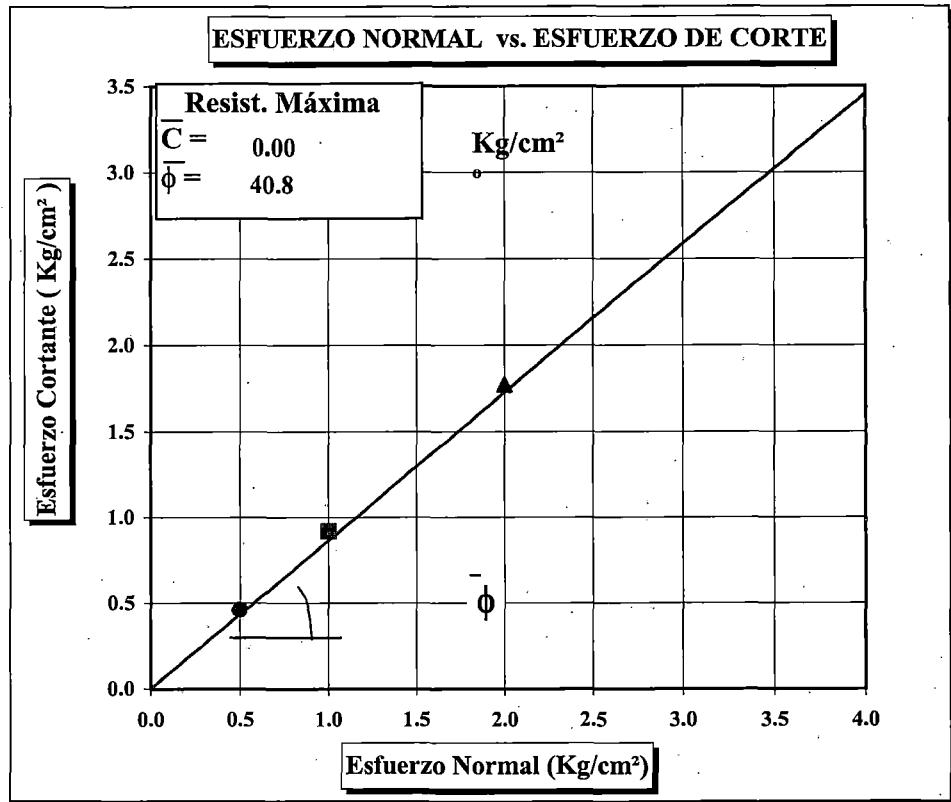
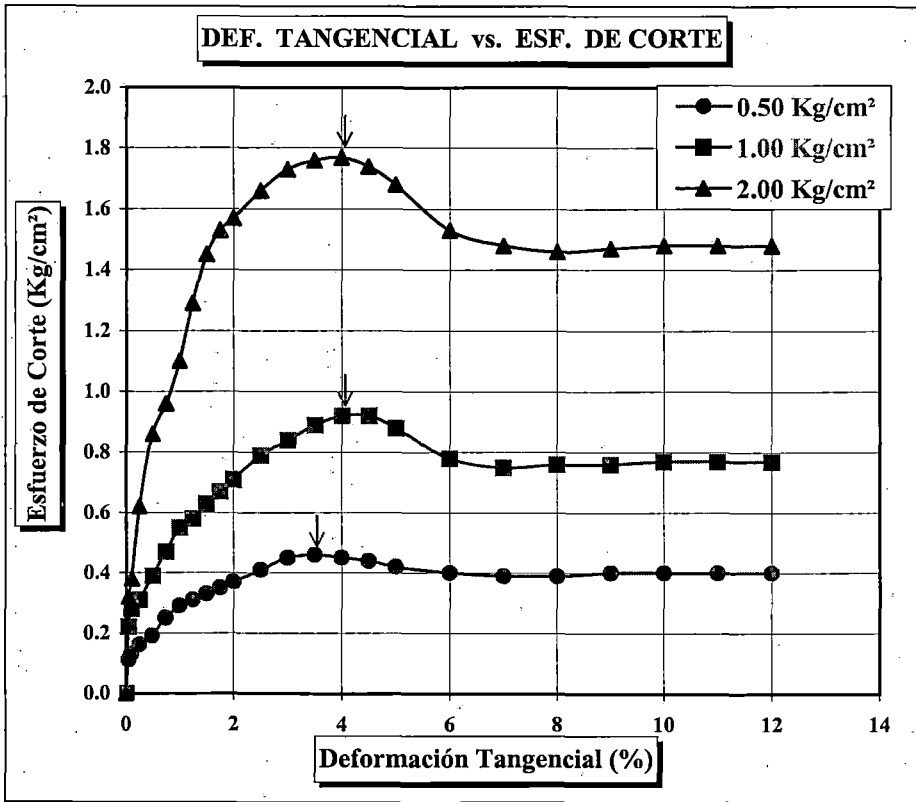
OBSERVACIONES : Remoldeado al 60 % Densidad Relativa
La densidad seca de remoldeo es 1.73 g/cc

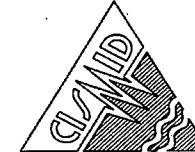


ENSAYO DE CORTE DIRECTO
(ASTM - D3080)

INFORME N° : LG98-061
SOLICITANTE : CENTROMIN
PROYECTO : DEPOSITO DE RELAVES YAULIYACU NUEVO
UBICACION : CASAPALCA - HUAROCHIRI - LIMA
FECHA : JUNIO, 1998

Sondaje : SC - 1
Muestra : M - 10
Profundidad (m) : 15.00
Clasificación (S.U.C.S.) : SM
Estado : Remoldeado / Parcialmente saturado

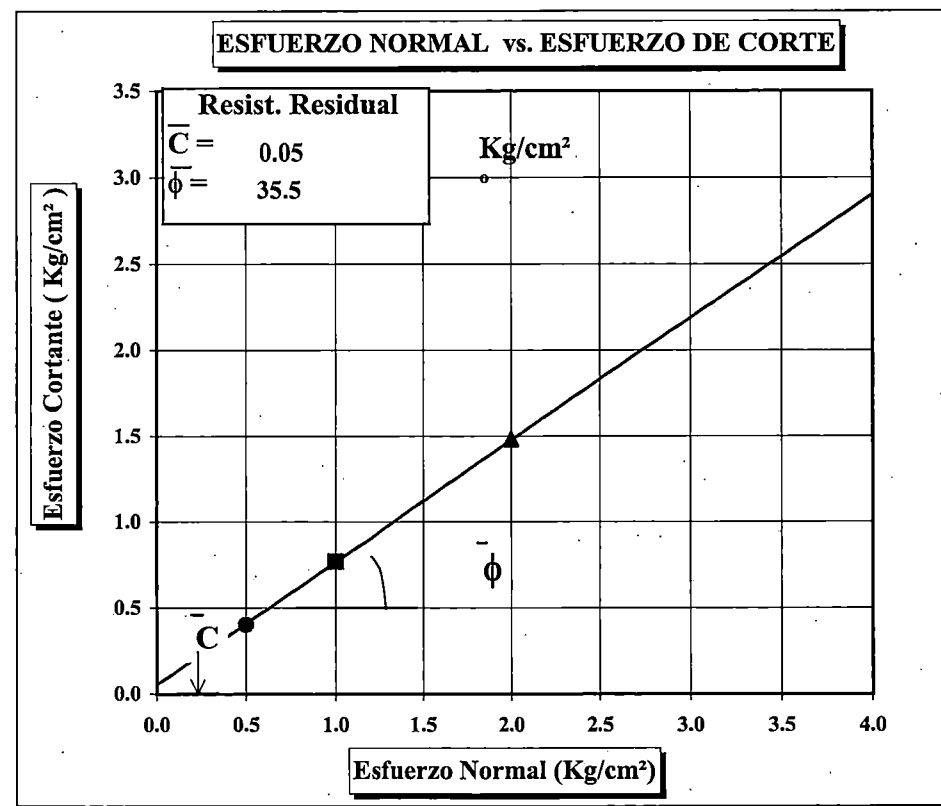
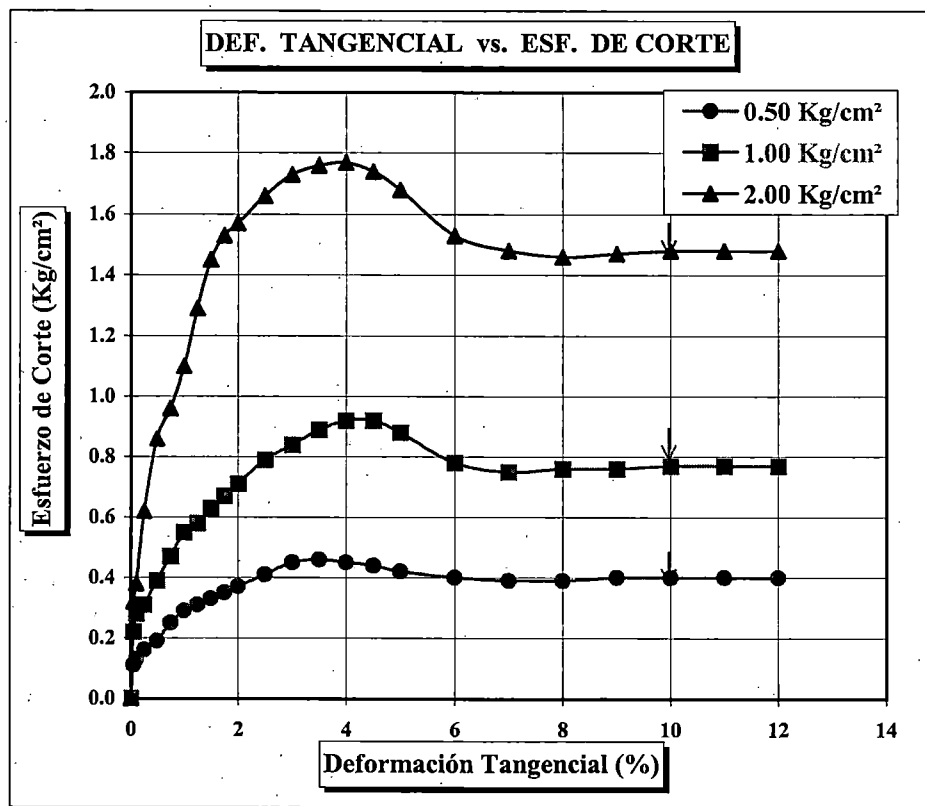




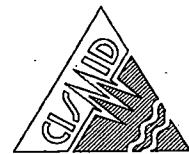
ENSAYO DE CORTE DIRECTO
(ASTM - D3080)

INFORME N° : LG98-061
SOLICITANTE : CENTROMIN
PROYECTO : DEPOSITO DE RELAVES YAULIYACU NUEVO
UBICACION : CASAPALCA - HUAROCHIRI - LIMA
FECHA : JUNIO, 1998

Sondaje : SC - 1
Muestra : M - 10
Profundidad (m) : 15.00
Clasificación (S.U.C.S.) : SM
Estado : Remoldeado / Parcialmente saturado



ANEXO 4.3
ENSAYOS DE COMPRESION TRIAXIAL



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADO - NO DRENADO (CU)

INFORME N° : LG98-061
SOLICITANTE : CENTROMIN
PROYECTO : DEPOSITO DE RELAVES ANTUQUITO
UBICACION : CASAPALCA - HUAROCHIRI - LIMA
FECHA : MAYO, 1998

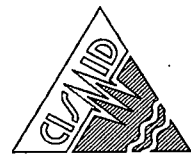
Sondaje : CC - 1
Muestra : MI - 1
Profundidad (m) : 3.00
Clasificación S.U.C.S. : CL
Estado del espécimen : INALTERADO

ESPECIMEN 01

DATOS DEL ESPECIMEN			
Condiciones		Inicial	Final
Altura (h)	(cm)	9.95	9.81
Diámetro (φ)	(cm)	5.04	5.05
Densidad Seca (γ_d)	(g/cm ³)	1.47	1.48
Humedad (ω)	(%)	31.67	28.63

DATOS DEL ENSAYO		
Parámetro "B"	(%)	92.00
Velocidad de Carga	(mm/min)	0.20
Presión de Celda (σ₃)	(Kg/cm ²)	3.00
Contra Presión	(Kg/cm ²)	2.00
Esf. Efectivo Inicial (σ₃)	(Kg/cm ²)	1.00

Deform. (%)	Esfuerzo (Kg/cm²)	P. P. (Kg/cm²)	σ₃ (Kg/cm²)	σ₁ (Kg/cm²)	P (Kg/cm²)	Q (Kg/cm²)	Q/P	Oblicuidad (σ₁/σ₃)
0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00
0.05	0.30	0.08	0.92	1.22	1.07	0.15	0.14	1.32
0.10	0.56	0.13	0.87	1.43	1.15	0.28	0.24	1.64
0.25	0.85	0.15	0.85	1.70	1.28	0.43	0.33	2.01
0.50	0.93	0.20	0.80	1.73	1.27	0.47	0.37	2.17
0.75	0.98	0.25	0.75	1.73	1.24	0.49	0.40	2.31
1.00	1.04	0.27	0.73	1.77	1.25	0.52	0.42	2.42
1.25	1.09	0.29	0.71	1.80	1.25	0.54	0.43	2.53
1.50	1.13	0.31	0.69	1.82	1.25	0.56	0.45	2.63
1.75	1.15	0.33	0.67	1.82	1.25	0.58	0.46	2.72
2.00	1.18	0.34	0.66	1.84	1.25	0.59	0.47	2.79
2.50	1.24	0.36	0.64	1.88	1.26	0.62	0.49	2.94
3.00	1.30	0.37	0.63	1.93	1.28	0.65	0.51	3.06
3.50	1.35	0.37	0.63	1.98	1.30	0.67	0.52	3.14
4.00	1.39	0.38	0.62	2.01	1.31	0.69	0.53	3.23
4.50	1.44	0.38	0.62	2.06	1.34	0.72	0.54	3.32
5.00	1.48	0.38	0.62	2.10	1.36	0.74	0.54	3.38
6.00	1.55	0.37	0.63	2.18	1.41	0.78	0.55	3.47
7.00	1.62	0.36	0.64	2.26	1.45	0.81	0.56	3.53
8.00	1.64	0.35	0.65	2.29	1.47	0.82	0.56	3.53
9.00	1.67	0.34	0.66	2.33	1.50	0.84	0.56	3.53
10.00	1.71	0.33	0.67	2.38	1.52	0.85	0.56	3.55
11.00	1.70	0.32	0.68	2.38	1.53	0.85	0.56	3.49
12.00	1.70	0.32	0.68	2.38	1.53	0.85	0.56	3.49
13.00	1.71	0.31	0.69	2.40	1.54	0.85	0.55	3.48
14.00	1.70	0.30	0.70	2.40	1.55	0.85	0.55	3.42



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADO - NO DRENADO (CU)

INFORME N° : LG98-061
SOLICITANTE : CENTROMIN
PROYECTO : DEPOSITO DE RELAVES ANTUQUITO
UBICACION : CASAPALCA - HUAROCHIRI - LIMA
FECHA : MAYO, 1998

Sondaje : CC - 1
Muestra : MI - 1
Profundidad (m) : 3.00
Clasificación S.U.C.S. : CL
Estado del especimen : INALTERADO

ESPECIMEN 02

DATOS DEL ESPECIMEN		
Condiciones	Inicial	Final
Altura (h) (cm)	9.45	9.34
Diámetro (φ) (cm)	5.08	5.05
Densidad Seca (γ_d) (g/cm^3)	1.54	1.58
Humedad (ω) (%)	32.28	25.32

DATOS DEL ENSAYO		
Parámetro "B" (%)		99.00
Velocidad de Carga (mm/min)		0.20
Presión de Celda (σ_3) (Kg/cm^2)		4.00
Contra Presión (Kg/cm^2)		2.00
Esf. Efectivo Inicial ($\bar{\sigma}_3$) (Kg/cm^2)		2.00

Deform. (%)	Esfuerzo (Kg/cm^2)	P. P. (Kg/cm^2)	$\bar{\sigma}_3$ (Kg/cm^2)	$\bar{\sigma}_1$ (Kg/cm^2)	P (Kg/cm^2)	Q (Kg/cm^2)	Q/P	Oblicuidad ($\bar{\sigma}_1/\bar{\sigma}_3$)
0.00	0.00	0.00	2.00	2.00	2.00	0.00	0.00	1.00
0.05	0.13	0.01	1.99	2.12	2.05	0.06	0.03	1.07
0.10	0.14	0.02	1.98	2.12	2.05	0.07	0.03	1.07
0.25	0.34	0.09	1.91	2.25	2.08	0.17	0.08	1.18
0.50	0.78	0.37	1.63	2.41	2.02	0.39	0.19	1.48
0.75	1.01	0.65	1.35	2.36	1.86	0.51	0.27	1.75
1.00	1.15	0.85	1.15	2.30	1.73	0.58	0.33	2.00
1.25	1.23	0.98	1.02	2.25	1.64	0.62	0.38	2.21
1.50	1.30	1.07	0.93	2.23	1.58	0.65	0.41	2.39
1.75	1.36	1.13	0.87	2.23	1.55	0.68	0.44	2.56
2.00	1.42	1.16	0.84	2.26	1.55	0.71	0.46	2.70
2.50	1.53	1.20	0.80	2.33	1.56	0.76	0.49	2.91
3.00	1.64	1.22	0.78	2.42	1.60	0.82	0.51	3.11
3.50	1.76	1.21	0.79	2.55	1.67	0.88	0.53	3.23
4.00	1.86	1.20	0.80	2.66	1.73	0.93	0.54	3.33
4.50	2.06	1.17	0.83	2.89	1.86	1.03	0.55	3.48
5.00	2.14	1.15	0.85	2.99	1.92	1.07	0.56	3.51
6.00	2.21	1.12	0.88	3.09	1.99	1.11	0.56	3.52
7.00	2.37	1.06	0.94	3.31	2.12	1.18	0.56	3.52
8.00	2.49	1.01	0.99	3.48	2.23	1.24	0.56	3.51
9.00	2.56	0.99	1.01	3.57	2.29	1.28	0.56	3.54
10.00	2.64	0.97	1.03	3.67	2.35	1.32	0.56	3.56
11.00	2.72	0.94	1.06	3.78	2.42	1.36	0.56	3.57
12.00	2.82	0.91	1.09	3.91	2.50	1.41	0.56	3.59
13.00	2.93	0.87	1.13	4.06	2.59	1.46	0.56	3.59
14.00	3.03	0.84	1.16	4.19	2.68	1.52	0.57	3.61



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO GEOTECNICO - CISMID



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADO - NO DRENADO (CU)

INFORME N° : LG98-061
SOLICITANTE : CENTROMIN
PROYECTO : DEPÓSITO DE RELAVES ANTUQUITO
UBICACION : CASAPALCA - HUAROCHIRI - LIMA
FECHA : MAYO, 1998

Sondaje : CC - 1
Muestra : MI - 1
Profundidad (m) : 3.00
Clasificación S.U.C.S. : CL
Estado del espécimen : INALTERADO.

ESPECIMEN 03

DATOS DEL ESPECIMEN		
Condiciones	Inicial	Final
Altura (h) (cm)	9.42	9.14
Diámetro (Φ) (cm)	5.07	5.13
Densidad Seca (γ_d) (g/cm ³)	1.54	1.55
Humedad (ω) (%)	32.09	25.09

DATOS DEL ENSAYO		
Parámetro "B" (%)		95.00
Velocidad de Carga (mm/min)		0.20
Presión de Celda (σ_3) (Kg/cm ²)		6.00
Contra Presión (Kg/cm ²)		2.00
Esf. Efectivo Inicial ($\bar{\sigma}_3$) (Kg/cm ²)		4.00

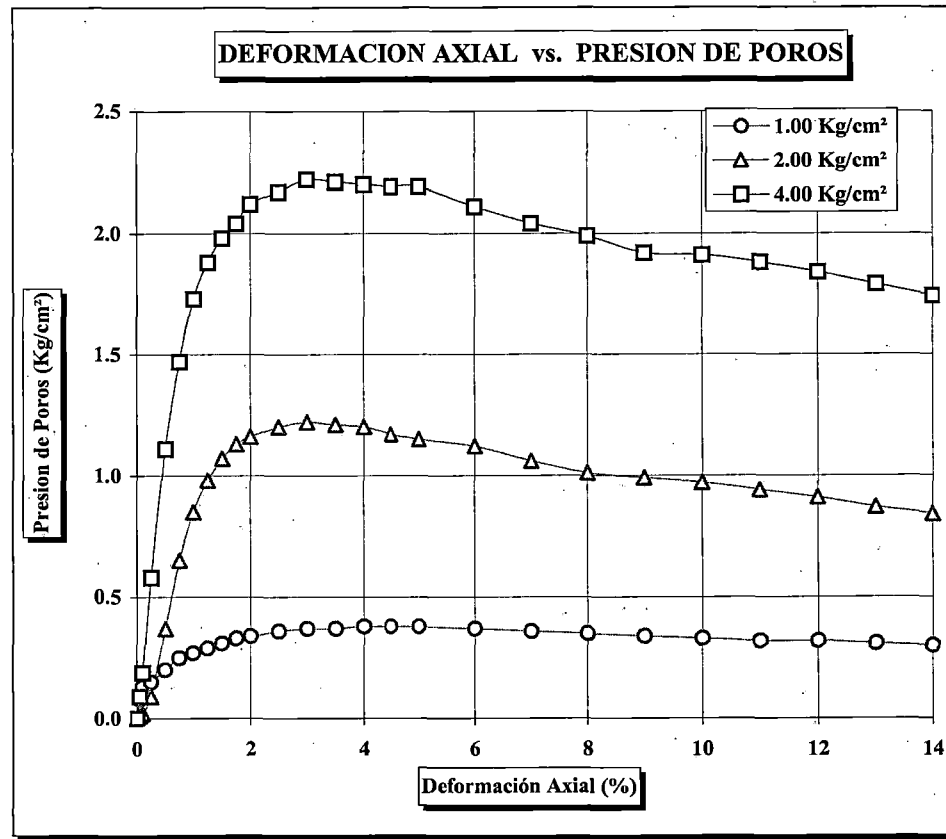
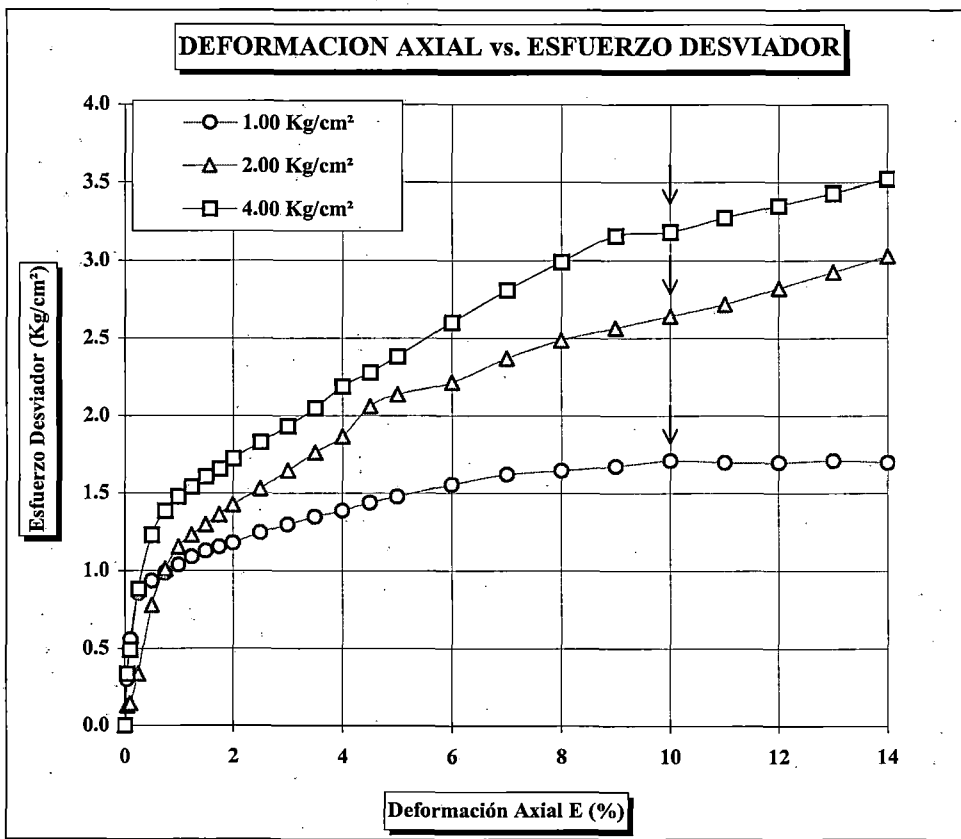
Deform. (%)	Esfuerzo (Kg/cm ²)	P. P. (Kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_3$ (Kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_1$ (Kg/cm ²)	P (Kg/cm ²)	Q (Kg/cm ²)	Q/P	Oblicuidad ($\bar{\sigma}_1/\bar{\sigma}_3$)
0.00	0.00	0.00	4.00	4.00	4.00	0.00	0.00	1.00
0.05	0.34	0.09	3.91	4.25	4.08	0.17	0.04	1.09
0.10	0.49	0.19	3.81	4.30	4.06	0.25	0.06	1.13
0.25	0.88	0.58	3.42	4.30	3.86	0.44	0.11	1.26
0.50	1.23	1.11	2.89	4.12	3.51	0.62	0.18	1.43
0.75	1.39	1.47	2.53	3.92	3.22	0.69	0.21	1.55
1.00	1.48	1.73	2.27	3.75	3.01	0.74	0.25	1.65
1.25	1.54	1.88	2.12	3.66	2.89	0.77	0.27	1.73
1.50	1.61	1.98	2.02	3.63	2.82	0.80	0.28	1.79
1.75	1.66	2.04	1.96	3.62	2.79	0.83	0.30	1.85
2.00	1.72	2.12	1.88	3.60	2.74	0.86	0.31	1.92
2.50	1.83	2.17	1.83	3.66	2.74	0.91	0.33	2.00
3.00	1.93	2.22	1.78	3.71	2.74	0.96	0.35	2.08
3.50	2.05	2.21	1.79	3.84	2.81	1.02	0.36	2.14
4.00	2.19	2.20	1.80	3.99	2.89	1.09	0.38	2.22
4.50	2.28	2.19	1.81	4.09	2.95	1.14	0.39	2.26
5.00	2.38	2.19	1.81	4.19	3.00	1.19	0.40	2.32
6.00	2.60	2.11	1.89	4.49	3.19	1.30	0.41	2.38
7.00	2.81	2.04	1.96	4.77	3.37	1.41	0.42	2.43
8.00	2.99	1.99	2.01	5.00	3.51	1.50	0.43	2.49
9.00	3.16	1.92	2.08	5.24	3.66	1.58	0.43	2.52
10.00	3.19	1.91	2.09	5.28	3.68	1.59	0.43	2.52
11.00	3.28	1.88	2.12	5.40	3.76	1.64	0.44	2.55
12.00	3.35	1.84	2.16	5.51	3.84	1.68	0.44	2.55
13.00	3.43	1.79	2.21	5.64	3.93	1.72	0.44	2.55
14.00	3.52	1.74	2.26	5.78	4.02	1.76	0.44	2.56

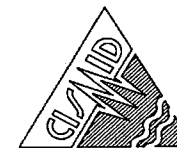


ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADO - NO DRENADO (CU)

INFORME N° : LG98-061
SOLICITANTE : CENTROMIN
PROYECTO : DEPOSITO DE RELAVES ANTUQUITO
UBICACION : CASAPALCA - HUAROCHIRI - LIMA
FECHA : MAYO, 1998

Sondaje : CC - 1
Muestra : MI - 1
Profundidad (m) : 3.00
Clasificación S.U.C.S. : CL
Estado del espécimen : INALTERADO



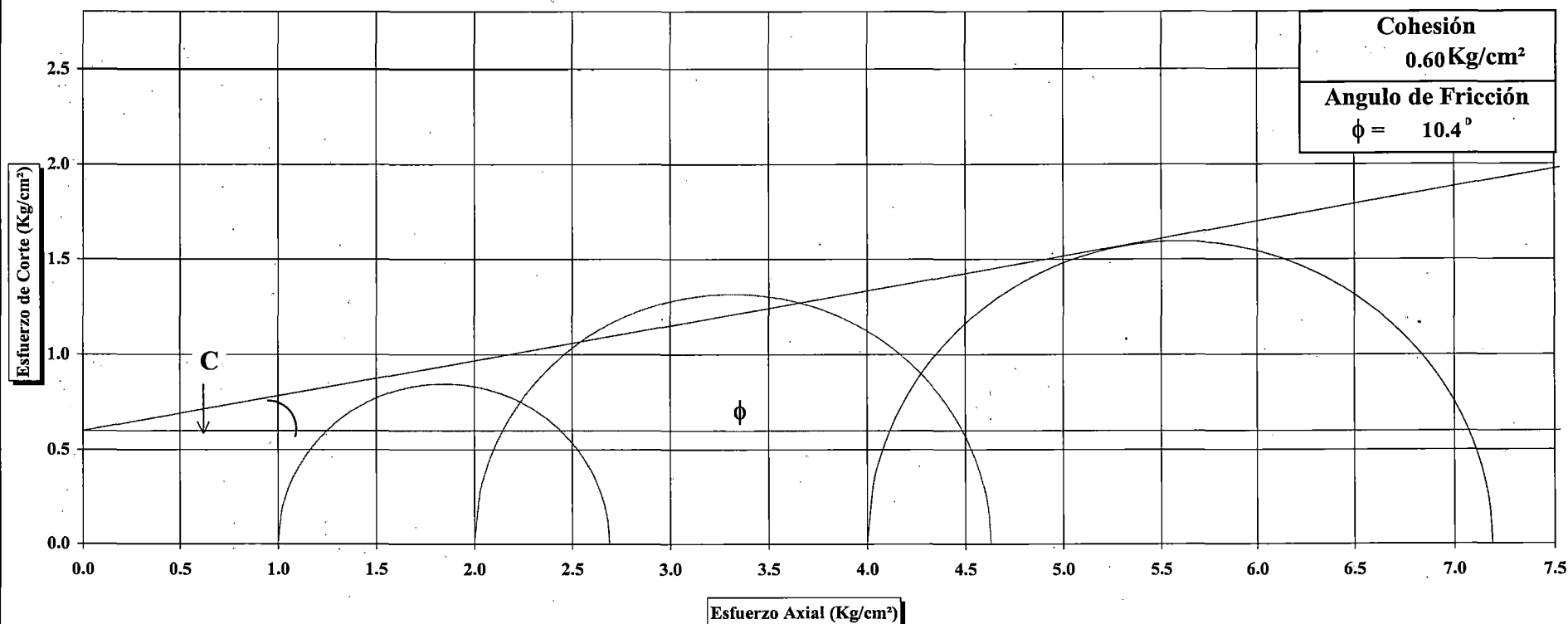


ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADO - NO DRENADO (CU)

INFORME N° : LG98-061
SOLICITANTE : CENTROMIN
PROYECTO : DEPOSITO DE RELAVES ANTUQUITO
UBICACION : CASAPALCA - HUAROCHIRI - LIMA
FECHA : MAYO, 1998

Sondaje : CC - 1
Muestra : MI - 1
Profundidad (m) : 3.00
Clasificación S.U.C.S. : CL
Estado del espécimen : INALTERADO

CIRCULO DE MOHR



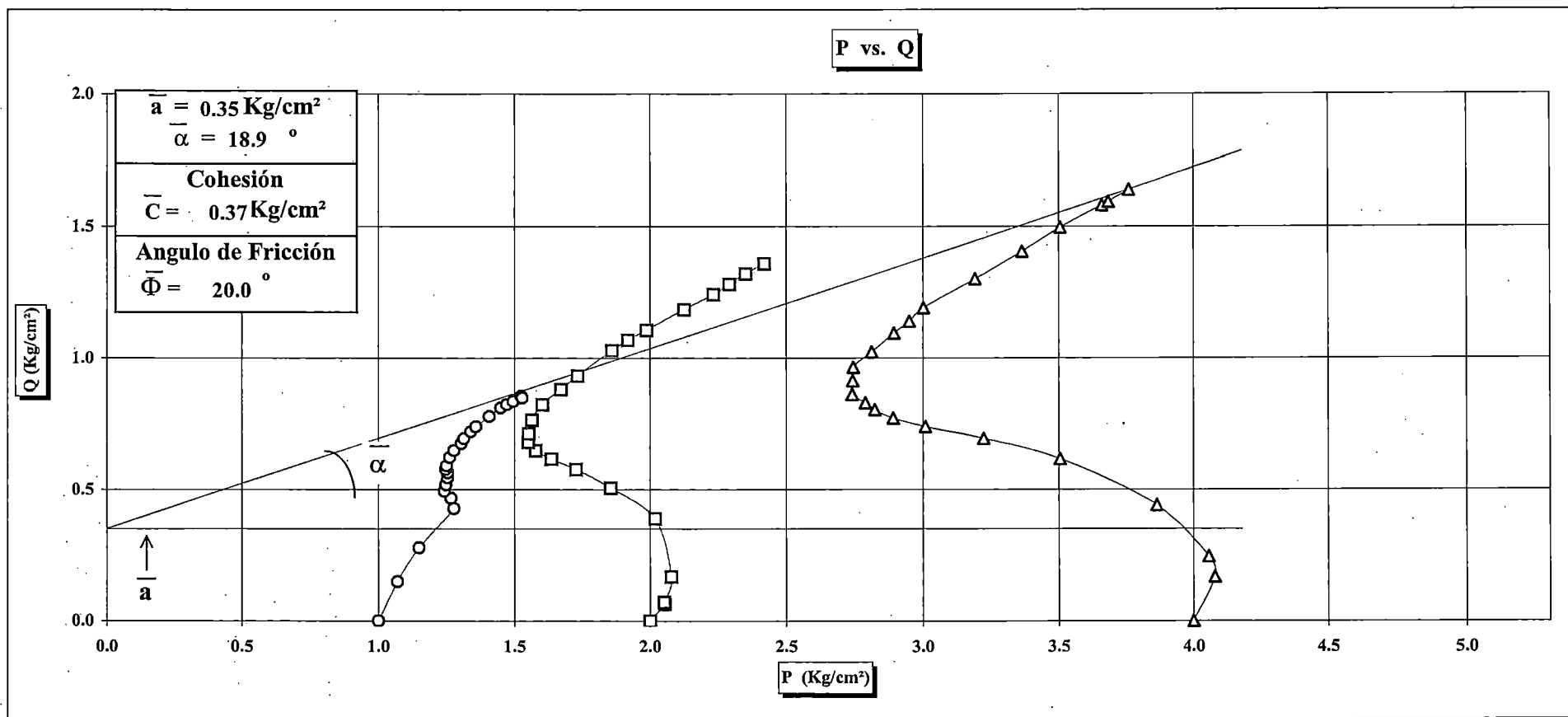
C =

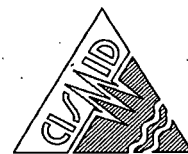


ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADO - NO DRENADO (CU)

INFORME N° : LG98-061
SOLICITANTE : CENTROMIN
PROYECTO : DEPOSITO DE RELAVES ANTUQUITO
UBICACION : CASAPALCA - HUAROCHIRI - LIMA
FECHA : MAYO, 1998

Sondaje : CC - 1
Muestra : MI - 1
Profundidad (m) : 3.00
Clasificación S.U.C.S. : CL
Estado del espécimen : INALTERADO




ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADO - DRENADO (CD)

INFORME N° : LG98-061
SOLICITANTE : CENTROMIN
PROYECTO : DEPOSITO DE RELAVES BELLAVISTA
UBICACION : CASAPALCA - HUAROCHIRI - LIMA
FECHA : MAYO, 1998

Sondaje : SC - 1
Muestra : M - 9
Profundidad (m) : 13.50
Clasificación S.U.C.S. : SM
Estado del espécimen : Remoldeado a la Densidad Relativa de 55%

ESPECIMEN 01

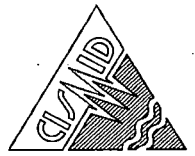
DATOS DEL ESPECIMEN			
Condiciones		Inicial	Final
Altura (h)	(cm)	10.00	9.60
Diámetro (φ)	(cm)	5.00	5.10
Densidad Seca (γ _d)	(g/cm ³)	1.69	1.69
Humedad (ω)	(%)	0.78	18.73

DATOS DEL ENSAYO		
Parámetro Saturación "B"	(%)	95.00
Velocidad de Carga	(mm/min)	0.02
Presión de Celda (σ ₃)	(Kg/cm ²)	3.00
Contra Presión	(Kg/cm ²)	2.00
Esf. Efectivo Inicial (σ ₃)	(Kg/cm ²)	1.00

Deform. (%)	Esfuerzo (Kg/cm ²)	Δ Volúmen (cm ³)	$\bar{\sigma}_1$ (Kg/cm ²)	P (Kg/cm ²)	Q (Kg/cm ²)	Q/P	Oblicuidad ($\bar{\sigma}_1/\bar{\sigma}_3$)	Δ _v / V _o (%)
0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00
0.05	0.13	-0.10	1.13	1.06	0.06	0.06	1.13	-0.05
0.10	0.21	-0.20	1.21	1.10	0.10	0.09	1.21	-0.10
0.25	0.35	-0.35	1.35	1.17	0.17	0.15	1.35	-0.18
0.50	0.54	-0.65	1.54	1.27	0.27	0.21	1.54	-0.33
0.75	0.73	-0.95	1.73	1.36	0.36	0.27	1.73	-0.48
1.00	0.89	-1.20	1.89	1.45	0.45	0.31	1.89	-0.61
1.30	1.04	-1.45	2.04	1.52	0.52	0.34	2.04	-0.74
1.55	1.20	-1.65	2.20	1.60	0.60	0.38	2.20	-0.84
1.75	1.39	-1.85	2.39	1.69	0.69	0.41	2.39	-0.94
2.00	1.53	-2.05	2.53	1.76	0.76	0.43	2.53	-1.05
2.50	1.76	-2.35	2.76	1.88	0.88	0.47	2.76	-1.20
3.00	1.99	-2.60	2.99	2.00	1.00	0.50	2.99	-1.33
3.50	2.20	-2.80	3.20	2.10	1.10	0.52	3.20	-1.43
4.00	2.36	-2.90	3.36	2.18	1.18	0.54	3.36	-1.48
4.50	2.49	-2.90	3.49	2.24	1.24	0.55	3.49	-1.48
5.00	2.62	-2.90	3.62	2.31	1.31	0.57	3.62	-1.48
6.00	2.77	-2.80	3.77	2.39	1.39	0.58	3.77	-1.43
7.00	2.89	-2.60	3.89	2.44	1.44	0.59	3.89	-1.33
8.00	2.95	-2.30	3.95	2.48	1.48	0.60	3.95	-1.17
9.00	2.94	-2.15	3.94	2.47	1.47	0.60	3.94	-1.10
10.10	2.86	-2.00	3.86	2.43	1.43	0.59	3.86	-1.02
11.00	2.82	-1.85	3.82	2.41	1.41	0.59	3.82	-0.94
12.00	2.77	-1.70	3.77	2.39	1.39	0.58	3.77	-0.87
11.90	1.27	-1.95	2.27	1.63	0.63	0.39	2.27	-0.99
11.85	1.00	-2.10	2.00	1.50	0.50	0.33	2.00	-1.07
11.80	0.82	-2.25	1.82	1.41	0.41	0.29	1.82	-1.15



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO GEOTECNICO - CISMID



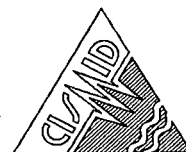
ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADO - DRENADO (CD)

INFORME N° : LG98-061
SOLICITANTE : CENTROMIN
PROYECTO : DEPOSITO DE RELAVES BELLAVISTA.
UBICACION : CASAPALCA - HUAROCHIRI - LIMA
FECHA : MAYO, 1998

Sondaje : SC - 1
Muestra : M - 9
Profundidad (m) : 13.50
Clasificación S.U.C.S. : SM
Estado del espécimen : Remoldeado a la Densidad Relativa de 55%

ESPECIMEN 01

Deform. (%)	Esfuerzo (Kg/cm ²)	Δ Volúmen (cm ³)	$\bar{\sigma}_1$ (Kg/cm ²)	P (Kg/cm ²)	Q (Kg/cm ²)	Q/P	Oblicuidad (σ_1/σ_3)	$\Delta v / V_0$ (%)
11.75	0.67	-2.40	1.67	1.34	0.34	0.25	1.67	-1.22
11.70	0.54	-2.55	1.54	1.27	0.27	0.21	1.54	-1.30
11.65	0.44	-2.70	1.44	1.22	0.22	0.18	1.44	-1.38
11.60	0.36	-2.85	1.36	1.18	0.18	0.15	1.36	-1.45
11.55	0.28	-3.00	1.28	1.14	0.14	0.12	1.28	-1.53
11.50	0.22	-3.10	1.22	1.11	0.11	0.10	1.22	-1.58
11.45	0.16	-3.25	1.16	1.08	0.08	0.07	1.16	-1.66
11.40	0.10	-3.40	1.10	1.05	0.05	0.05	1.10	-1.73
11.35	0.05	-3.50	1.05	1.03	0.03	0.03	1.05	-1.78
11.30	0.00	-3.60	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	-1.84
11.25	0.04	-3.75	1.04	1.02	0.02	0.02	1.04	-1.91
11.20	0.08	-3.85	1.08	1.04	0.04	0.04	1.08	-1.96
11.15	0.12	-4.00	1.12	1.06	0.06	0.06	1.12	-2.04
11.10	0.16	-4.05	1.16	1.08	0.08	0.07	1.16	-2.06
11.05	0.18	-4.15	1.18	1.09	0.09	0.08	1.18	-2.12
11.00	0.19	-4.20	1.19	1.10	0.10	0.09	1.19	-2.14
10.95	0.19	-4.25	1.19	1.10	0.10	0.09	1.19	-2.17
10.90	0.19	-4.25	1.19	1.10	0.10	0.09	1.19	-2.17
10.85	0.19	-4.25	1.19	1.10	0.10	0.09	1.19	-2.17
10.80	0.19	-4.25	1.19	1.10	0.10	0.09	1.19	-2.17
10.75	0.19	-4.30	1.19	1.10	0.10	0.09	1.19	-2.19
10.70	0.19	-4.30	1.19	1.10	0.10	0.09	1.19	-2.19



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADO - DRENADO (CD)

INFORME N° : LG98-061
SOLICITANTE : CENTROMIN
PROYECTO : DEPOSITO DE RELAVES BELLAVISTA
UBICACION : CASAPALCA - HUAROCHIRI - LIMA
FECHA : MAYO, 1998

Sondaje : SC - 1
Muestra : M - 9
Profundidad (m) : 13.50
Clasificación S.U.C.S. : SM
Estado del espécimen : Remoldeado a la Densidad Relativa de 55%

ESPECIMEN 02

DATOS DEL ESPECIMEN		
Condiciones	Inicial	Final
Altura (h) (cm)	10.00	9.90
Diámetro (φ) (cm)	5.00	5.02
Densidad Seca (γ_d) (g/cm ³)	1.68	1.69
Humedad (ω) (%)	0.96	19.01

DATOS DEL ENSAYO		
Parámetro "B" (%)		90.00
Velocidad de Carga (mm/min)		0.02
Presión de Celda (σ_3) (Kg/cm ²)		4.00
Contra Presión (Kg/cm ²)		2.00
Esf. Efectivo Inicial ($\bar{\sigma}_3$) (Kg/cm ²)		2.00

Deform. (%)	Esfuerzo (Kg/cm ²)	Δ Volúmen (cm ³)	$\bar{\sigma}_1$ (Kg/cm ²)	P (Kg/cm ²)	Q (Kg/cm ²)	Q/P	Oblicuidad ($\bar{\sigma}_1/\bar{\sigma}_3$)	Δ_v / V_o (%)
0.00	0.00	0.00	2.00	2.00	0.00	0.00	1.00	0.00
0.05	0.25	0.00	2.25	2.12	0.12	0.06	1.12	0.00
0.12	0.56	-0.10	2.56	2.28	0.28	0.12	1.28	-0.05
0.25	0.98	-0.25	2.98	2.49	0.49	0.20	1.49	-0.13
0.50	1.55	-0.50	3.55	2.78	0.78	0.28	1.78	-0.26
0.75	2.02	-0.70	4.02	3.01	1.01	0.34	2.01	-0.36
1.00	2.42	-0.90	4.42	3.21	1.21	0.38	2.21	-0.46
1.25	2.80	-1.15	4.80	3.40	1.40	0.41	2.40	-0.59
1.50	3.13	-1.25	5.13	3.57	1.57	0.44	2.57	-0.64
1.75	3.44	-1.40	5.44	3.72	1.72	0.46	2.72	-0.71
2.00	3.77	-1.50	5.77	3.88	1.88	0.49	2.88	-0.77
2.50	4.25	-1.70	6.25	4.12	2.12	0.52	3.12	-0.87
3.00	4.67	-1.85	6.67	4.34	2.34	0.54	3.34	-0.94
3.50	5.04	-1.90	7.04	4.52	2.52	0.56	3.52	-0.97
4.00	5.34	-1.95	7.34	4.67	2.67	0.57	3.67	-1.00
4.50	5.58	-1.97	7.58	4.79	2.79	0.58	3.79	-1.01
5.00	5.80	-1.90	7.80	4.90	2.90	0.59	3.90	-0.97
6.10	6.14	-1.75	8.14	5.07	3.07	0.61	4.07	-0.89
6.15	6.10	-1.70	8.10	5.05	3.05	0.60	4.05	-0.87
6.15	5.43	-1.70	7.43	4.71	2.71	0.58	3.71	-0.87
6.10	4.35	-1.75	6.35	4.18	2.18	0.52	3.18	-0.89
6.05	3.39	-1.80	5.39	3.70	1.70	0.46	2.70	-0.92
6.00	2.67	-1.90	4.67	3.33	1.33	0.40	2.33	-0.97
5.95	2.11	-2.00	4.11	3.06	1.06	0.35	2.06	-1.02
5.90	1.66	-2.05	3.66	2.83	0.83	0.29	1.83	-1.05
5.85	1.28	-2.15	3.28	2.64	0.64	0.24	1.64	-1.10
5.80	1.00	-2.25	3.00	2.50	0.50	0.20	1.50	-1.15



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO GEOTECNICO - CISMID



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADO - DRENADO (CD)

INFORME N° : LG98-061
SOLICITANTE : CENTROMIN
PROYECTO : DEPOSITO DE RELAVES BELLAVISTA
UBICACION : CASAPALCA - HUAROCHIRI - LIMA
FECHA : MAYO, 1998

Sondaje : SC - 1
Muestra : M - 9
Profundidad (m) : 13.50
Clasificación S.U.C.S. : SM
Estado del espécimen : Remoldeado a la Densidad Relativa de 55%

ESPECIMEN 02

Deform. (%)	Esfuerzo (Kg/cm ²)	Δ Volúmen (cm ³)	$\bar{\sigma}_1$ (Kg/cm ²)	P (Kg/cm ²)	Q (Kg/cm ²)	Q/P	Oblicuidad (σ_1/σ_3)	Δ_v / V_o (%)
5.75	0.78	-2.35	2.78	2.39	0.39	0.16	1.39	-1.20
5.70	0.56	-2.40	2.56	2.28	0.28	0.12	1.28	-1.23
5.65	0.39	-2.50	2.39	2.19	0.19	0.09	1.19	-1.28
5.60	0.25	-2.60	2.25	2.12	0.12	0.06	1.12	-1.33
5.55	0.12	-2.65	2.12	2.06	0.06	0.03	1.06	-1.35
5.50	0.00	-2.70	2.00	2.00	0.00	0.00	1.00	-1.38
5.48	0.06	-2.75	2.06	2.03	0.03	0.02	1.03	-1.40
5.50	0.28	-2.80	2.28	2.14	0.14	0.07	1.14	-1.43
5.60	1.28	-2.85	3.28	2.64	0.64	0.24	1.64	-1.46
5.80	2.95	-2.80	4.95	3.48	1.48	0.42	2.48	-1.43
6.00	4.49	-2.70	6.49	4.25	2.25	0.53	3.25	-1.38
6.25	5.70	-2.60	7.70	4.85	2.85	0.59	3.85	-1.33
6.50	6.18	-2.45	8.18	5.09	3.09	0.61	4.09	-1.25
6.75	6.38	-2.30	8.38	5.19	3.19	0.61	4.19	-1.17
7.00	6.48	-2.20	8.48	5.24	3.24	0.62	4.24	-1.12
7.30	6.54	-2.15	8.54	5.27	3.27	0.62	4.27	-1.10
7.50	6.58	-2.10	8.58	5.29	3.29	0.62	4.29	-1.07
8.00	6.64	-1.90	8.64	5.32	3.32	0.62	4.32	-0.97
8.50	6.68	-1.70	8.68	5.34	3.34	0.63	4.34	-0.87
9.00	6.72	-1.60	8.72	5.36	3.36	0.63	4.36	-0.82
9.50	6.70	-1.40	8.70	5.35	3.35	0.63	4.35	-0.71
10.00	6.68	-1.25	8.68	5.34	3.34	0.63	4.34	-0.64



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADO - DRENADO (CD)

INFORME N° : LG98-061
SOLICITANTE : CENTROMIN
PROYECTO : DEPOSITO DE RELAVES BELLAVISTA
UBICACION : CASAPALCA - HUAROCHIRI - LIMA
FECHA : MAYO, 1998

Sondaje : SC - 1
Muestra : M - 9
Profundidad (m) : 13.50
Clasificación S.U.C.S. : SM
Estado del espécimen : Remoldeado a la Densidad Relativa de 55%

ESPECIMEN 03

DATOS DEL ESPECIMEN			
Condiciones		Inicial	Final
Altura (h)	(cm)	10.00	9.79
Diámetro (Φ)	(cm)	5.00	5.03
Densidad Seca (γ_d)	(g/cm ³)	1.69	1.70
Humedad (ω)	(%)	0.84	18.08

DATOS DEL ENSAYO		
Parámetro "B"	(%)	90.00
Velocidad de Carga	(mm/min)	0.02
Presión de Celda (σ_3)	(Kg/cm ²)	6.00
Contra Presión	(Kg/cm ²)	2.00
Esf. Efectivo Inicial ($\bar{\sigma}_3$)	(Kg/cm ²)	4.00

Deform. (%)	Esfuerzo (Kg/cm ²)	Δ Volúmen (cm ³)	$\bar{\sigma}_1$ (Kg/cm ²)	P (Kg/cm ²)	Q (Kg/cm ²)	Q/P	Oblicuidad ($\bar{\sigma}_1/\bar{\sigma}_3$)	Δ_v / V_o (%)
0.00	0.00	0.00	4.00	4.00	0.00	0.00	1.00	0.00
0.05	0.14	0.00	4.14	4.07	0.07	0.02	1.04	0.00
0.10	0.18	-0.05	4.18	4.09	0.09	0.02	1.05	-0.03
0.25	0.69	-0.10	4.69	4.34	0.34	0.08	1.17	-0.05
0.50	1.96	-0.40	5.96	4.98	0.98	0.20	1.49	-0.21
0.75	2.87	-0.70	6.87	5.44	1.44	0.26	1.72	-0.36
1.00	3.61	-1.05	7.61	5.81	1.81	0.31	1.90	-0.54
1.25	4.30	-1.30	8.30	6.15	2.15	0.35	2.07	-0.67
1.50	4.93	-1.55	8.93	6.47	2.47	0.38	2.23	-0.80
1.75	5.52	-1.70	9.52	6.76	2.76	0.41	2.38	-0.87
2.00	6.03	-1.90	10.03	7.02	3.02	0.43	2.51	-0.97
2.50	7.16	-2.30	11.16	7.58	3.58	0.47	2.79	-1.18
3.00	8.13	-2.50	12.13	8.07	4.07	0.50	3.03	-1.28
3.50	8.97	-2.75	12.97	8.49	4.49	0.53	3.24	-1.41
4.00	9.71	-2.95	13.71	8.86	4.86	0.55	3.43	-1.51
4.50	10.36	-3.05	14.36	9.18	5.18	0.56	3.59	-1.56
5.00	10.96	-3.15	14.96	9.48	5.48	0.58	3.74	-1.62
6.00	11.90	-3.30	15.90	9.95	5.95	0.60	3.98	-1.69
7.00	12.56	-3.15	16.56	10.28	6.28	0.61	4.14	-1.62
8.00	13.05	-3.05	17.05	10.53	6.53	0.62	4.26	-1.56
7.95	9.13	-3.10	13.13	8.56	4.56	0.53	3.28	-1.59
7.90	7.50	-3.10	11.50	7.75	3.75	0.48	2.87	-1.59
7.85	6.28	-3.10	10.28	7.14	3.14	0.44	2.57	-1.59
7.80	5.10	-3.20	9.10	6.55	2.55	0.39	2.28	-1.64
7.75	4.18	-3.25	8.18	6.09	2.09	0.34	2.05	-1.67
7.70	3.43	-3.30	7.43	5.72	1.72	0.30	1.86	-1.69
7.65	2.42	-3.40	6.42	5.21	1.21	0.23	1.61	-1.74



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO GEOTECNICO - CISMID



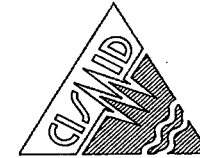
ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADO - DRENADO (CD)

INFORME N° : LG98-061
SOLICITANTE : CENTROMIN
PROYECTO : DEPOSITO DE RELAVES BELLAVISTA
UBICACION : CASAPALCA - HUAROCHIRI - LIMA
FECHA : MAYO, 1998

Sondaje : SC - 1
Muestra : M - 9
Profundidad (m) : 13.50
Clasificación S.U.C.S. : SM
Estado del espécimen : Remoldeado a la Densidad Relativa de 55%

ESPECIMEN 03

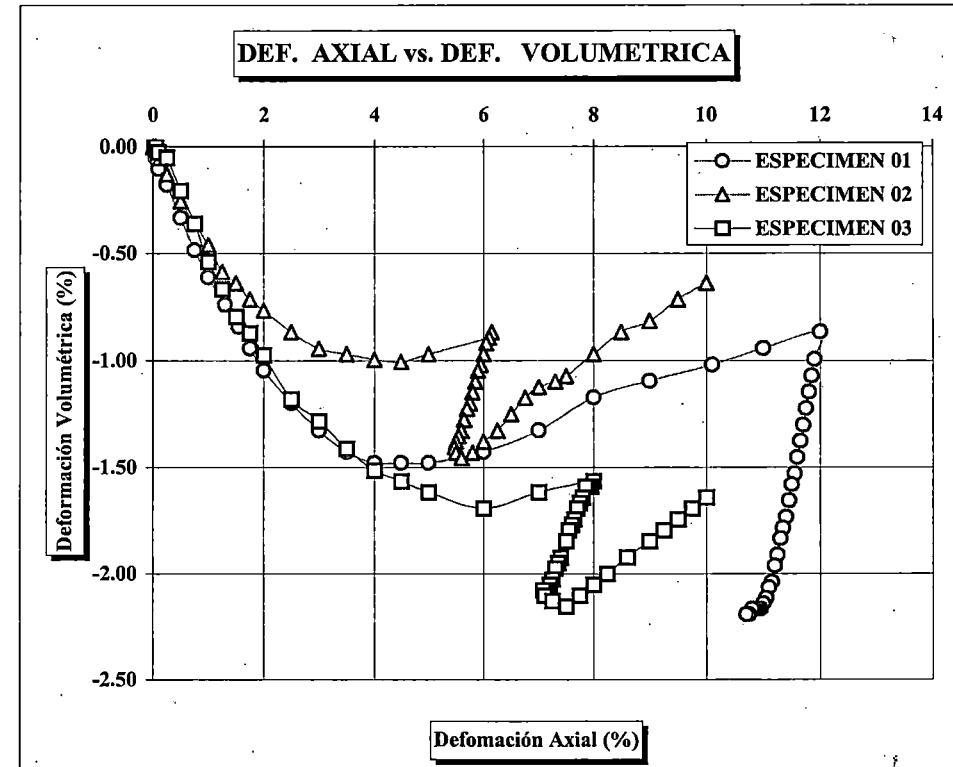
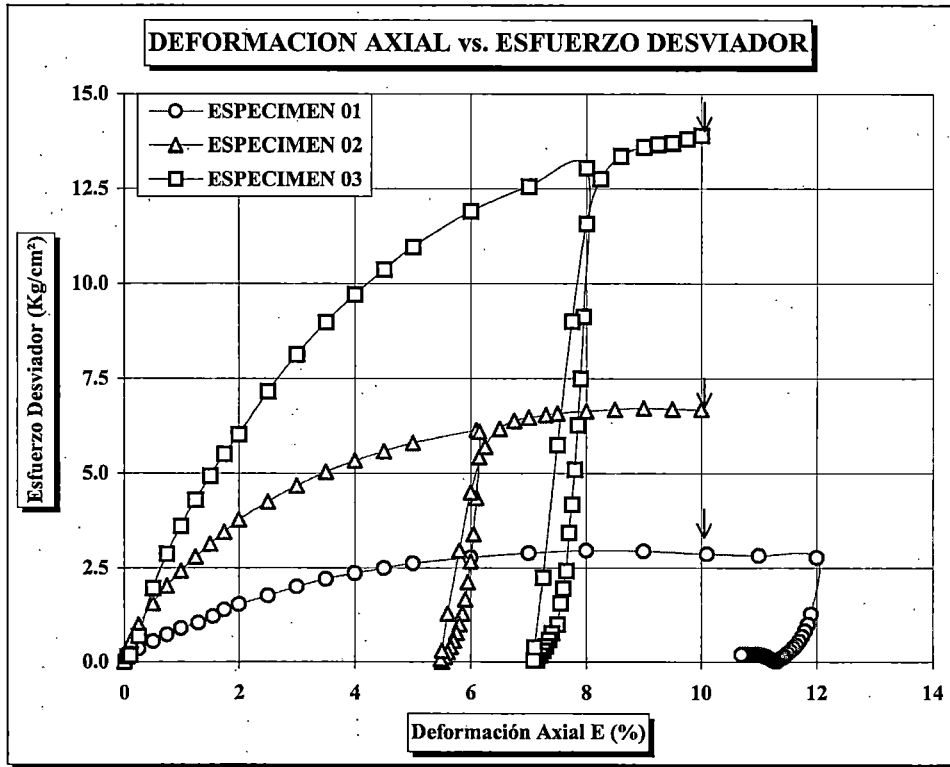
Deform. (%)	Esfuerzo (Kg/cm ²)	Δ Volúmen (cm ³)	$\bar{\sigma}_1$ (Kg/cm ²)	P (Kg/cm ²)	Q (Kg/cm ²)	Q/P	Oblicuidad (σ_1/σ_3)	Δ_v / V_o (%)
7.60	1.96	-3.45	5.96	4.98	0.98	0.20	1.49	-1.77
7.55	1.57	-3.50	5.57	4.78	0.78	0.16	1.39	-1.80
7.50	1.00	-3.60	5.00	4.50	0.50	0.11	1.25	-1.85
7.40	0.76	-3.75	4.76	4.38	0.38	0.09	1.19	-1.92
7.35	0.58	-3.80	4.58	4.29	0.29	0.07	1.15	-1.95
7.30	0.41	-3.85	4.41	4.21	0.21	0.05	1.10	-1.97
7.25	0.30	-3.95	4.30	4.15	0.15	0.04	1.07	-2.03
7.20	0.17	-4.00	4.17	4.08	0.08	0.02	1.04	-2.05
7.15	0.04	-4.05	4.04	4.02	0.02	0.00	1.01	-2.08
7.10	0.00	-4.05	4.00	4.00	0.00	0.00	1.00	-2.08
7.08	0.04	-4.05	4.04	4.02	0.02	0.00	1.01	-2.08
7.10	0.39	-4.10	4.39	4.19	0.19	0.05	1.10	-2.10
7.25	2.24	-4.15	6.24	5.12	1.12	0.22	1.56	-2.13
7.50	5.75	-4.20	9.75	6.87	2.87	0.42	2.44	-2.15
7.75	9.00	-4.10	13.00	8.50	4.50	0.53	3.25	-2.10
8.00	11.58	-4.00	15.58	9.79	5.79	0.59	3.89	-2.05
8.25	12.76	-3.90	16.76	10.38	6.38	0.61	4.19	-2.00
8.60	13.36	-3.75	17.36	10.68	6.68	0.63	4.34	-1.92
9.00	13.60	-3.60	17.60	10.80	6.80	0.63	4.40	-1.85
9.25	13.66	-3.50	17.66	10.83	6.83	0.63	4.42	-1.80
9.50	13.70	-3.40	17.70	10.85	6.85	0.63	4.43	-1.74
9.75	13.80	-3.30	17.80	10.90	6.90	0.63	4.45	-1.69
10.00	13.90	-3.20	17.90	10.95	6.95	0.63	4.47	-1.64



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADO -DRENADO (CD)

INFORME N° : LG98-061
SOLICITANTE : CENTROMIN
PROYECTO : DEPOSITO DE RELAVES BELLAVISTA
UBICACION : CASAPALCA - HUAROCHIRI - LIMA
FECHA : MAYO, 1998

Sondaje : SC - 1
Muestra : M - 9
Profundidad (m) : 13.50
Clasificación S.U.C.S. : SM
Estado del espécimen : Remoldeado a la Densidad Relativa de 55%

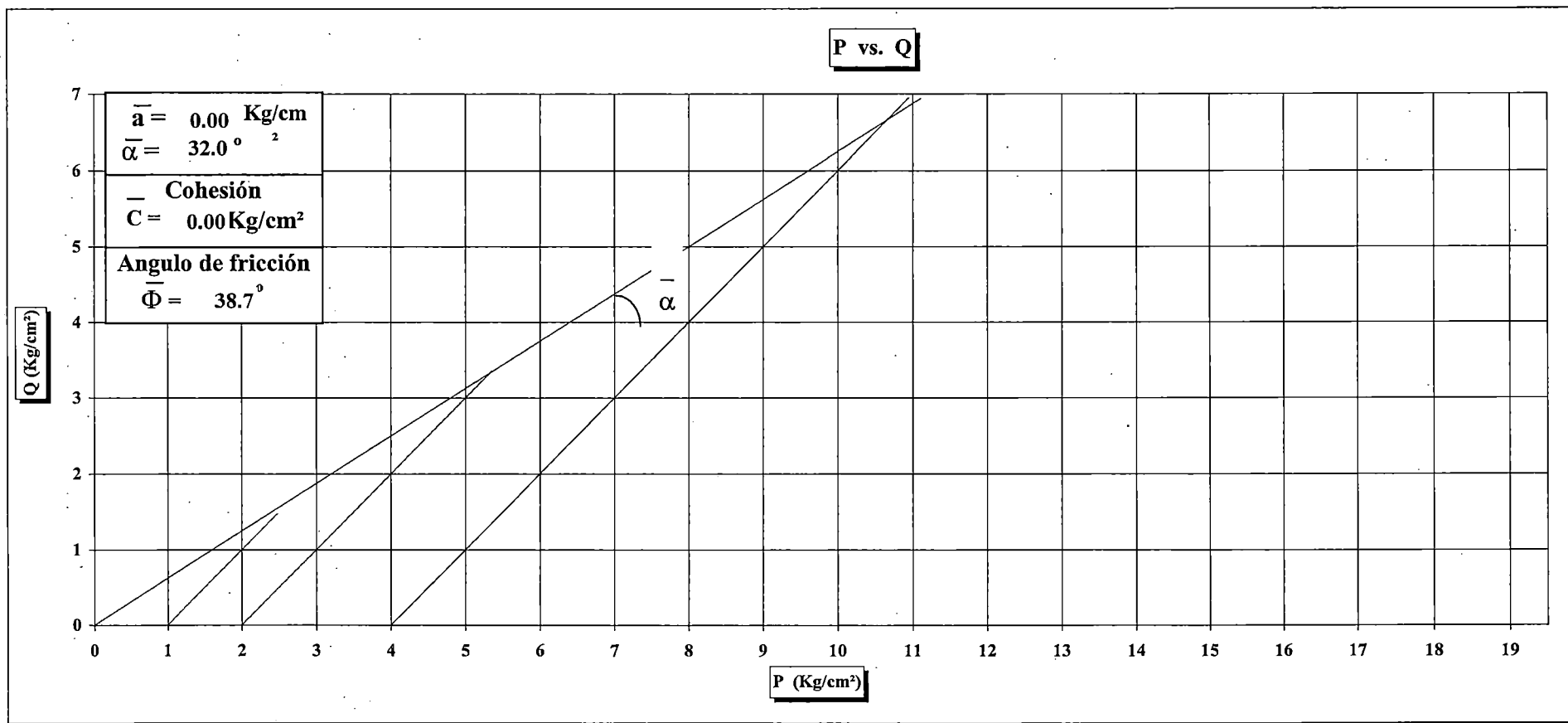




ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADO - DRENADO (CD)

INFORME N° : LG98-061
SOLICITANTE : CENTROMIN
PROYECTO : DEPOSITO DE RELAVES BELLAVISTA
UBICACION : CASAPALCA - HUAROCHIRI - LIMA
FECHA : MAYO, 1998

Sondaje : SC - 1
Muestra : M - 9
Profundidad (m) : 13.50
Clasificación S.U.C.S. : SM
Estado del espécimen : Remoldeado a la Densidad Relativa de 55%




ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADO - DRENADO (CD)

INFORME N° : LG98-061
SOLICITANTE : CENTROMIN
PROYECTO : DEPOSITO DE RELAVES YAULIYACU ANTIGUO
UBICACION : CASAPALCA - HUAROCHIRI - LIMA
FECHA : MAYO, 1998

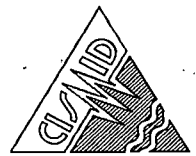
Sondaje : CC - 5
Muestra : MI - 2
Profundidad (m) : 2.00
Clasificación S.U.C.S. : CL
Estado del espécimen : INALTERADO

ESPECIMEN 01

DATOS DEL ESPECIMEN		
Condiciones	Inicial	Final
Altura (h) (cm)	9.64	9.56
Diámetro (φ) (cm)	5.13	5.04
Densidad Seca (γ _d) (g/cm ³)	1.13	1.18
Humedad (ω) (%)	51.14	33.38

DATOS DEL ENSAYO		
Parámetro Saturación "B" (%)		90.00
Velocidad de Carga (mm/min)		0.02
Presión de Celda (σ ₃) (Kg/cm ²)		3.00
Contra Presión (Kg/cm ²)		2.00
Esf. Efectivo Inicial (σ ₃) (Kg/cm ²)		1.00

Deform. (%)	Esfuerzo (Kg/cm ²)	Δ Volúmen (cm ³)	$\bar{\sigma}_1$ (Kg/cm ²)	P (Kg/cm ²)	Q (Kg/cm ²)	Q/P	Oblicuidad (σ_1/σ_3)	Δ _v / V _o (%)
0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00
0.05	0.14	-0.10	1.14	1.07	0.07	0.07	1.14	-0.05
0.10	0.16	-0.15	1.16	1.08	0.08	0.07	1.16	-0.08
0.25	0.22	-0.30	1.22	1.11	0.11	0.10	1.22	-0.16
0.50	0.28	-0.70	1.28	1.14	0.14	0.12	1.28	-0.37
0.75	0.35	-1.05	1.35	1.17	0.17	0.15	1.35	-0.55
1.00	0.39	-1.40	1.39	1.19	0.19	0.16	1.39	-0.73
1.30	0.47	-1.90	1.47	1.23	0.23	0.19	1.47	-0.99
1.55	0.52	-2.30	1.52	1.26	0.26	0.21	1.52	-1.20
1.75	0.56	-2.55	1.56	1.28	0.28	0.22	1.56	-1.34
2.00	0.60	-2.90	1.60	1.30	0.30	0.23	1.60	-1.52
2.50	0.73	-3.55	1.73	1.36	0.36	0.27	1.73	-1.86
3.00	0.82	-4.20	1.82	1.41	0.41	0.29	1.82	-2.20
3.50	0.91	-4.80	1.91	1.45	0.45	0.31	1.91	-2.51
4.00	1.01	-5.30	2.01	1.51	0.51	0.34	2.01	-2.78
4.50	1.10	-5.85	2.10	1.55	0.55	0.35	2.10	-3.06
5.00	1.19	-6.30	2.19	1.60	0.60	0.37	2.19	-3.30
6.00	1.37	-7.20	2.37	1.69	0.69	0.41	2.37	-3.77
7.00	1.49	-7.90	2.49	1.74	0.74	0.43	2.49	-4.14
8.00	1.63	-8.80	2.63	1.82	0.82	0.45	2.63	-4.61
9.00	1.76	-9.35	2.76	1.88	0.88	0.47	2.76	-4.90
10.10	1.85	-9.90	2.85	1.93	0.93	0.48	2.85	-5.18
11.00	1.88	-10.25	2.88	1.94	0.94	0.48	2.88	-5.37
12.00	1.90	-10.70	2.90	1.95	0.95	0.49	2.90	-5.60
13.00	1.92	-10.90	2.92	1.96	0.96	0.49	2.92	-5.71
14.00	1.92	-11.10	2.92	1.96	0.96	0.49	2.92	-5.81



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADO - DRENADO (CD)

INFORME N° : LG98-061
SOLICITANTE : CENTROMIN
PROYECTO : DEPOSITO DE RELAVES YAULIYACU ANTIGUO
UBICACION : CASAPALCA - HUAROCHIRI - LIMA
FECHA : MAYO, 1998

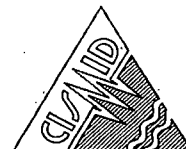
Sondaje : CC - 5
Muestra : MI - 2
Profundidad (m) : 2.00
Clasificación S.U.C.S. : CL
Estado del espécimen : INALTERADO

ESPECIMEN 02

DATOS DEL ESPECIMEN			
Condiciones		Inicial	Final
Altura (h)	(cm)	9.16	8.30
Diámetro (φ)	(cm)	5.15	5.26
Densidad Seca (γ _d)	(g/cm ³)	1.25	1.32
Humedad (ω)	(%)	48.11	32.82

DATOS DEL ENSAYO		
Parámetro "B"	(%)	97.00
Velocidad de Carga	(mm/min)	0.02
Presión de Celda (σ ₃)	(Kg/cm ²)	4.00
Contra Presión	(Kg/cm ²)	2.00
Esf. Efectivo Inicial (σ ₃)	(Kg/cm ²)	2.00

Deform. (%)	Esfuerzo (Kg/cm ²)	Δ Volúmen (cm ³)	σ ₁ (Kg/cm ²)	P (Kg/cm ²)	Q (Kg/cm ²)	Q/P	Oblicuidad (σ ₁ /σ ₃)	Δ _v / V _o (%)
0.00	0.00	0.00	2.00	2.00	0.00	0.00	1.00	0.00
0.05	0.10	0.01	2.10	2.05	0.05	0.03	1.05	0.01
0.10	0.16	0.10	2.16	2.08	0.08	0.04	1.08	0.06
0.25	0.22	0.25	2.22	2.11	0.11	0.05	1.11	0.14
0.50	0.45	0.33	2.45	2.23	0.23	0.10	1.23	0.18
0.75	0.61	0.05	2.61	2.30	0.30	0.13	1.30	0.03
1.00	0.73	-0.30	2.73	2.36	0.36	0.15	1.36	-0.17
1.25	0.82	-0.55	2.82	2.41	0.41	0.17	1.41	-0.30
1.50	0.91	-0.90	2.91	2.45	0.45	0.18	1.45	-0.50
1.75	0.98	-1.20	2.98	2.49	0.49	0.20	1.49	-0.66
2.00	1.07	-1.50	3.07	2.54	0.54	0.21	1.54	-0.83
2.50	1.26	-2.00	3.26	2.63	0.63	0.24	1.63	-1.11
3.10	1.42	-2.60	3.42	2.71	0.71	0.26	1.71	-1.44
3.53	1.58	-3.10	3.58	2.79	0.79	0.28	1.79	-1.72
4.00	1.74	-3.60	3.74	2.87	0.87	0.30	1.87	-1.99
4.50	1.90	-4.05	3.90	2.95	0.95	0.32	1.95	-2.24
5.73	2.27	-5.15	4.27	3.13	1.13	0.36	2.13	-2.85
6.00	2.33	-5.35	4.33	3.17	1.17	0.37	2.17	-2.96
7.00	2.58	-6.05	4.58	3.29	1.29	0.39	2.29	-3.35
8.00	2.81	-6.70	4.81	3.41	1.41	0.41	2.41	-3.71
9.00	3.03	-7.25	5.03	3.52	1.52	0.43	2.52	-4.02
10.10	3.25	-7.75	5.25	3.63	1.63	0.45	2.63	-4.29
11.06	3.41	-8.15	5.41	3.70	1.70	0.46	2.70	-4.51
12.00	3.55	-8.45	5.55	3.77	1.77	0.47	2.77	-4.68
13.00	3.72	-8.75	5.72	3.86	1.86	0.48	2.86	-4.85
14.00	3.82	-9.00	5.82	3.91	1.91	0.49	2.91	-4.98
14.50	3.90	-9.05	5.90	3.95	1.95	0.49	2.95	-5.01



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADO - DRENADO (CD)

INFORME N° : LG98-061
SOLICITANTE : CENTROMIN
PROYECTO : DEPOSITO DE RELAVES YAULIYACU ANTIGUO
UBICACION : CASAPALCA - HUAROCHIRI - LIMA
FECHA : MAYO, 1998

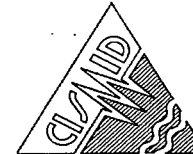
Sondaje : CC - 5
Muestra : MI - 2
Profundidad (m) : 2.00
Clasificación S.U.C.S. : CL
Estado del espécimen : INALTERADO

ESPECIMEN 03

DATOS DEL ESPECIMEN		
Condiciones	Inicial	Final
Altura (h) (cm)	9.80	8.97
Diámetro (Φ) (cm)	5.04	5.13
Densidad Seca (γ_d) (g/cm ³)	1.14	1.20
Humedad (ω) (%)	52.32	34.52

DATOS DEL ENSAYO		
Parámetro "B" (%)		97.00
Velocidad de Carga (mm/min)		0.02
Presión de Celda (σ_3) (Kg/cm ²)		6.00
Contra Presión (Kg/cm ²)		2.00
Esf. Efectivo Inicial ($\bar{\sigma}_3$) (Kg/cm ²)		4.00

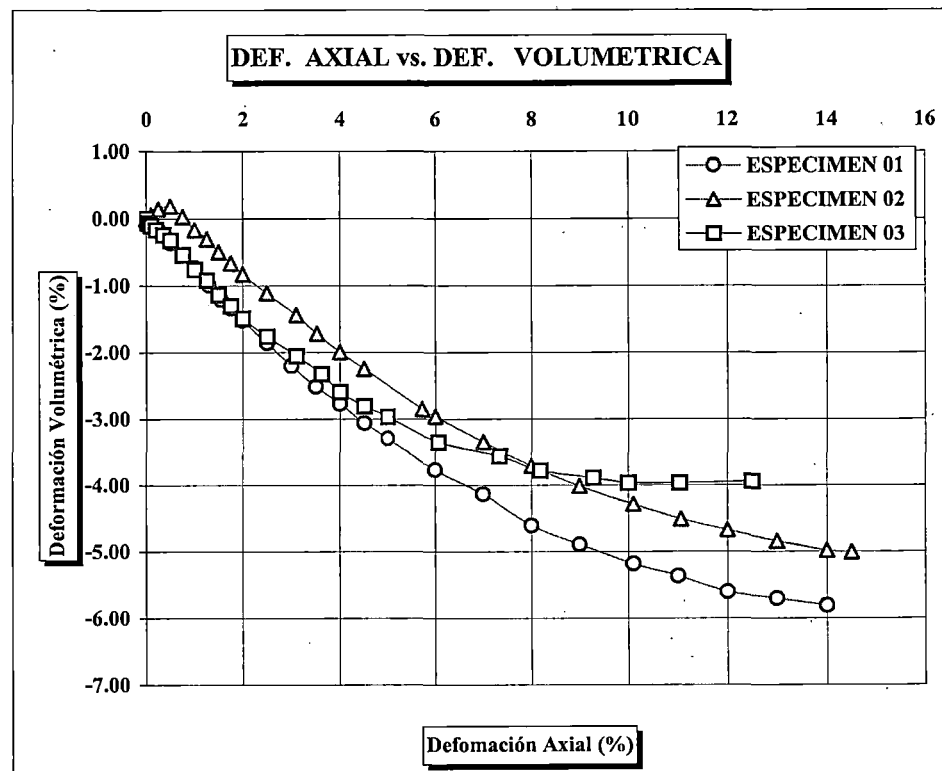
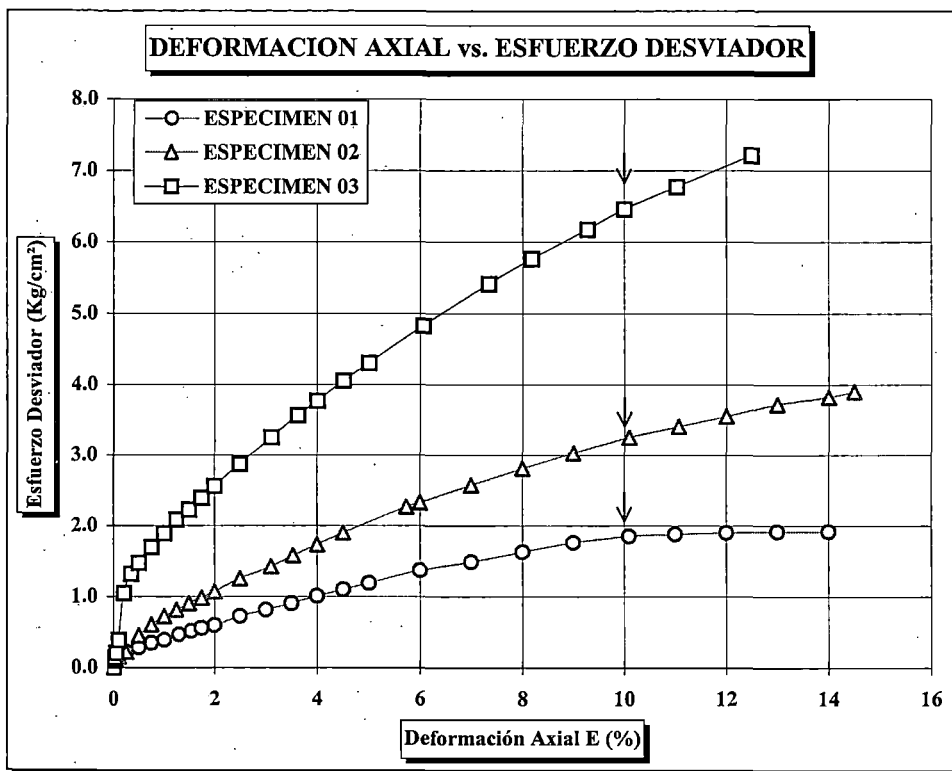
Deform. (%)	Esfuerzo (Kg/cm ²)	Δ Volúmen (cm ³)	$\bar{\sigma}_1$ (Kg/cm ²)	P (Kg/cm ²)	Q (Kg/cm ²)	Q/P	Oblicuidad (σ_1/σ_3)	Δ_v / V_o (%)
0.00	0.00	0.00	4.00	4.00	0.00	0.00	1.00	0.00
0.01	0.10	-0.10	4.10	4.05	0.05	0.01	1.03	-0.05
0.02	0.14	-0.10	4.14	4.07	0.07	0.02	1.04	-0.05
0.05	0.21	-0.12	4.21	4.10	0.10	0.03	1.05	-0.06
0.10	0.39	-0.20	4.39	4.19	0.19	0.05	1.10	-0.11
0.20	1.05	-0.30	5.05	4.52	0.52	0.12	1.26	-0.16
0.35	1.32	-0.45	5.32	4.66	0.66	0.14	1.33	-0.24
0.50	1.48	-0.60	5.48	4.74	0.74	0.16	1.37	-0.32
0.75	1.70	-1.00	5.70	4.85	0.85	0.17	1.42	-0.54
1.00	1.89	-1.40	5.89	4.95	0.95	0.19	1.47	-0.76
1.25	2.08	-1.70	6.08	5.04	1.04	0.21	1.52	-0.92
1.50	2.23	-2.10	6.23	5.11	1.11	0.22	1.56	-1.13
1.75	2.40	-2.40	6.40	5.20	1.20	0.23	1.60	-1.30
2.00	2.56	-2.75	6.56	5.28	1.28	0.24	1.64	-1.49
2.50	2.87	-3.25	6.87	5.44	1.44	0.26	1.72	-1.76
3.10	3.25	-3.80	7.25	5.63	1.63	0.29	1.81	-2.05
3.62	3.56	-4.30	7.56	5.78	1.78	0.31	1.89	-2.32
4.00	3.77	-4.80	7.77	5.88	1.88	0.32	1.94	-2.59
4.50	4.05	-5.20	8.05	6.03	2.03	0.34	2.01	-2.81
5.00	4.30	-5.50	8.30	6.15	2.15	0.35	2.07	-2.97
6.06	4.83	-6.20	8.83	6.42	2.42	0.38	2.21	-3.35
7.34	5.41	-6.60	9.41	6.71	2.71	0.40	2.35	-3.56
8.18	5.76	-7.00	9.76	6.88	2.88	0.42	2.44	-3.78
9.28	6.18	-7.20	10.18	7.09	3.09	0.44	2.54	-3.89
10.00	6.46	-7.35	10.46	7.23	3.23	0.45	2.62	-3.97
11.03	6.77	-7.35	10.77	7.39	3.39	0.46	2.69	-3.97
12.50	7.21	-7.30	11.21	7.61	3.61	0.47	2.80	-3.94

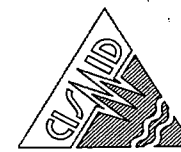


ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADO -DRENADO (CD)

INFORME N° : LG98-061
SOLICITANTE : CENTROMIN
PROYECTO : DEPOSITO DE RELAVES YAULIYACU ANTIGUO
UBICACION : CASAPALCA - HUAROCHIRI - LIMA
FECHA : MAYO, 1998

Sondaje : CC - 5
Muestra : MI - 2
Profundidad (m) : 2.00
Clasificación S.U.C.S. : CL
Estado del espécimen : INALTERADO

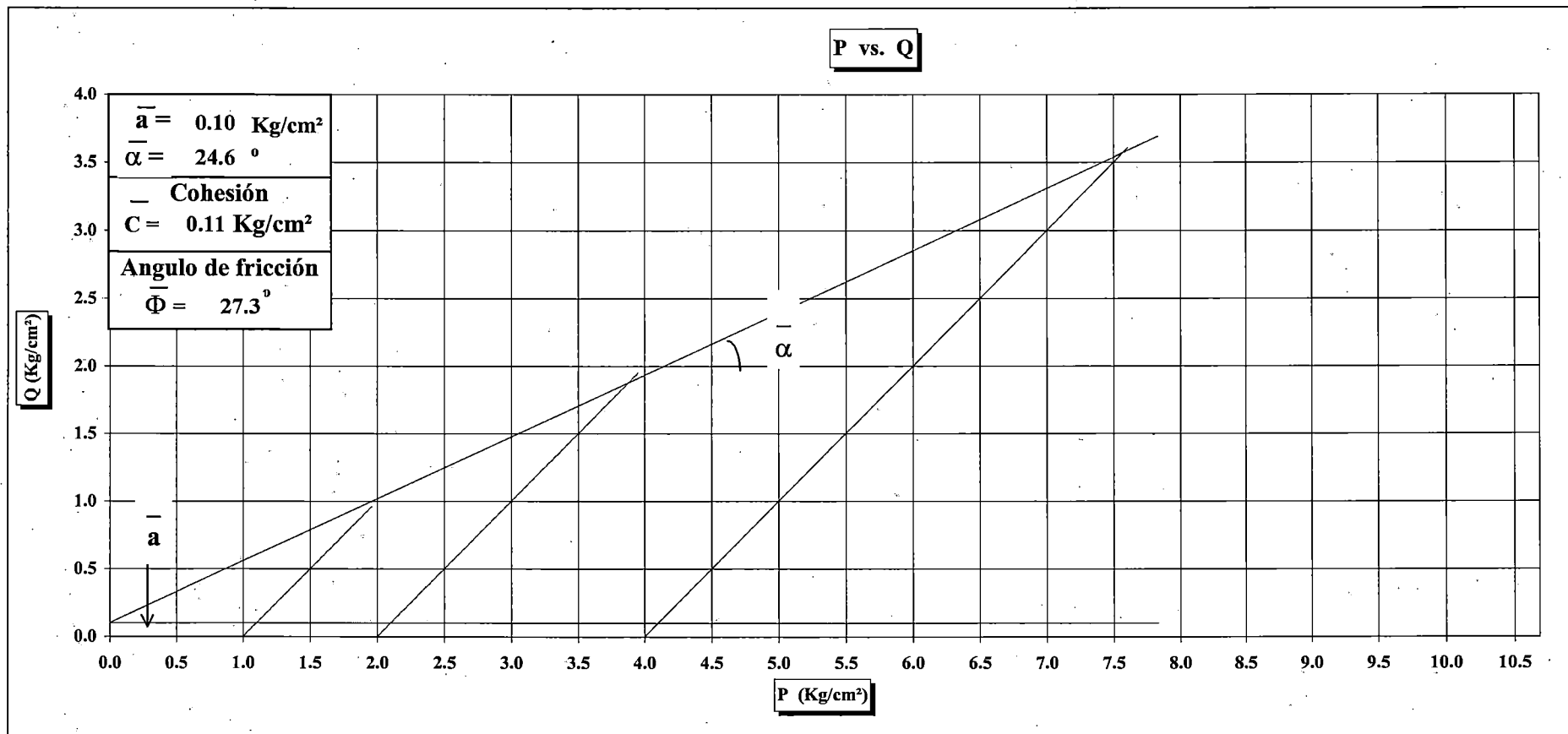




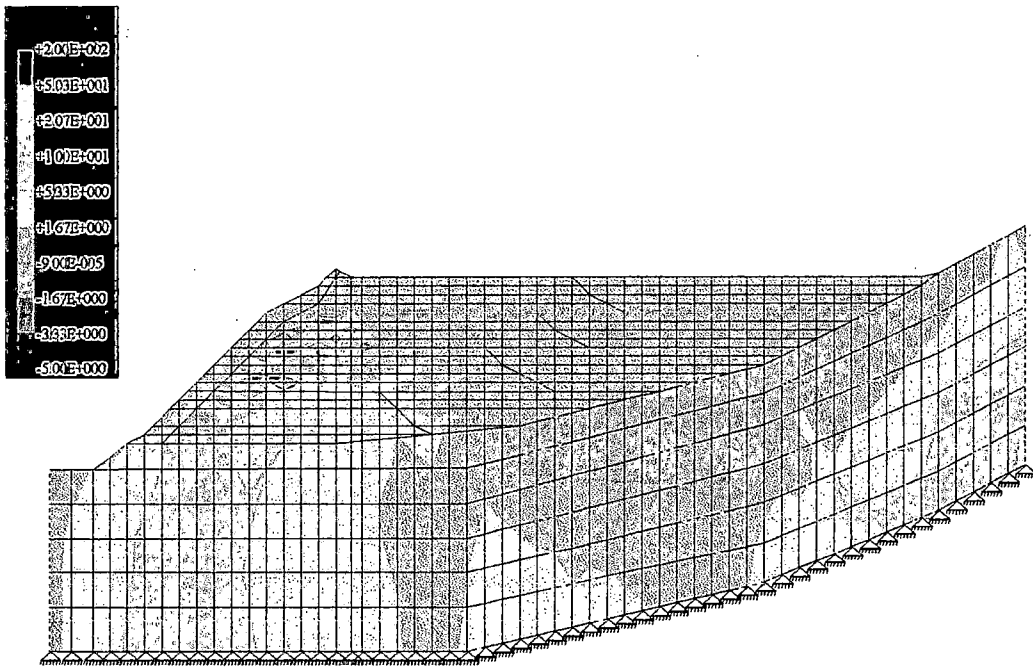
ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADO - DRENADO (CD)

INFORME N° : LG98-061
SOLICITANTE : CENTROMIN
PROYECTO : DEPOSITO DE RELAVES YAULIYACU ANTIGUO
UBICACION : CASAPALCA - HUAROCHIRI - LIMA
FECHA : MAYO, 1998

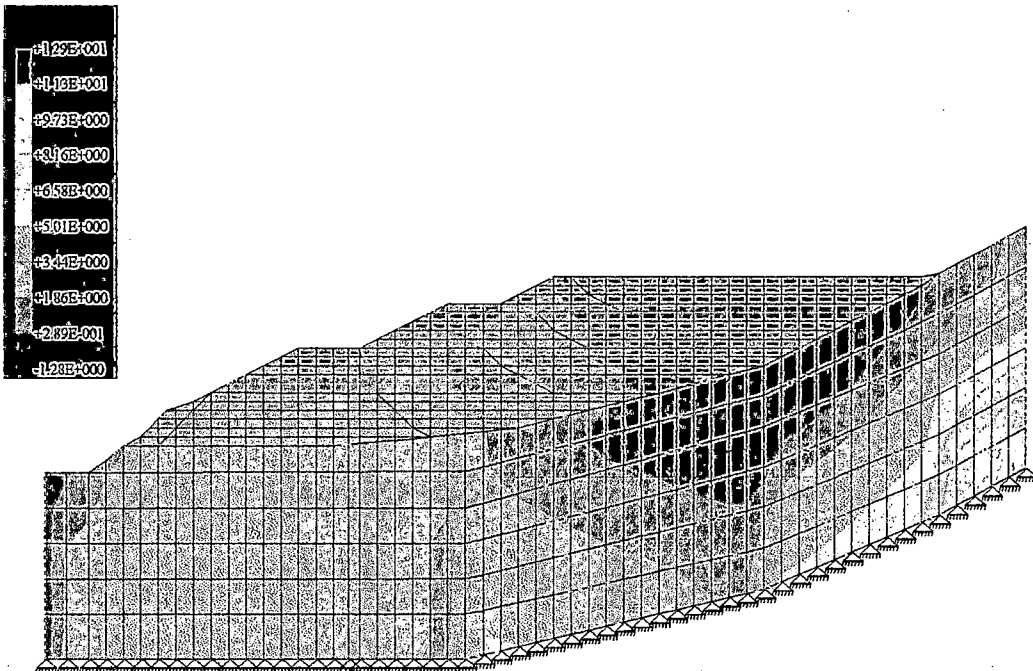
Sondaje : CC - 5
Muestra : MI - 2
Profundidad (m) : 2.00
Clasificación S.U.C.S. : CL
Estado del espécimen : INALTERADO



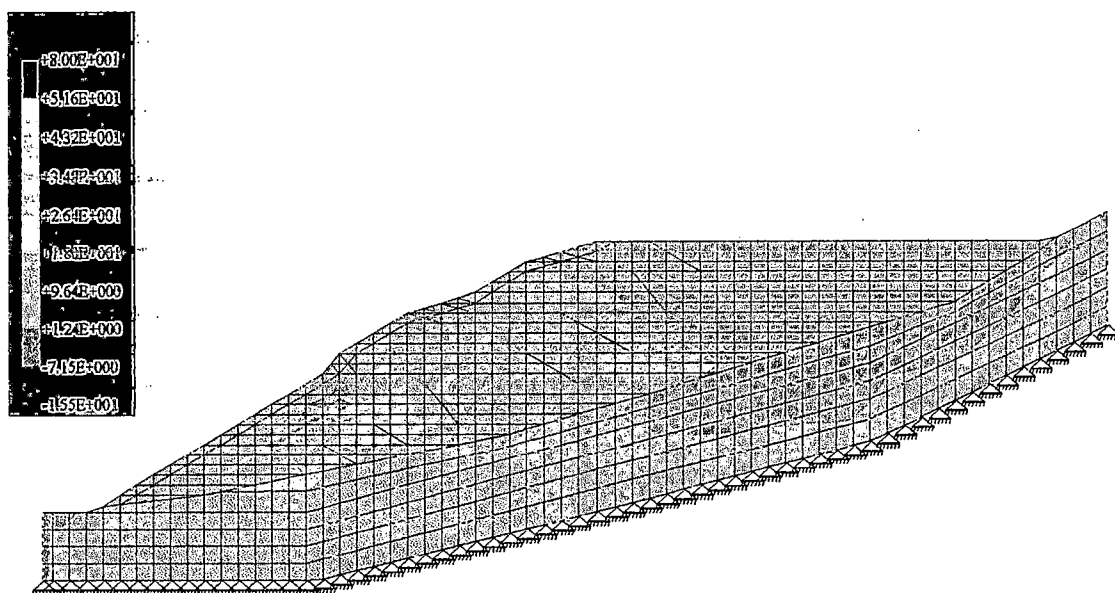
ANEXO 5
ESFUERZOS DE CORTE ESTÁTICOS
ANÁLISIS BIDIMENSIONAL



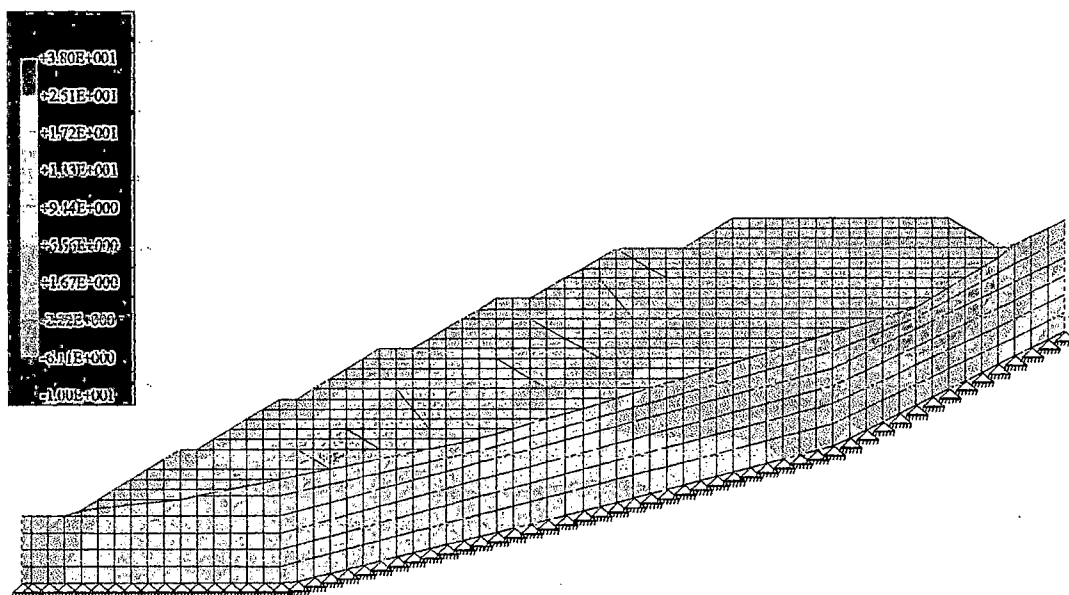
Distribución de los esfuerzos de corte estáticos.
Depósito de relave Antuquito - Condición inicial.



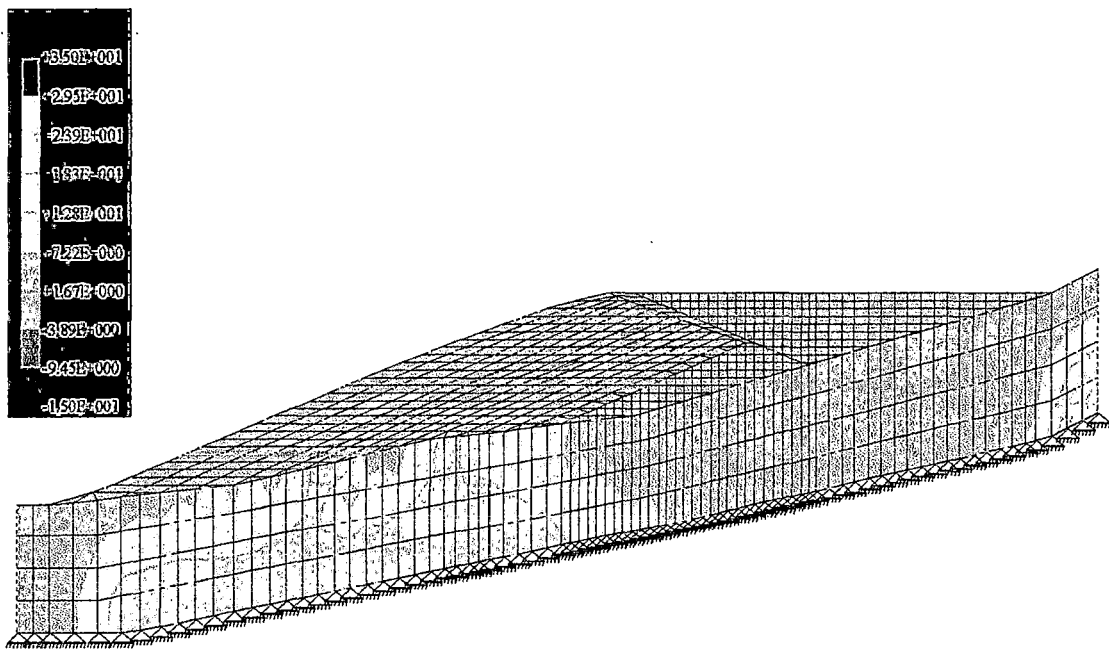
Distribución de los esfuerzos de corte estáticos.
Depósito de relave Antuquito - Condición estabilizada.



Distribución de los esfuerzos de corte estáticos.
Depósito de relave Bellavista - Condición inicial.



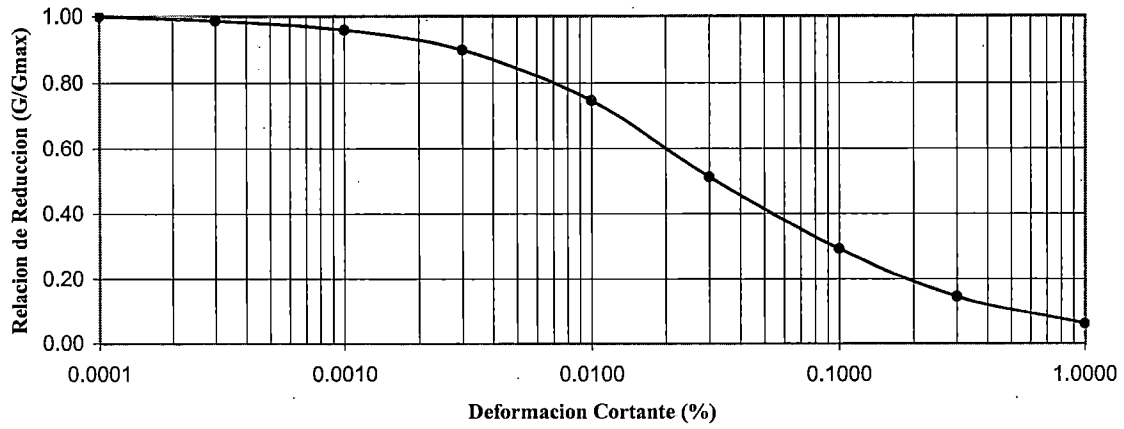
Distribución de los esfuerzos de corte estáticos.
Depósito de relave Bellavista - Condición estabilizada.



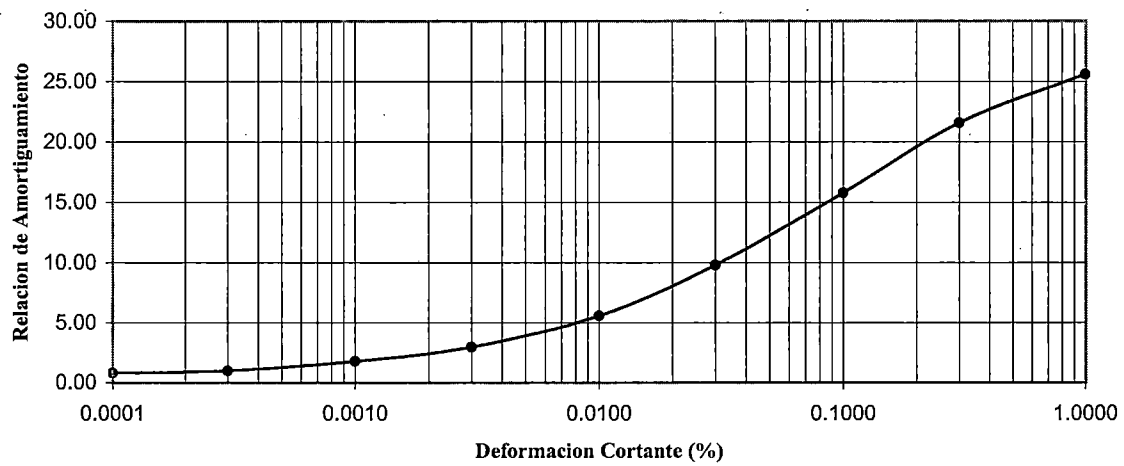
Distribución de los esfuerzos de corte estáticos.
Depósito de relave Yauliyacu Nuevo - Condición inicial.

ANEXO 6
CURVAS DE REDUCCIÓN DEL MÓDULO DE CORTE Y
DEL FACTOR DE AMORTIGUAMIENTO

Variación del Módulo Cortante vs. Deformación Cortante

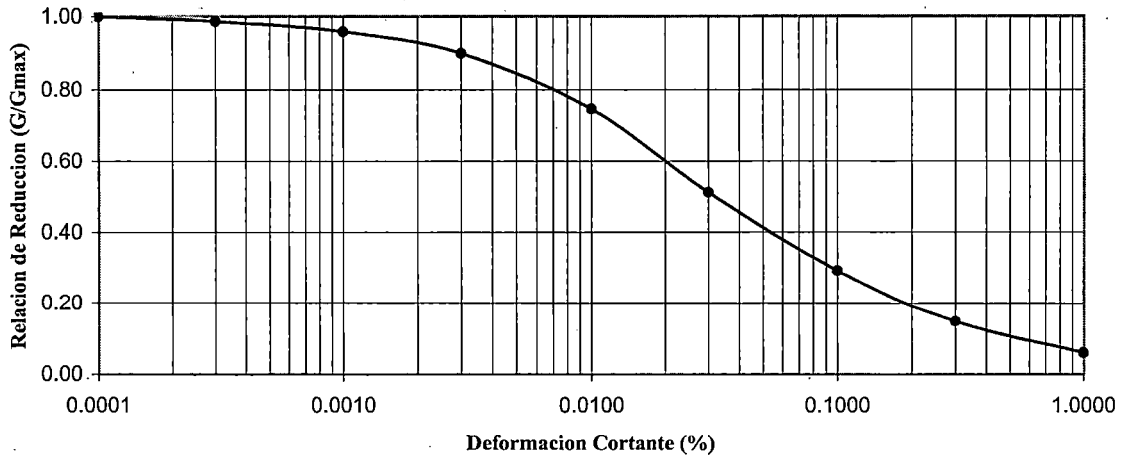


Variación del Amortiguamiento vs. Deformación Cortante

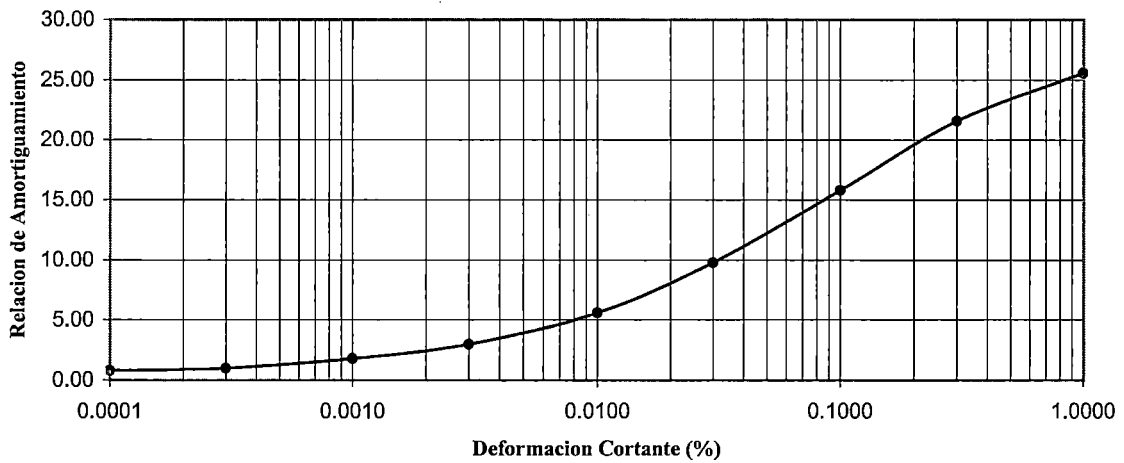


Curvas de reducción del Módulo Cortante y Amortiguamiento para el limo ($IP=0$)

Variación del Modulo Cortante vs. Deformación Cortante

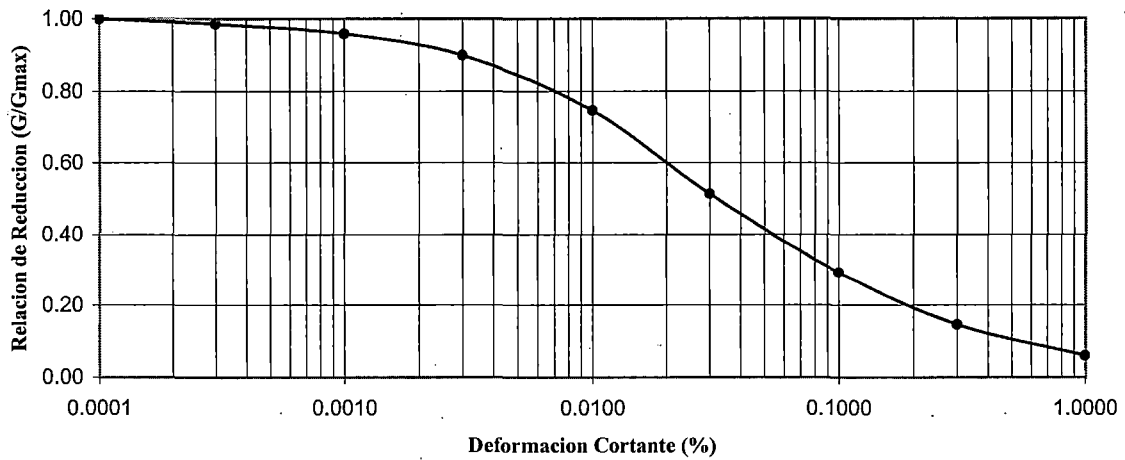


Variación del Amortiguamiento vs. Deformación Cortante

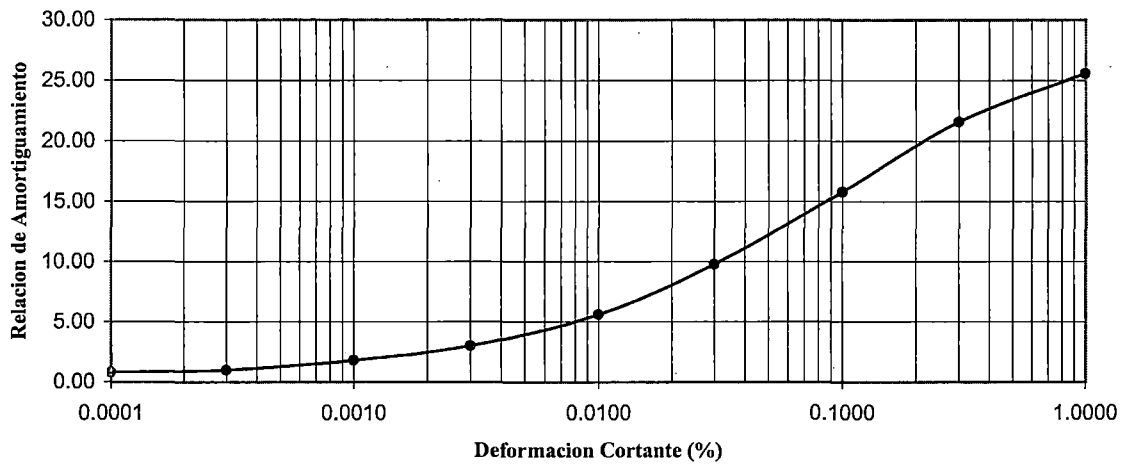


Curvas de reducción del Modulo Cortante y Amortiguamiento para la arena

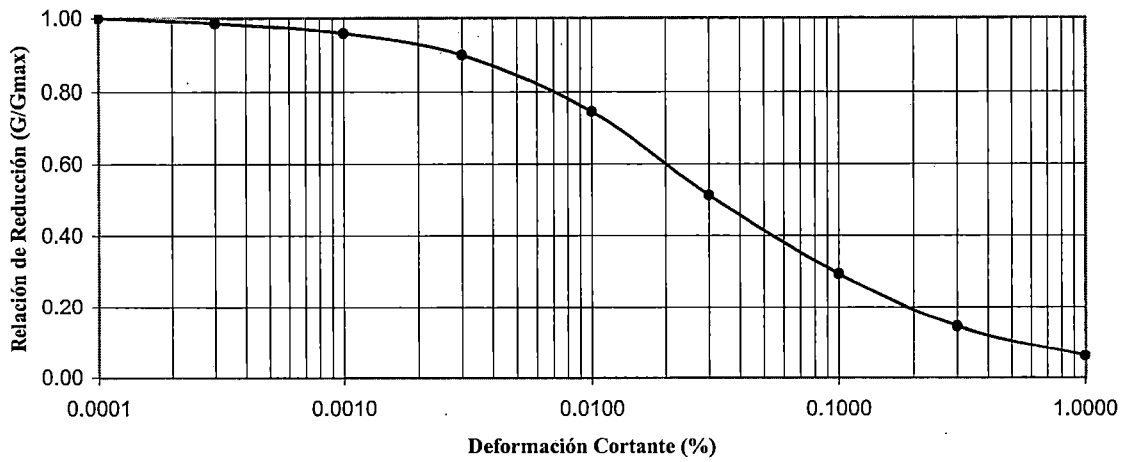
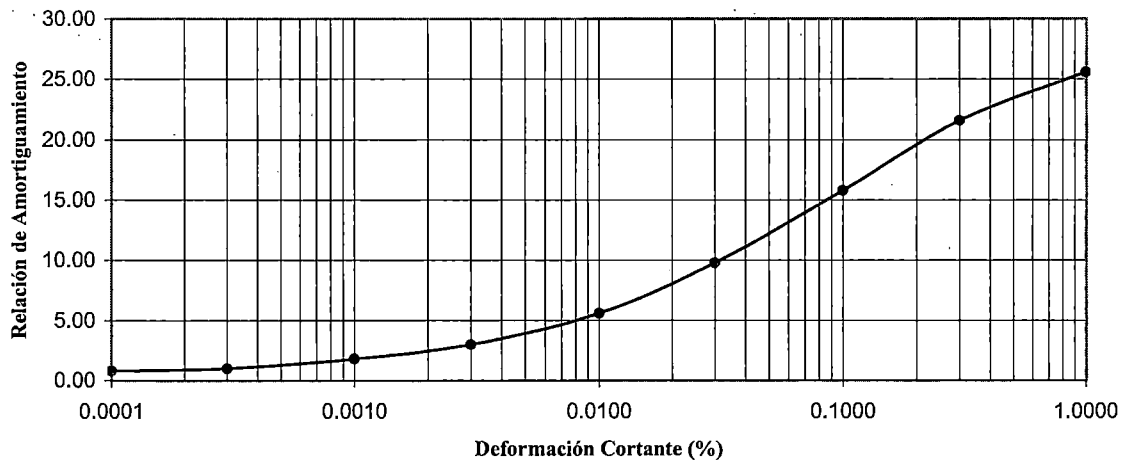
Variación del Modulo Cortante vs. Deformación Cortante



Variación del Amortiguamiento vs. Deformación Cortante

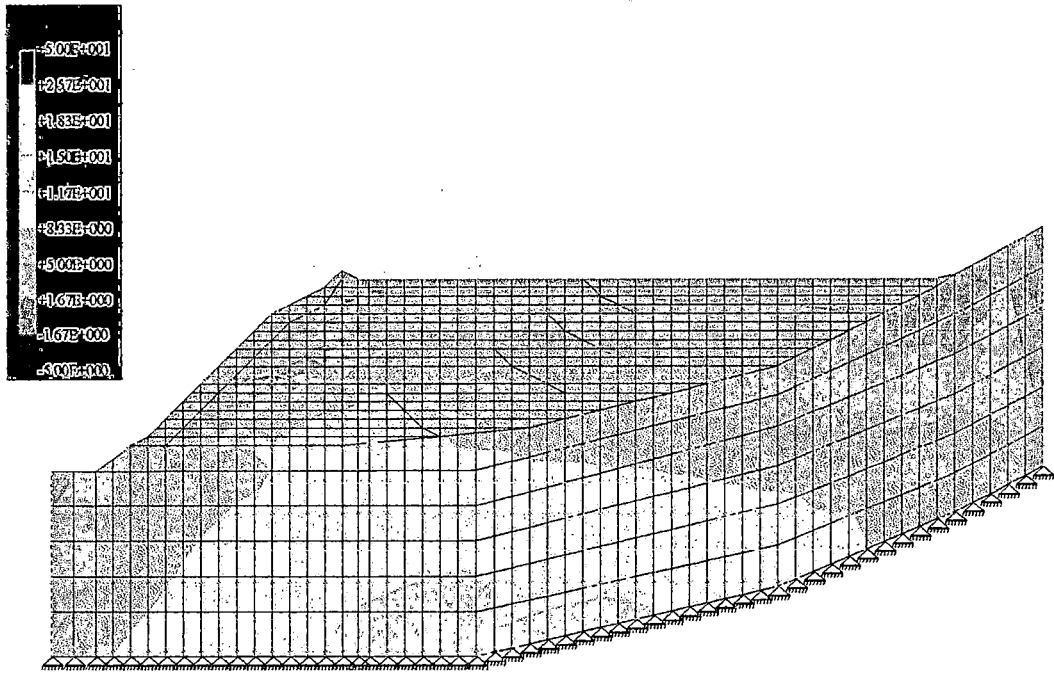


Curvas de reducción del Modulo Cortante y Amortiguamiento para la grava

Variación del Modulo Cortante vs. Deformación Cortante**Variación del Amortiguamiento vs. Deformación Cortante**

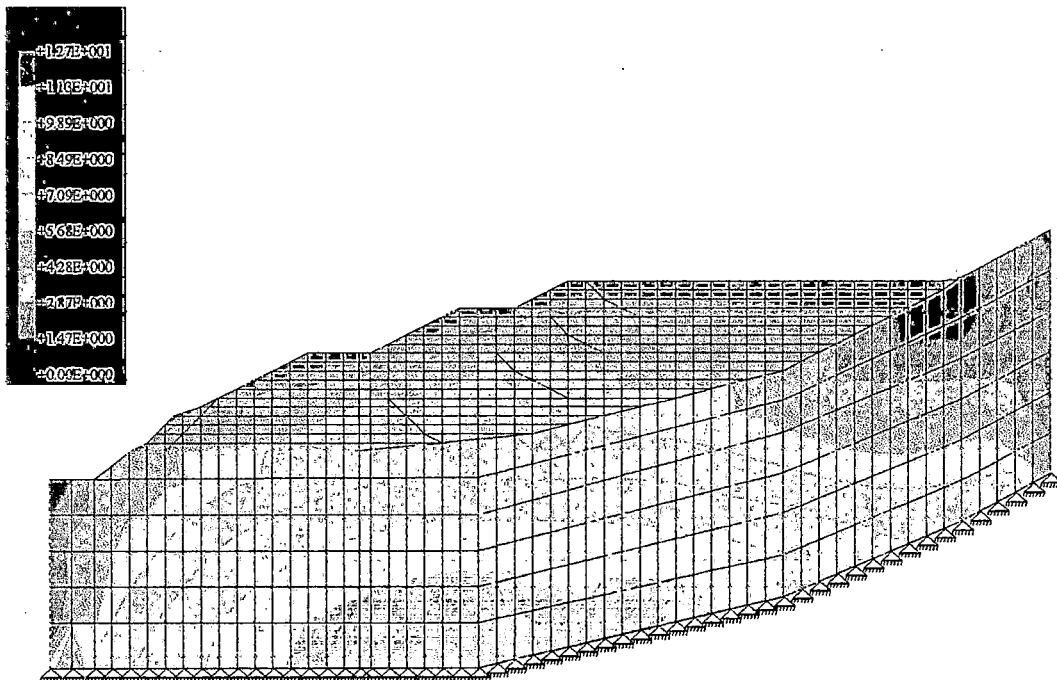
Curvas de reducción del Modulo Cortante y Amortiguamiento para la roca

ANEXO 7
ESFUERZOS DE CORTE DINÁMICOS MÁXIMOS
ANÁLISIS BIDIMENSIONAL



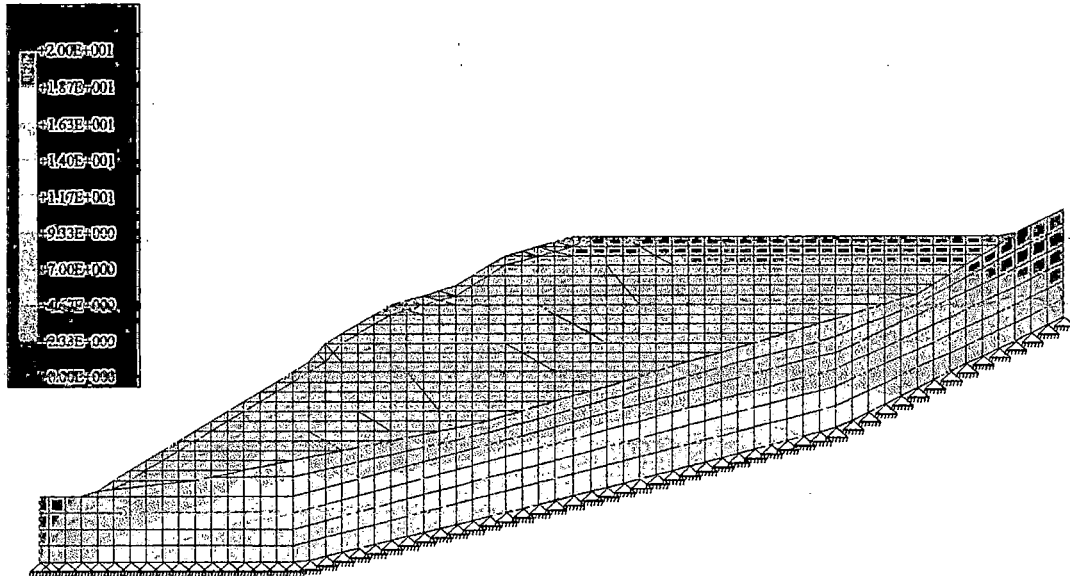
Distribución de los esfuerzos de corte dinámicos máximos.

Depósito de relave Antuquito - Condición inicial.



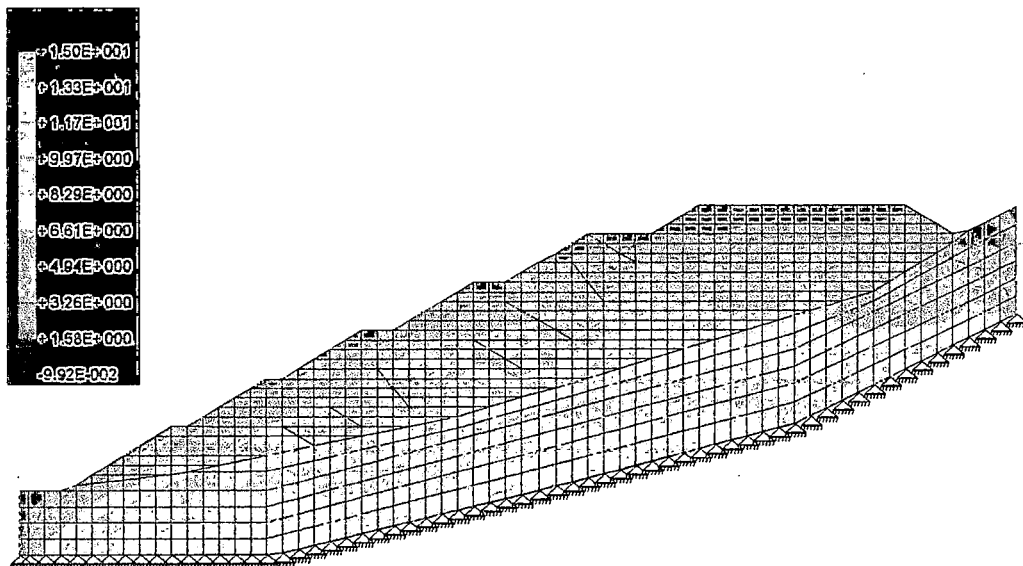
Distribución de los esfuerzos de corte dinámicos máximos.

Depósito de relave Antuquito - Condición estabilizada.



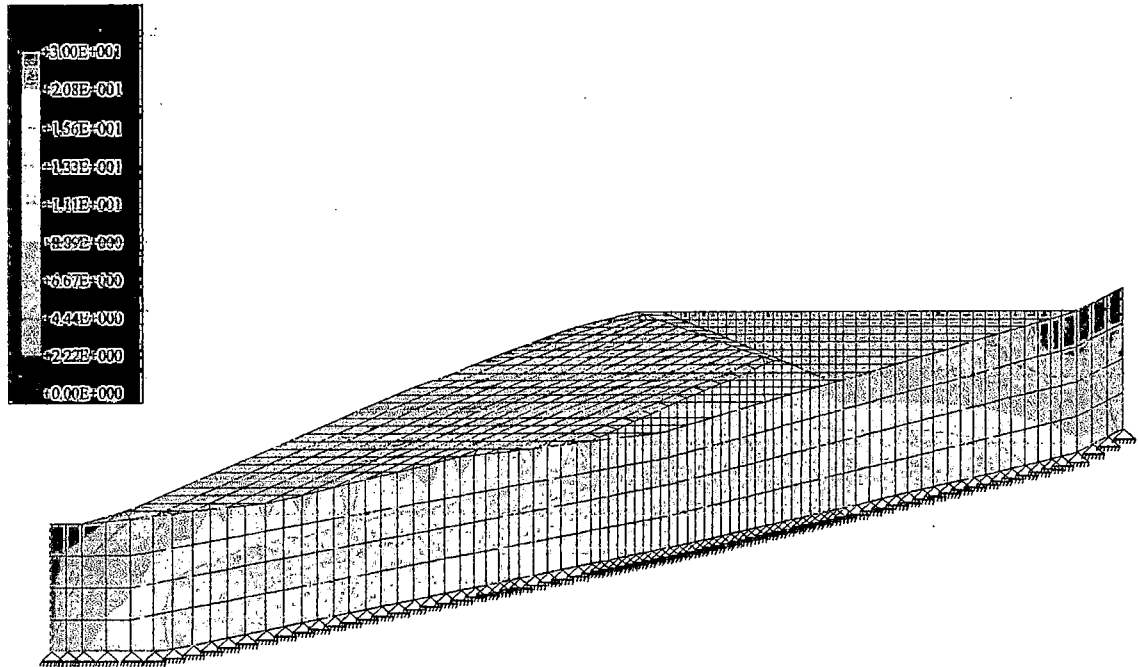
Distribución de los esfuerzos de corte dinámicos máximos.

Depósito de relave Bellavista - Condición inicial.



Distribución de los esfuerzos de corte dinámicos máximos.

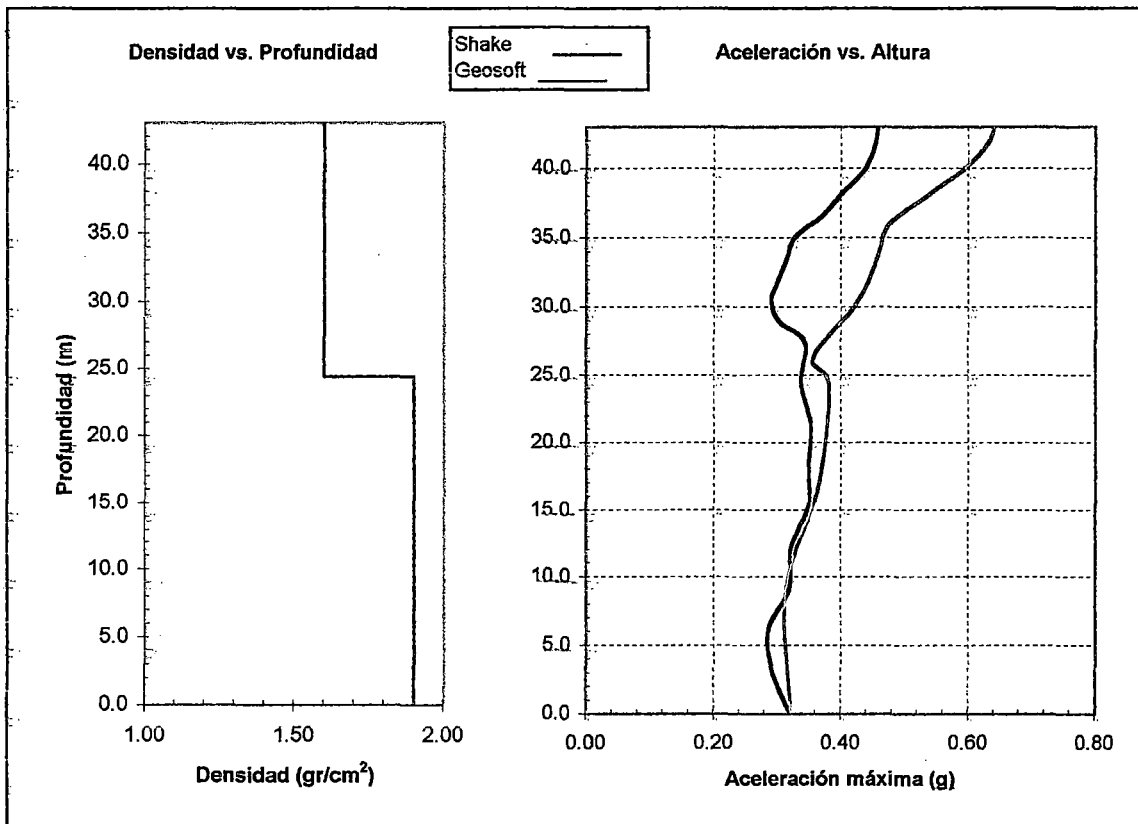
Depósito de relave Bellavista - Condición estabilizada.



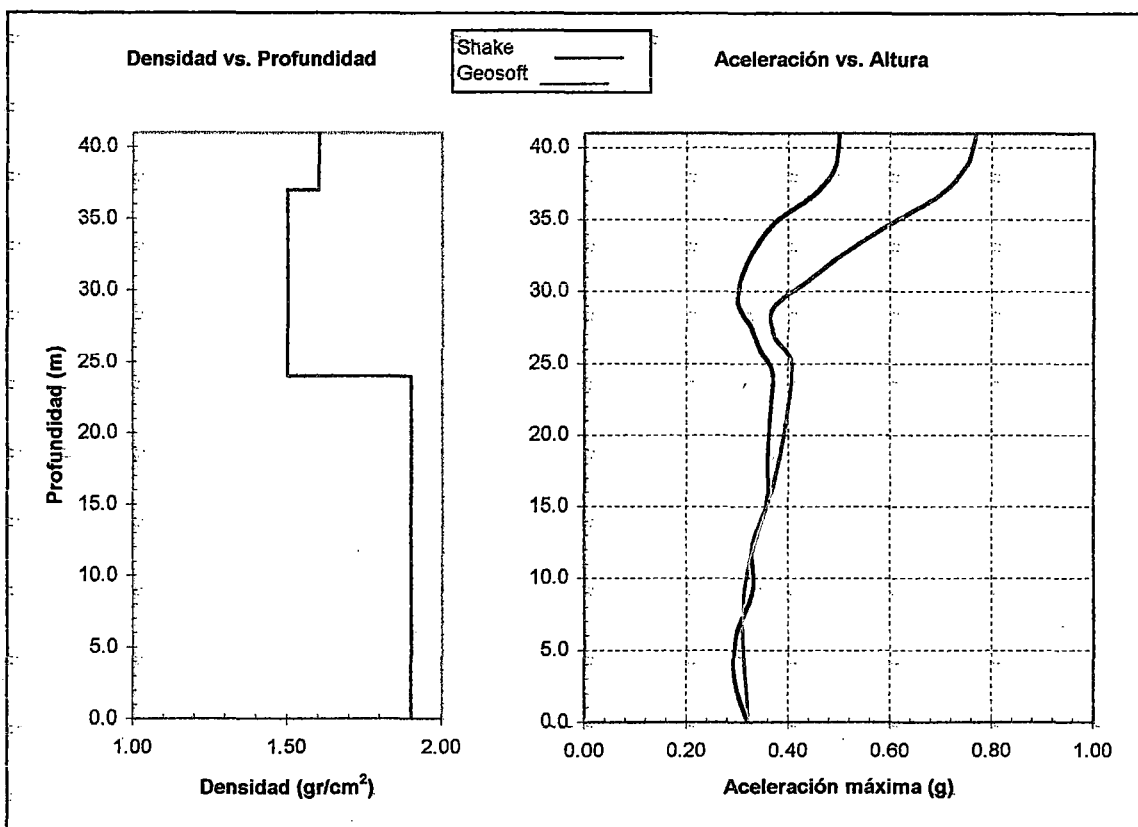
Distribución de los esfuerzos de corte dinámicos máximos.

Depósito de relave Yauliyacu Nuevo - Condición inicial.

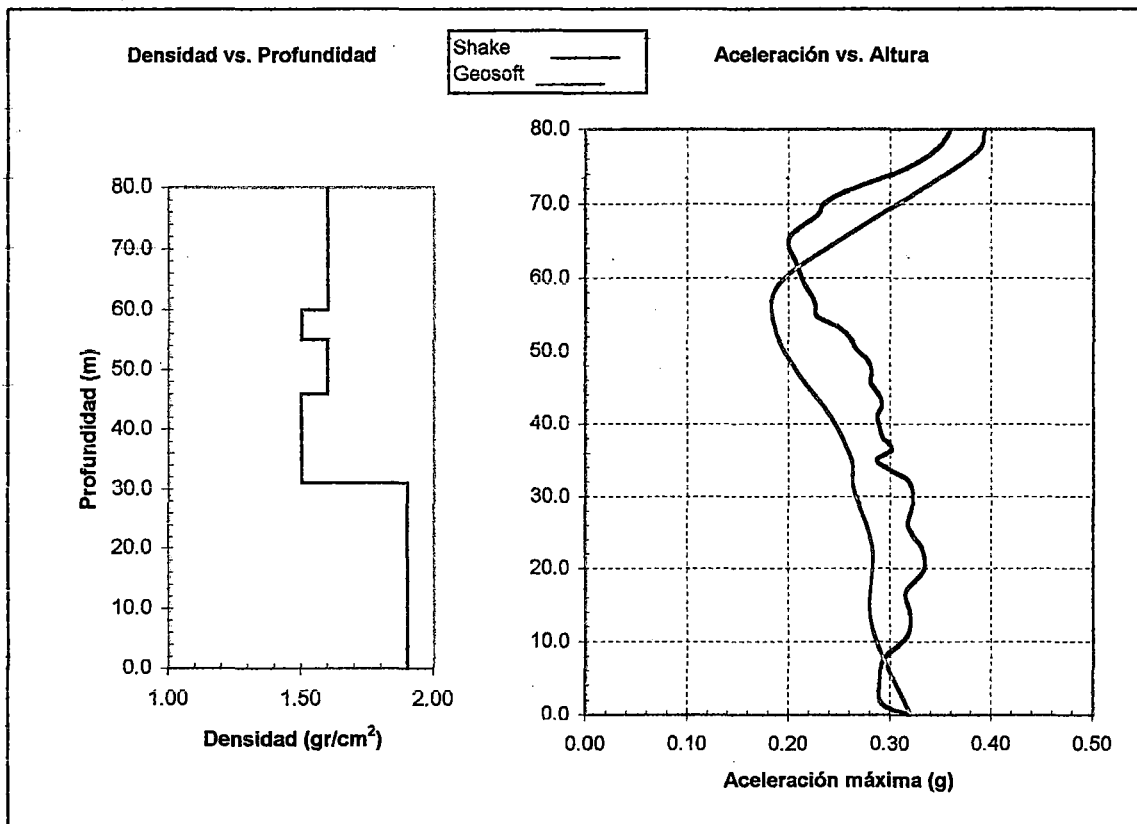
ANEXO 8
VARIACIÓN DE LA ACELERACIÓN MÁXIMA CON LA
PROFUNDIDAD
ANÁLISIS UNIDIMENSIONAL - BIDIMENSIONAL



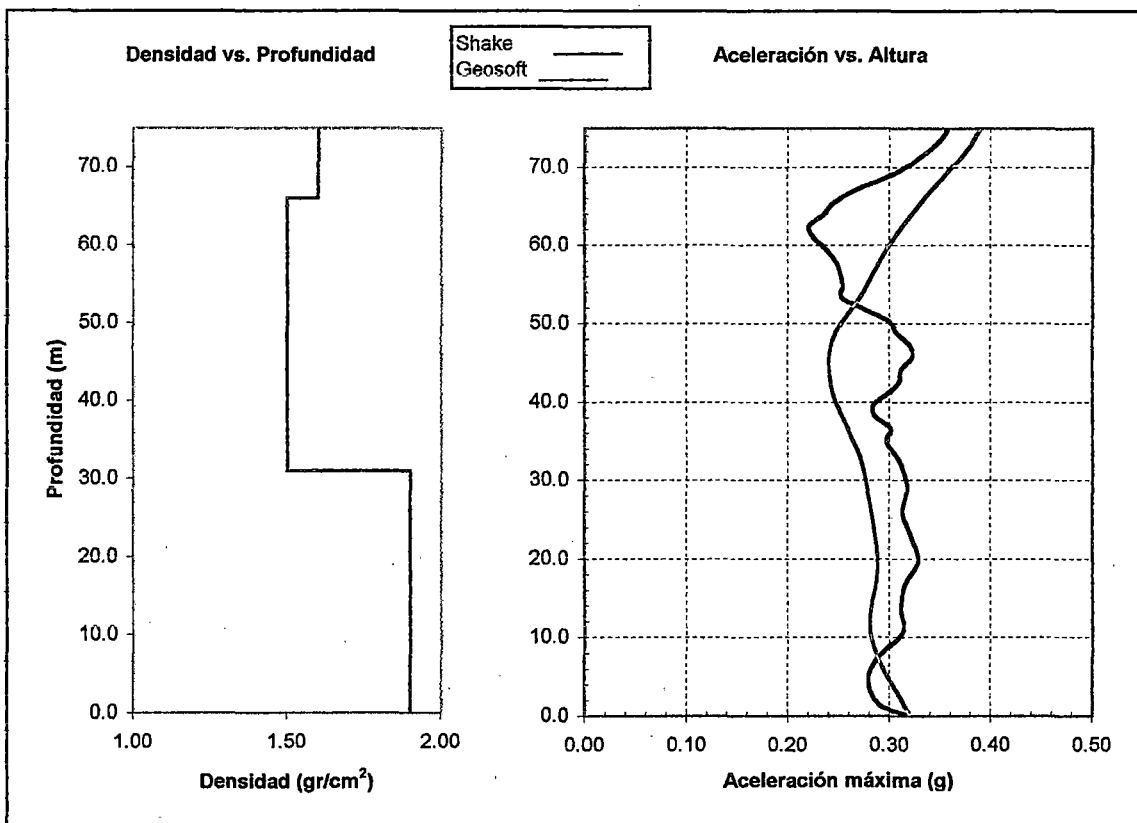
Comparación de la aceleración máxima horizontal usando los programas Shake y Geosoft.
Depósito de relave Antuquito - Condición inicial.



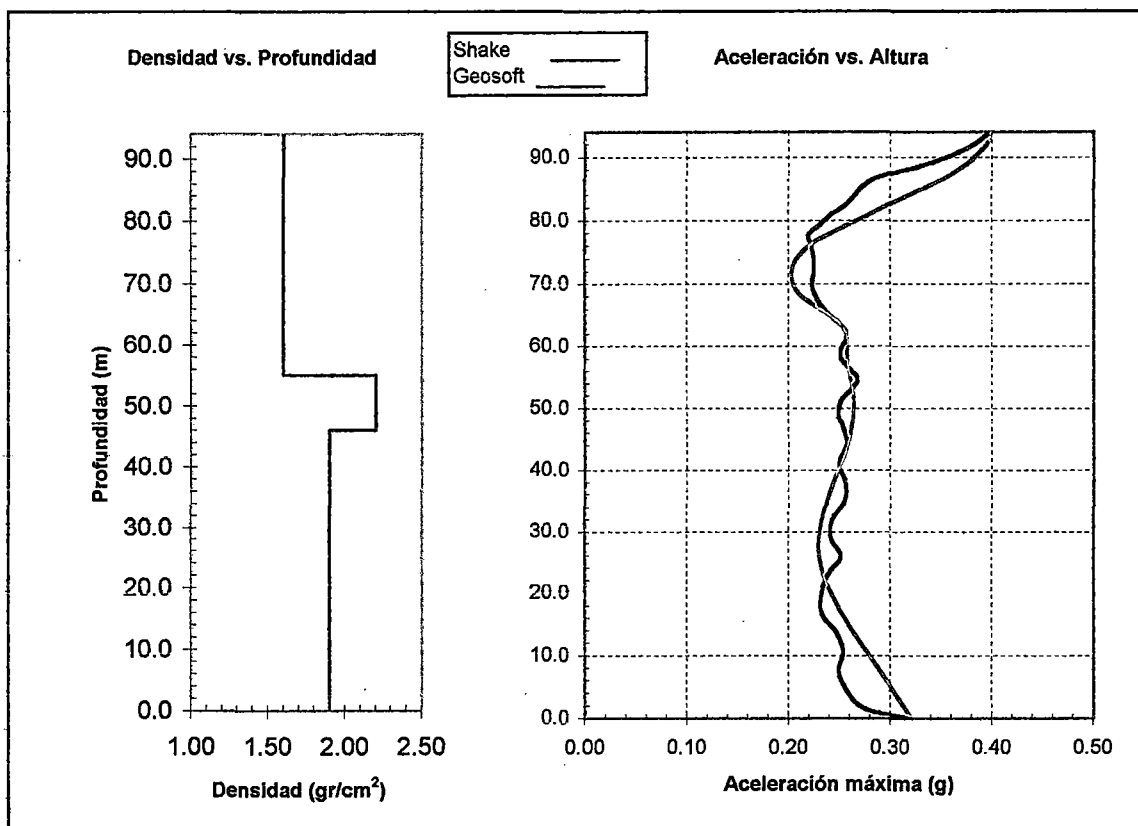
Comparación de la aceleración máxima horizontal usando los programas Shake y Geosoft.
Depósito de relave Antuquito - Condición estabilizada.



Comparación de la aceleración máxima horizontal usando los programas Shake y Geosoft.
Depósito de relave Bellavista - Condición inicial.



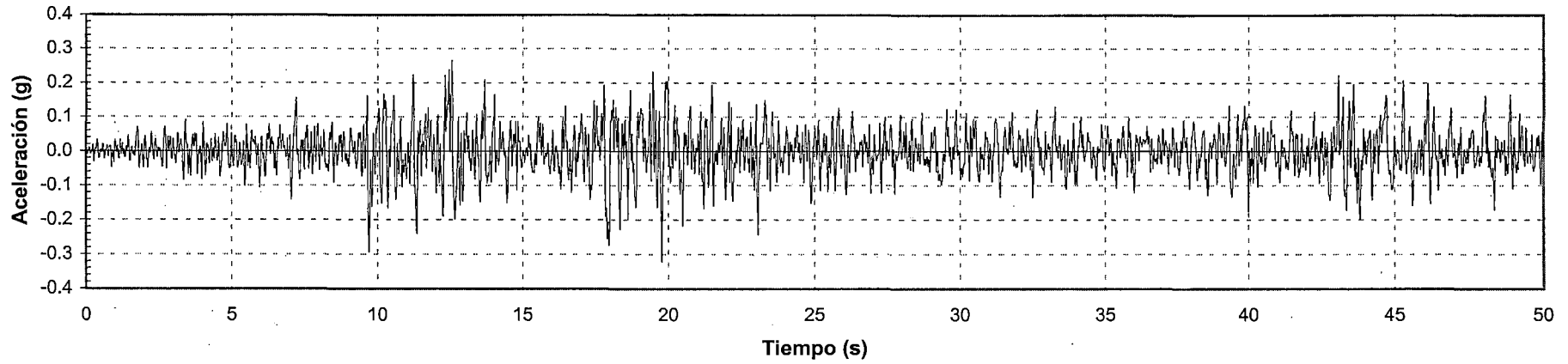
Comparación de la aceleración máxima horizontal usando los programas Shake y Geosoft.
Depósito de relave Bellavista - Condición estabilizada.



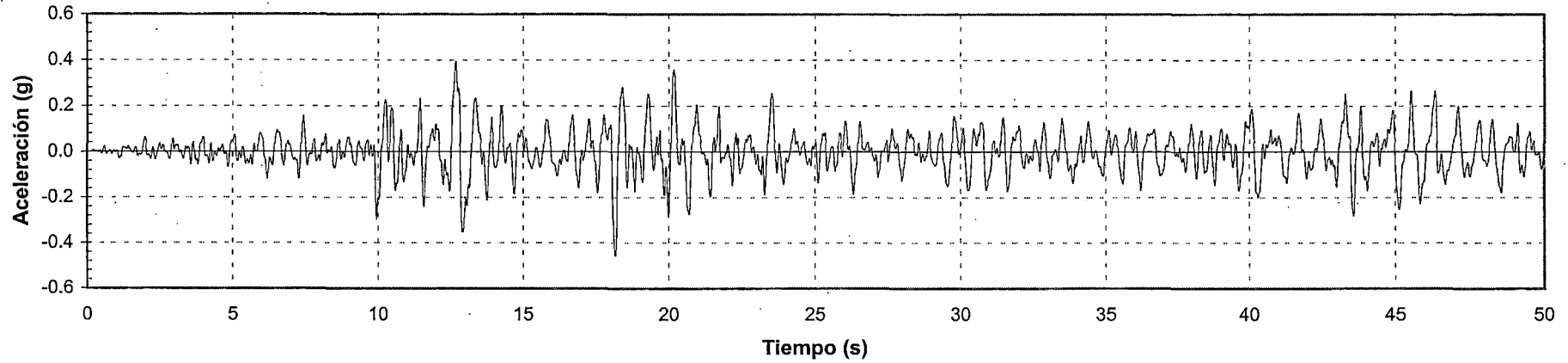
Comparación de la aceleración máxima horizontal usando los programas Shake y Geosoft.
Depósito de relave Yauliyacu Nuevo - Condición inicial.

ANEXO 9
VARIACIÓN DEL REGISTRO TIEMPO-HISTORIA
DE ACELERACIONES
ANÁLISIS UNIDIMENSIONAL

Registro de aceleraciones en la roca

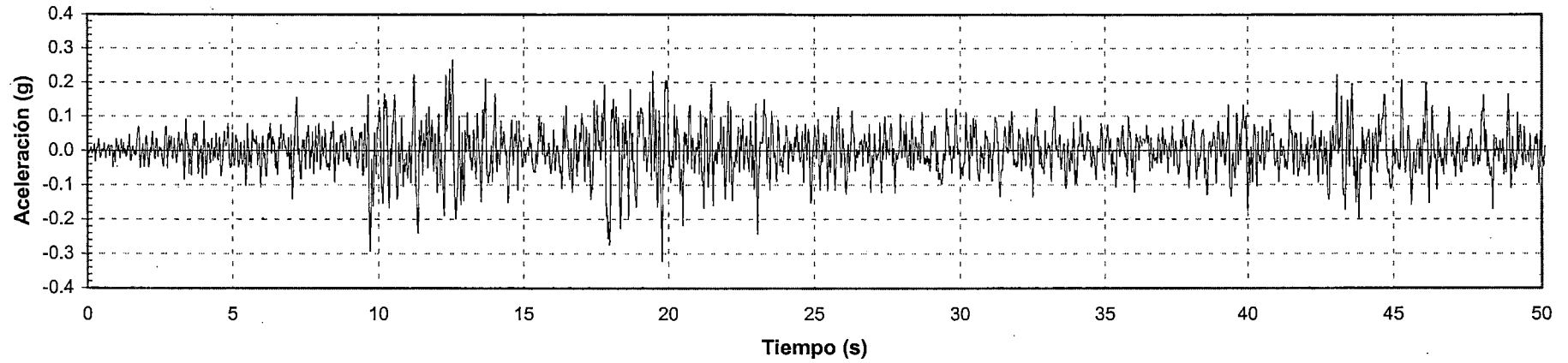


Amplificación del registro de aceleraciones en la superficie del depósito

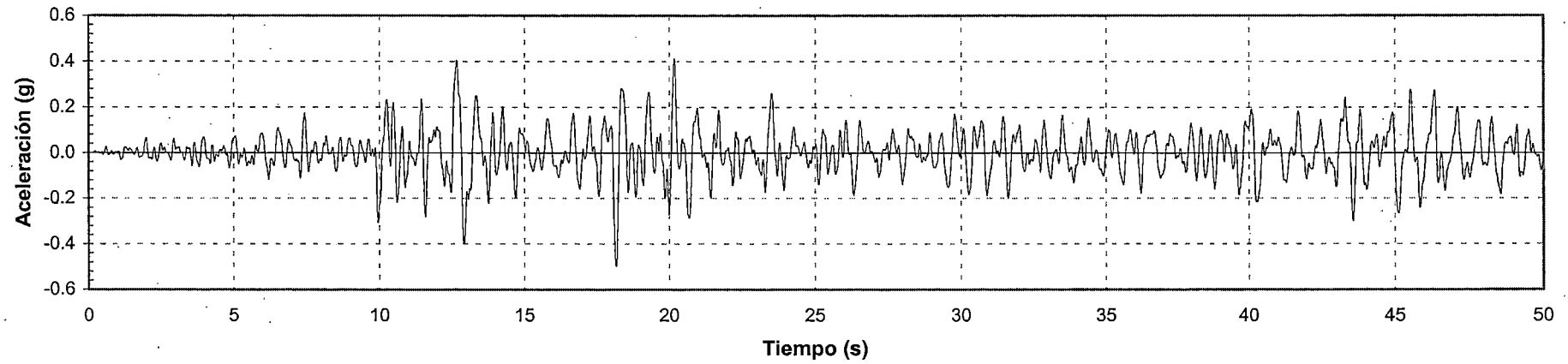


Amplificación del registro de aceleraciones en la superficie del depósito Antuquito
Condición inicial - Programa Shake

Registro de aceleraciones en la roca

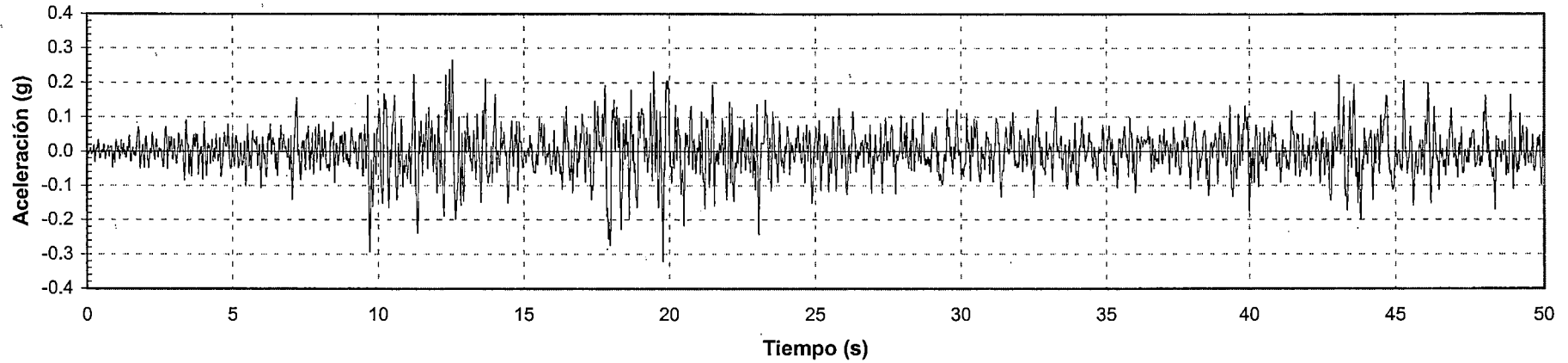


Amplificación del registro de aceleraciones en la superficie del depósito

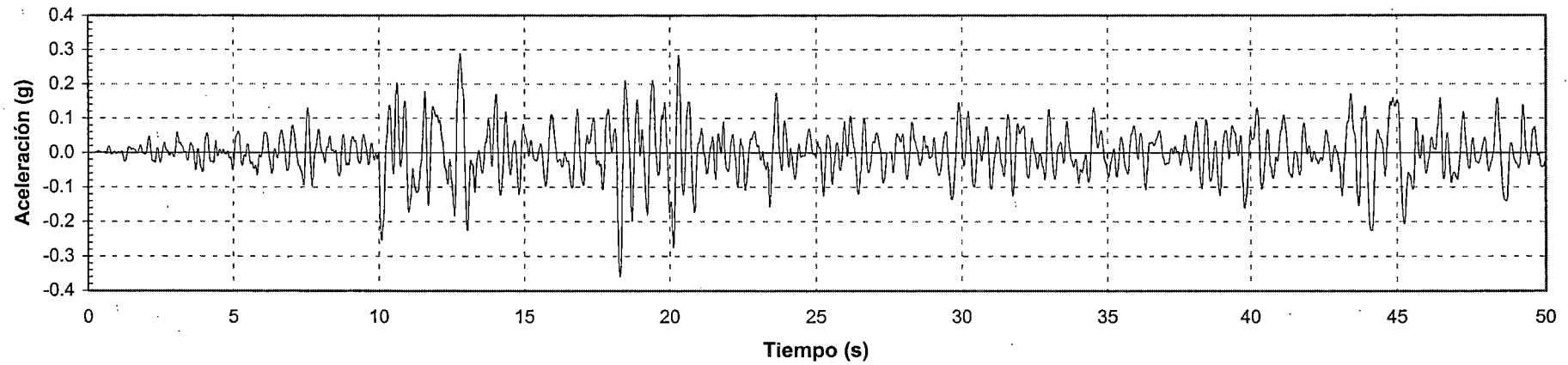


Amplificación del registro de aceleraciones en la superficie del depósito Antuquito
Condición estabilizada - Programa Shake

Registro de aceleraciones en la roca

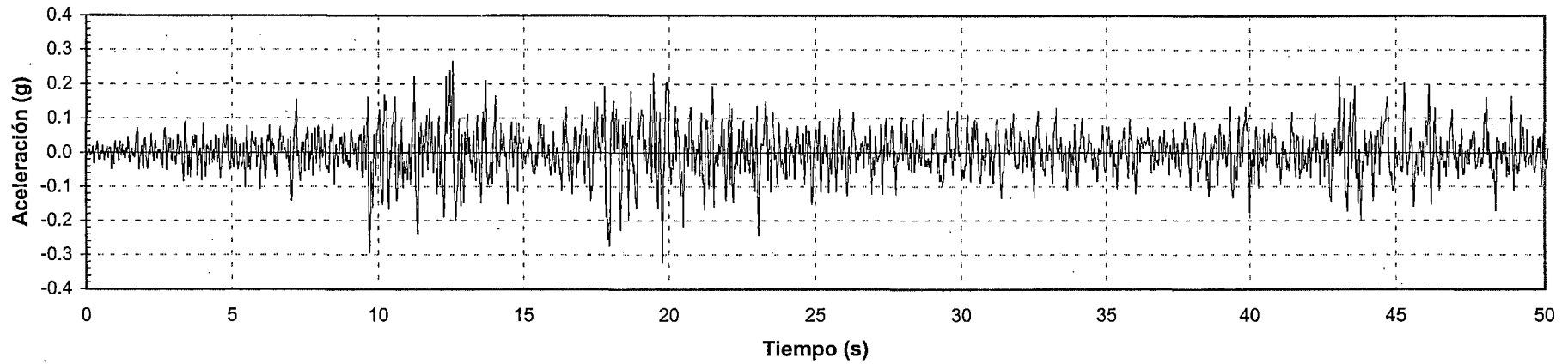


Amplificación del registro de aceleraciones en la superficie del depósito

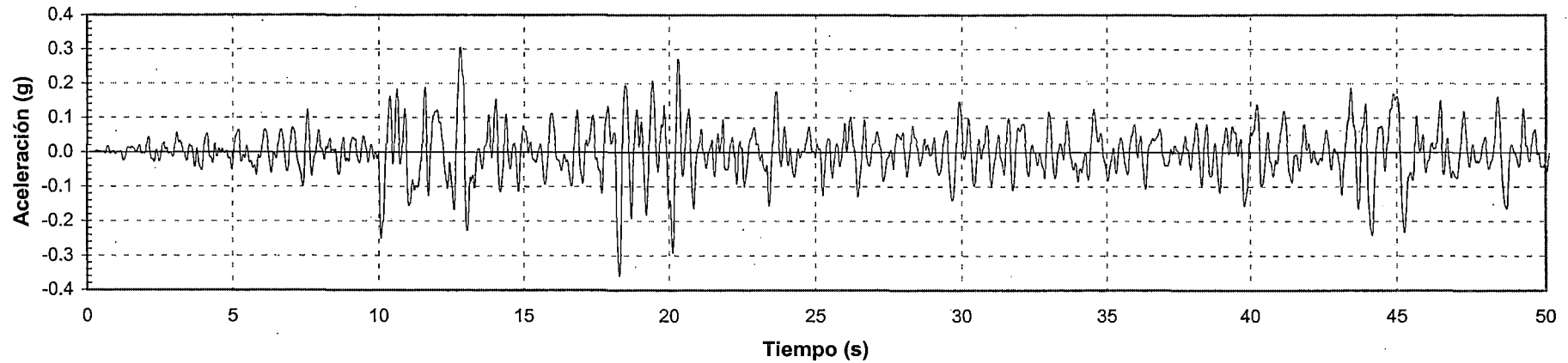


Amplificación del registro de aceleraciones en la superficie del depósito Bellavista
Condición inicial - Programa Shake

Registro de aceleraciones en la roca

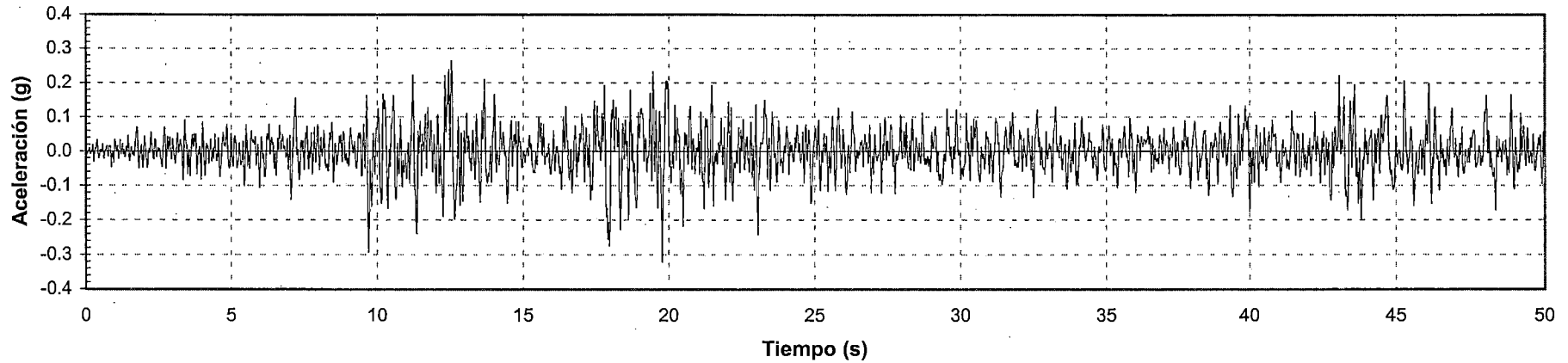


Amplificación del registro de aceleraciones en la superficie del depósito

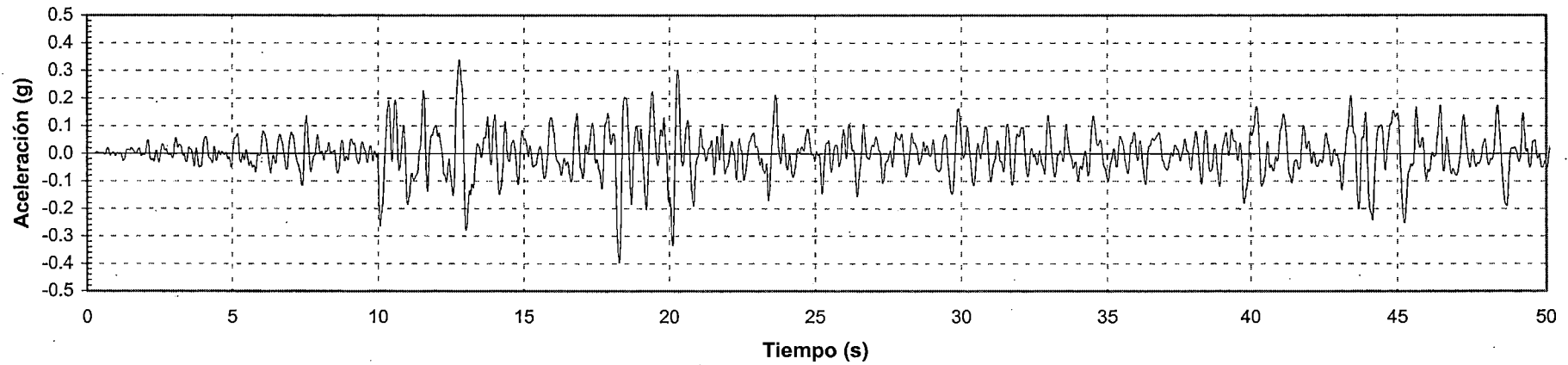


Amplificación del registro de aceleraciones en la superficie del depósito Bellavista
Condición estabilizada - Programa Shake

Registro de aceleraciones en la roca



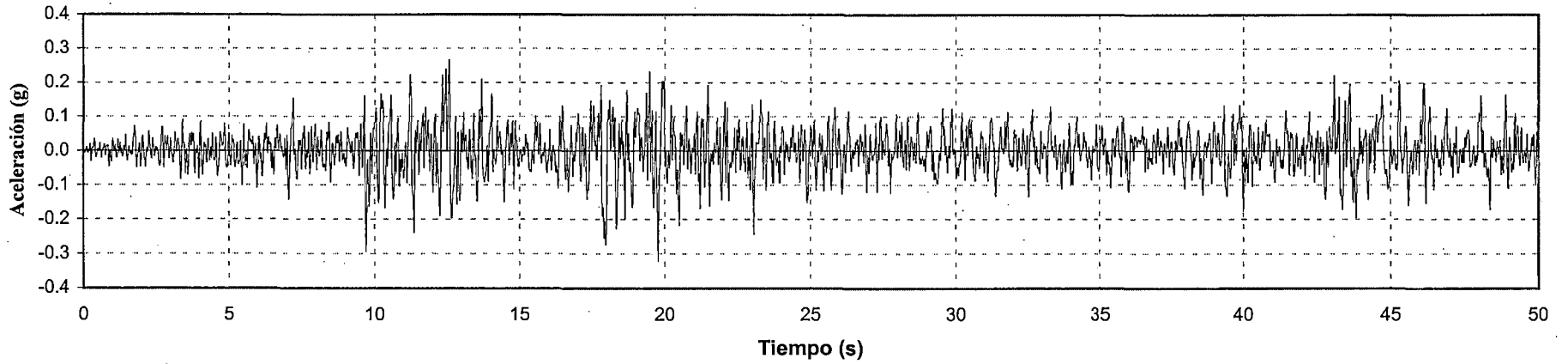
Amplificación del registro de aceleraciones en la superficie del depósito



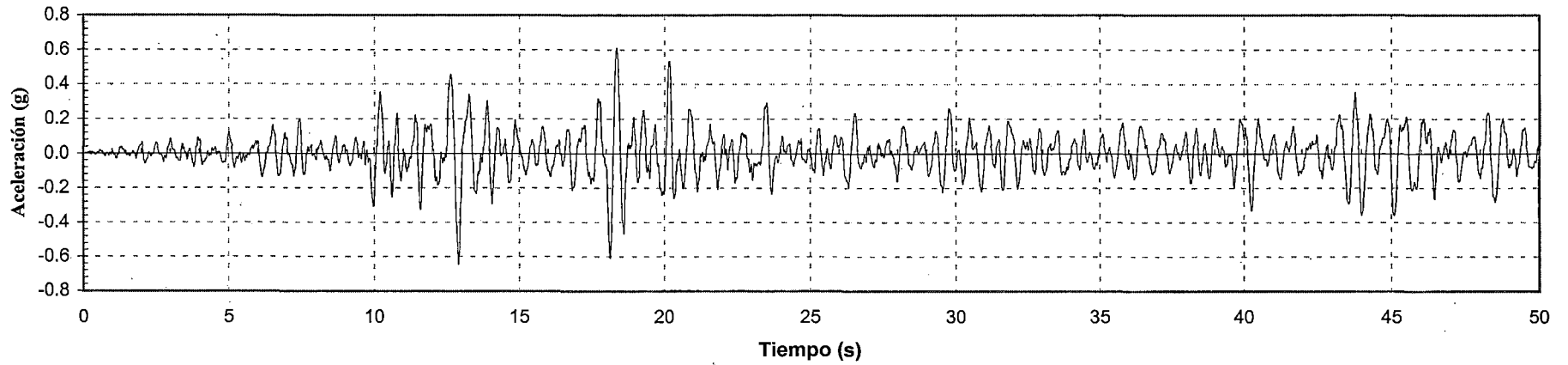
Amplificación del registro de aceleraciones en la superficie del depósito Yauliyacu Nuevo
Condición inicial - Programa Shake

ANEXO 10
VARIACIÓN DEL REGISTRO TIEMPO-HISTORIA
DE ACELERACIONES
ANÁLISIS BIDIMENSIONAL

Registro de aceleraciones en la roca

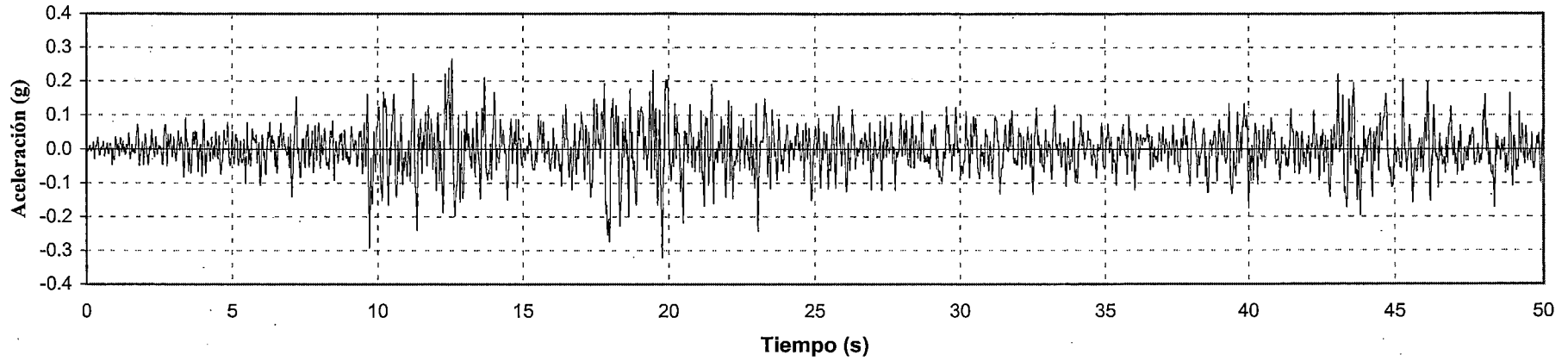


Amplificación del registro de aceleraciones en la superficie del depósito

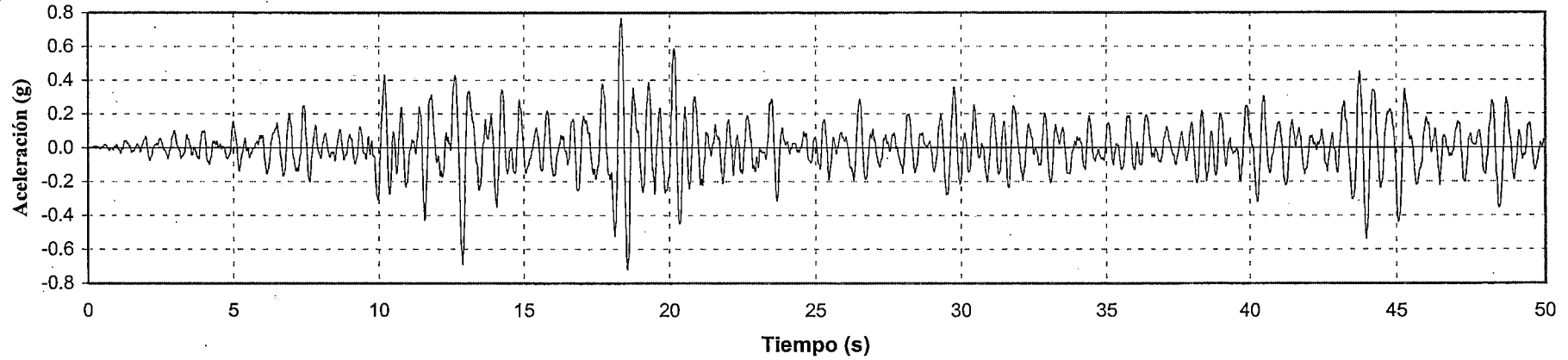


Amplificación del registro de aceleraciones en la superficie del depósito Antuquito
Condición inicial - Programa Geosoft

Registro de aceleraciones en la roca

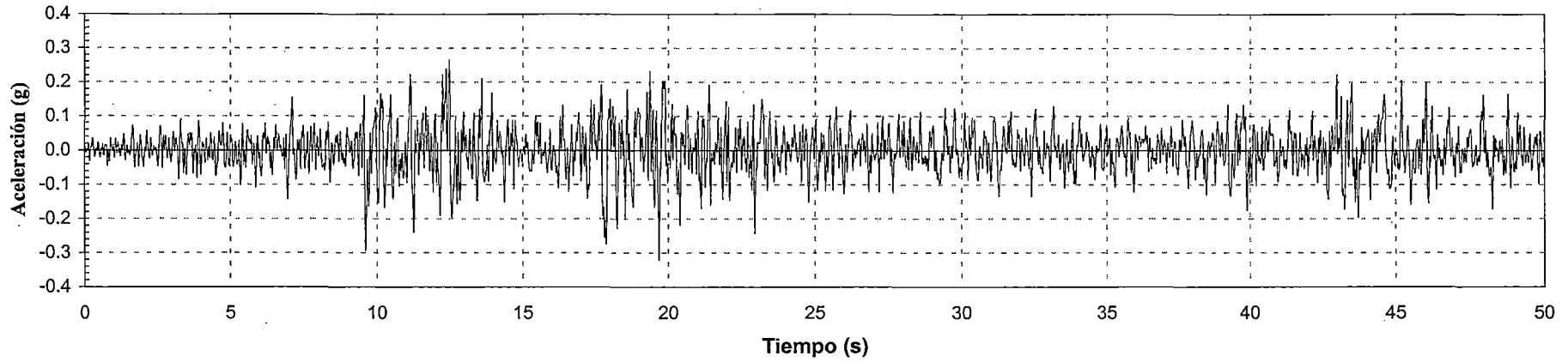


Amplificación del registro de aceleraciones en la superficie del depósito

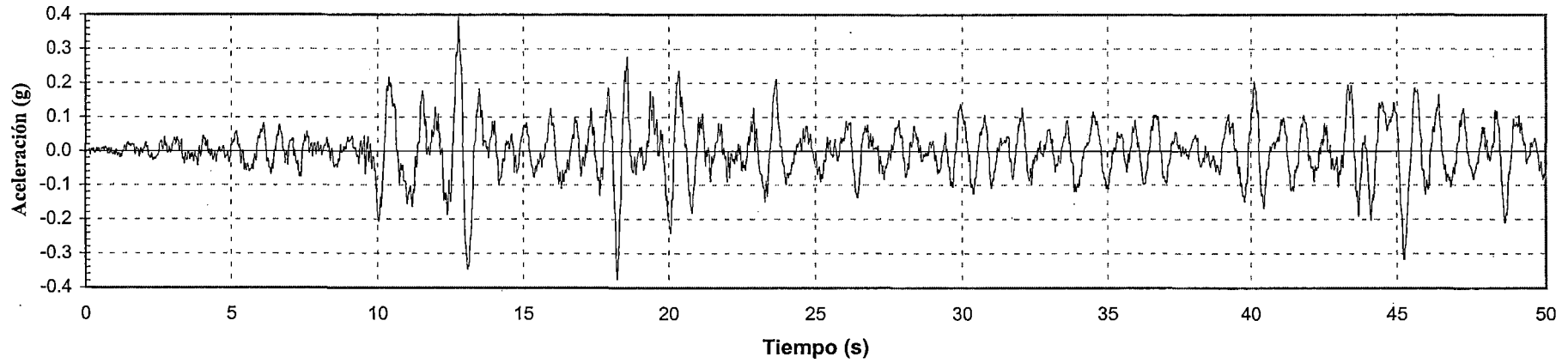


Amplificación del registro de aceleraciones en la superficie del depósito Antuquito
Condición estabilizada - Programa Geosoft

Registro de aceleraciones en la roca

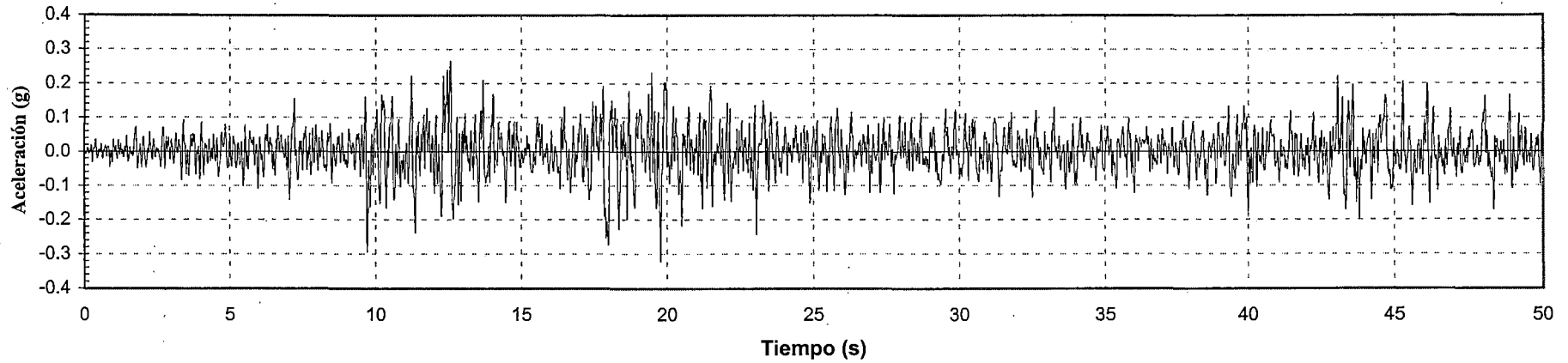


Amplificación del registro de aceleraciones en la superficie del depósito

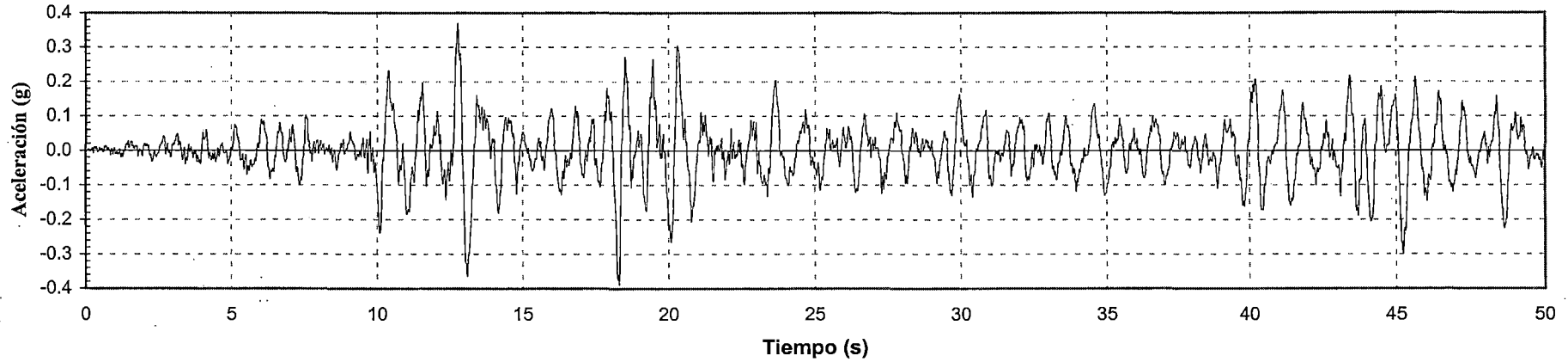


Amplificación del registro de aceleraciones en la superficie del depósito Bellavista
Condición inicial - Programa Geosoft

Registro de aceleraciones en la Roca

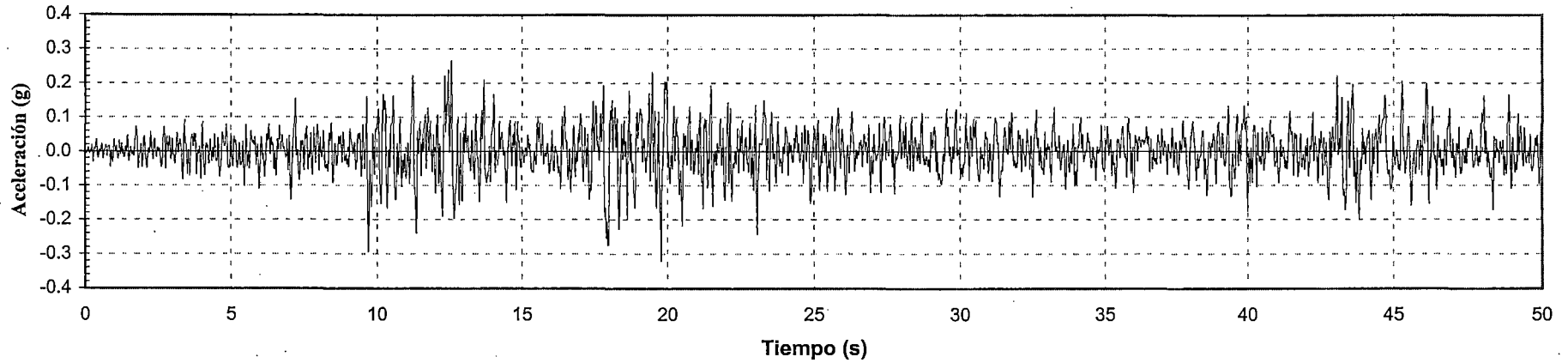


Amplificación del registro de aceleraciones en la superficie del depósito

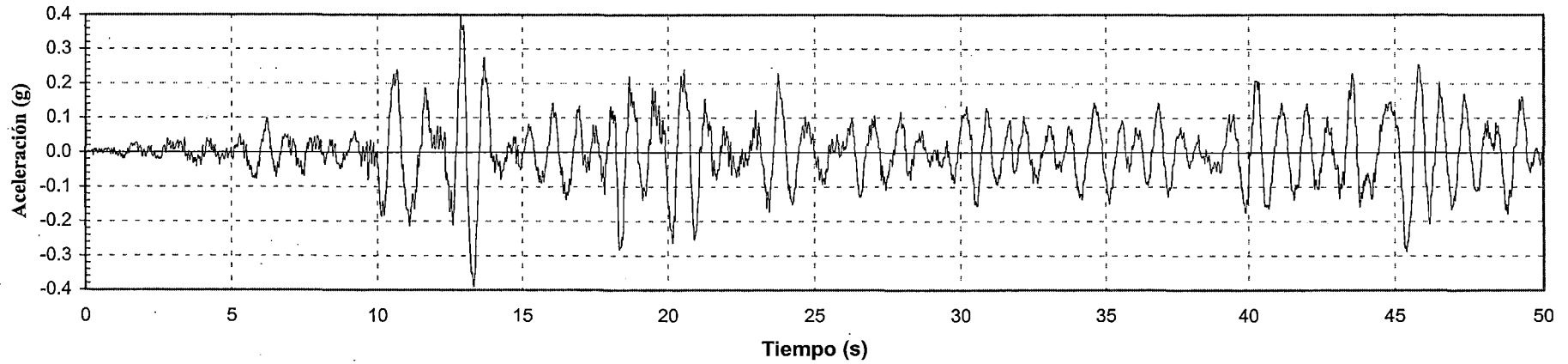


Amplificación del registro de aceleraciones en la superficie del depósito Bellavista
Condición estabilizada - Programa Geosoft

Registro de aceleraciones en la Roca



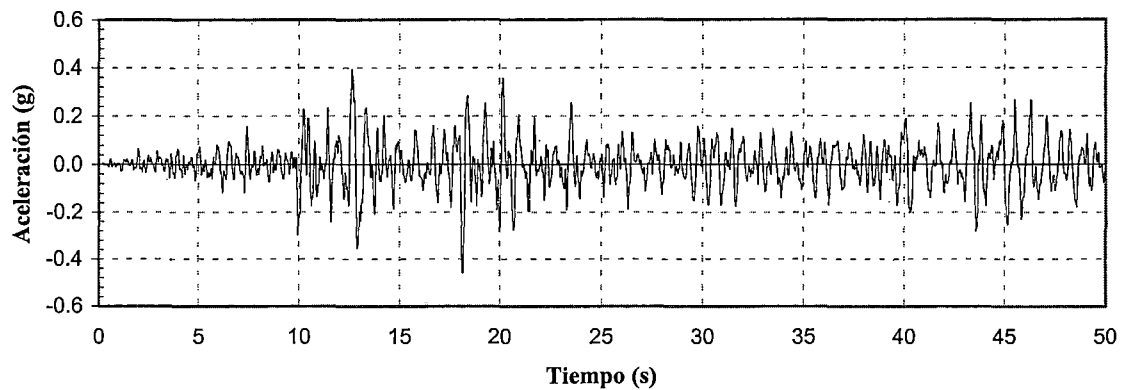
Amplificación del registro de aceleraciones en la superficie del depósito



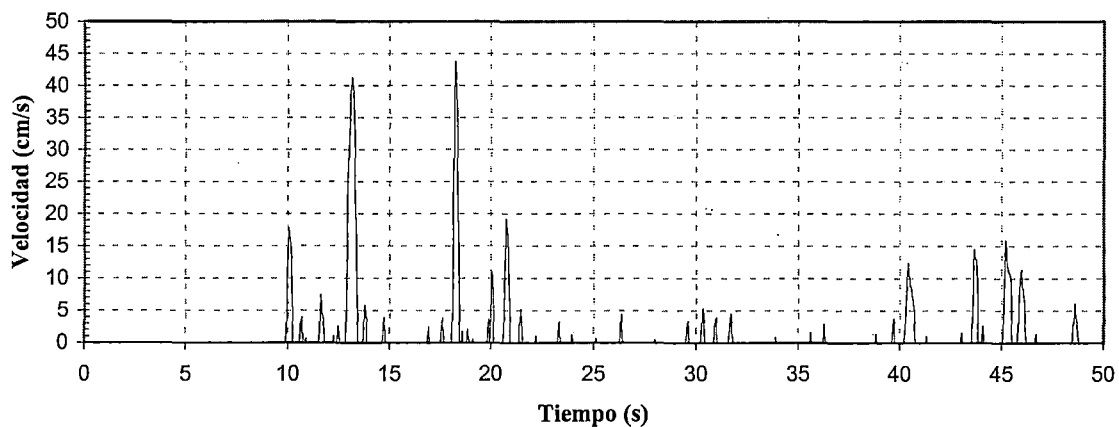
Amplificación del registro de aceleraciones en la superficie del depósito Yauliyacu Nuevo
Condición inicial - Programa Geosoft

ANEXO 11
DEFORMACIONES PERMANENTES
MÉTODO DE NEWMARK – ANALISIS UNIDIMENSIONAL

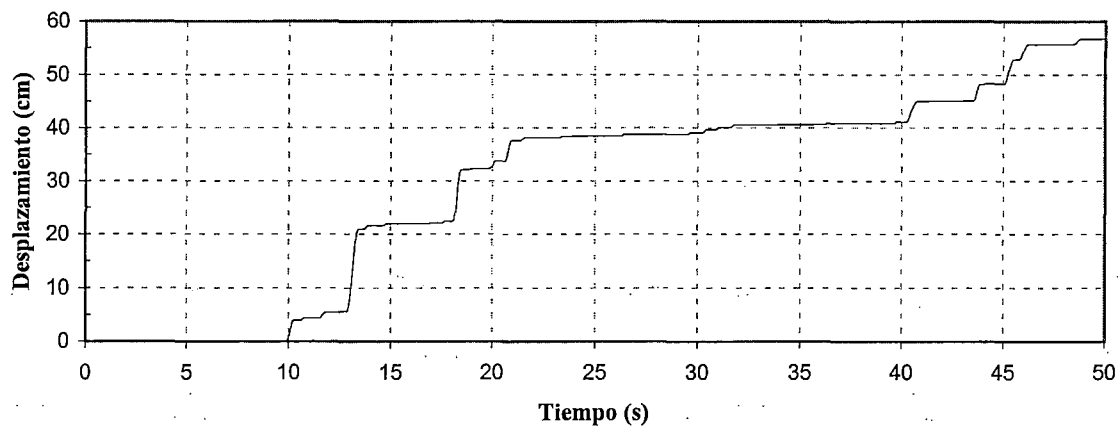
Aceleración en la superficie del depósito Tiempo Historia



Velocidad - Tiempo Historia

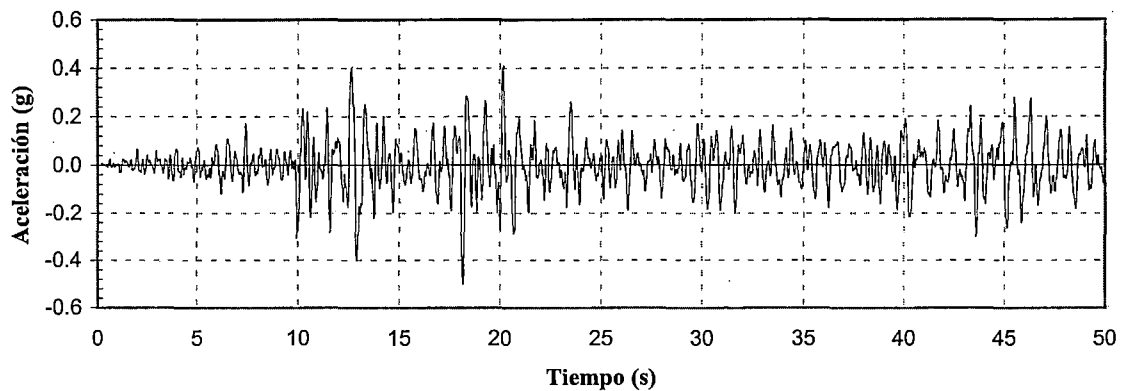


Desplazamiento - Tiempo Historia

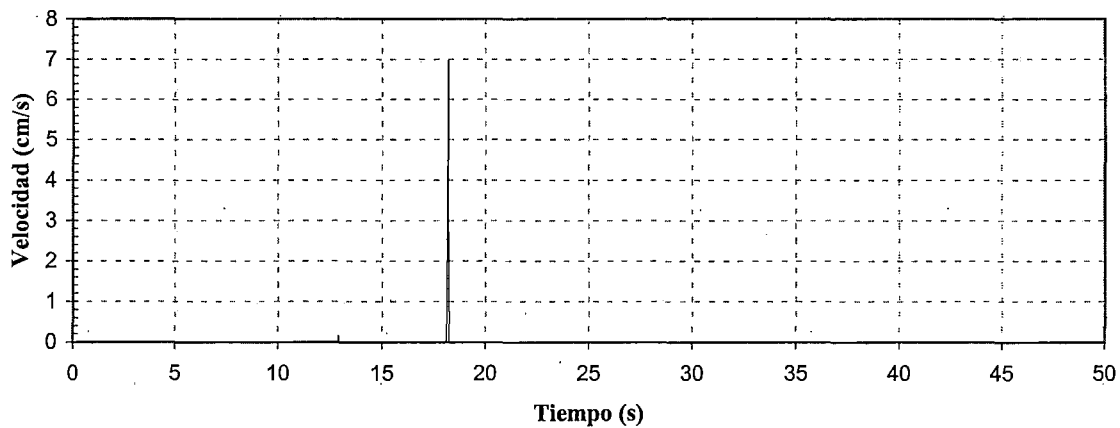


Determinación de los Desplazamientos Permanentes - Método de Newmark
Depósito de relave Antuquito - Condición inicial

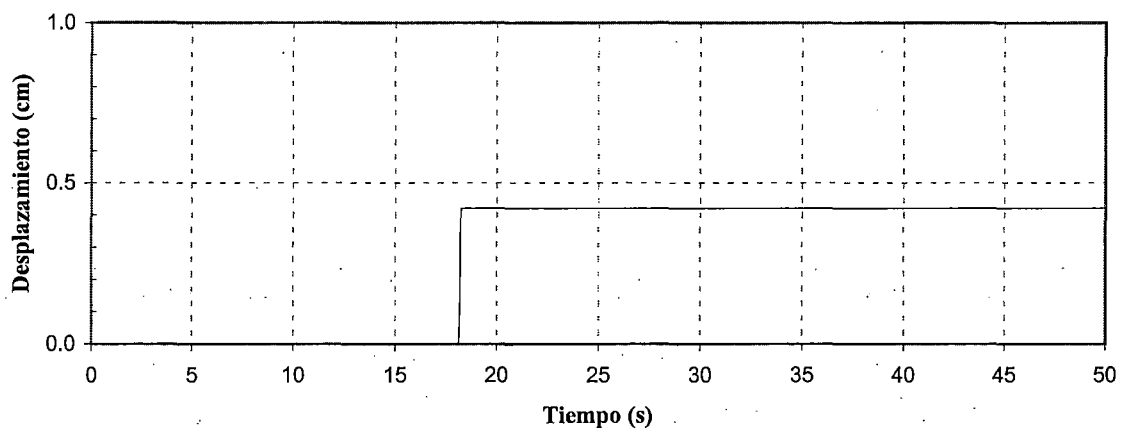
Aceleración en la superficie del depósito Tiempo Historia



Velocidad - Tiempo Historia

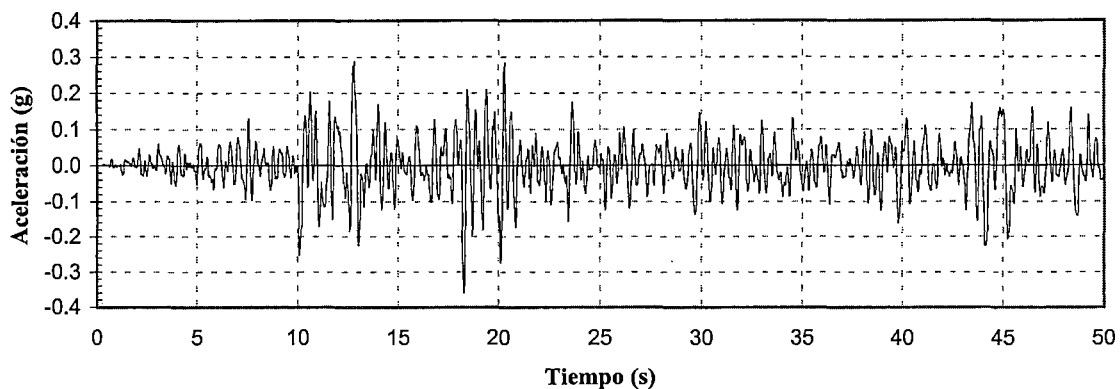


Desplazamiento - Tiempo Historia

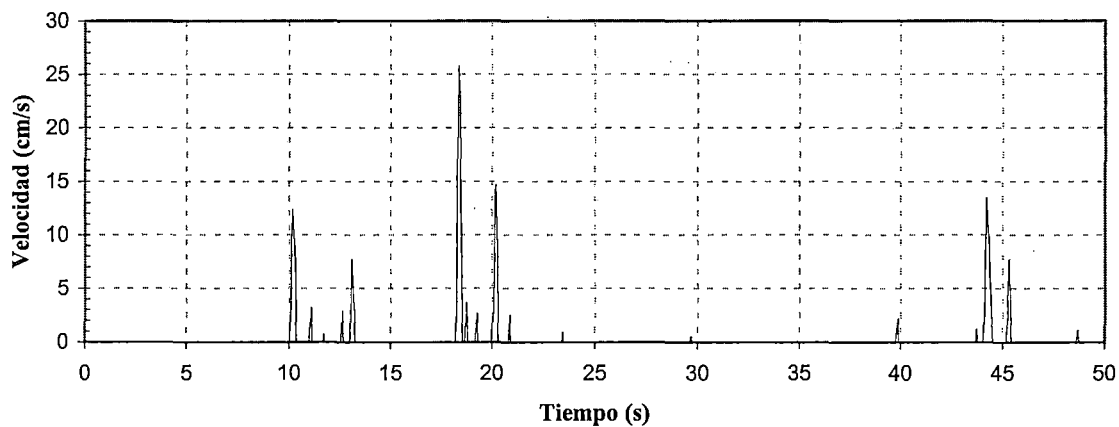


Determinación de los Desplazamientos Permanentes - Método de Newmark
Depósito de relave Antuquito - Condición estabilizada

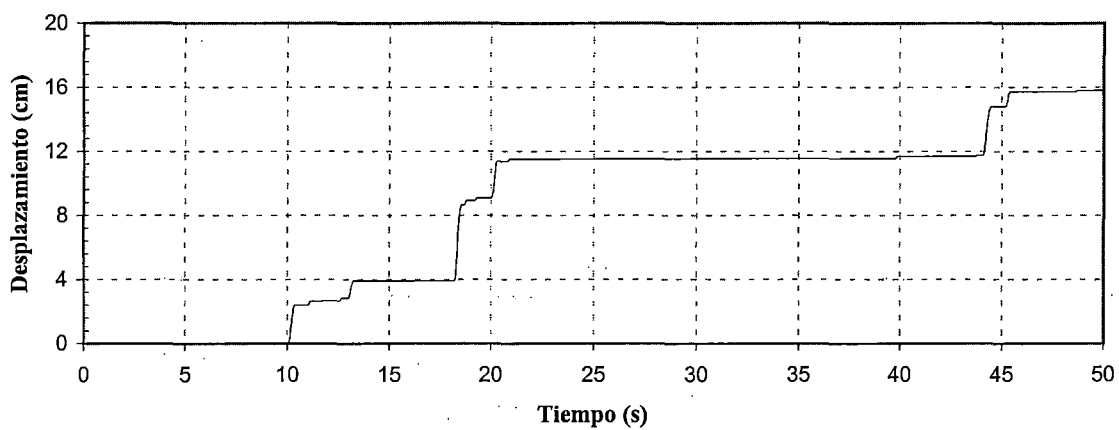
Aceleración en la superficie del depósito Tiempo Historia



Velocidad - Tiempo Historia

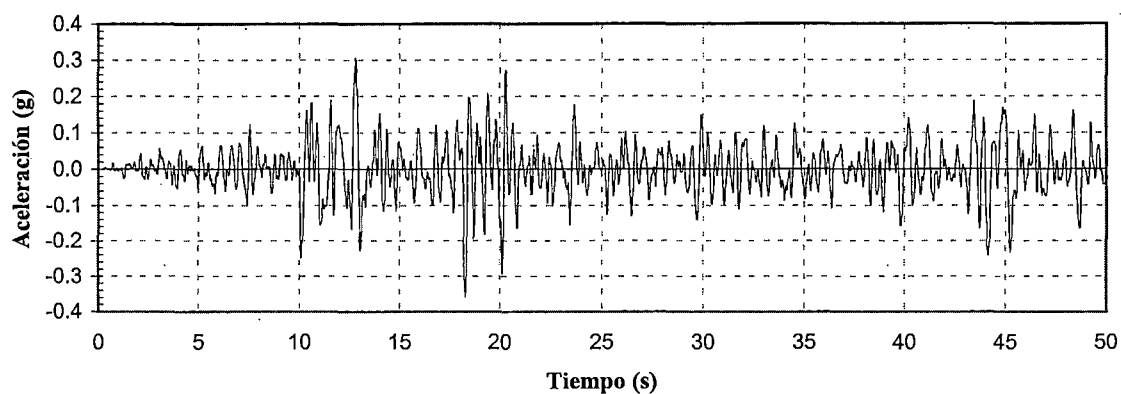


Desplazamiento - Tiempo Historia

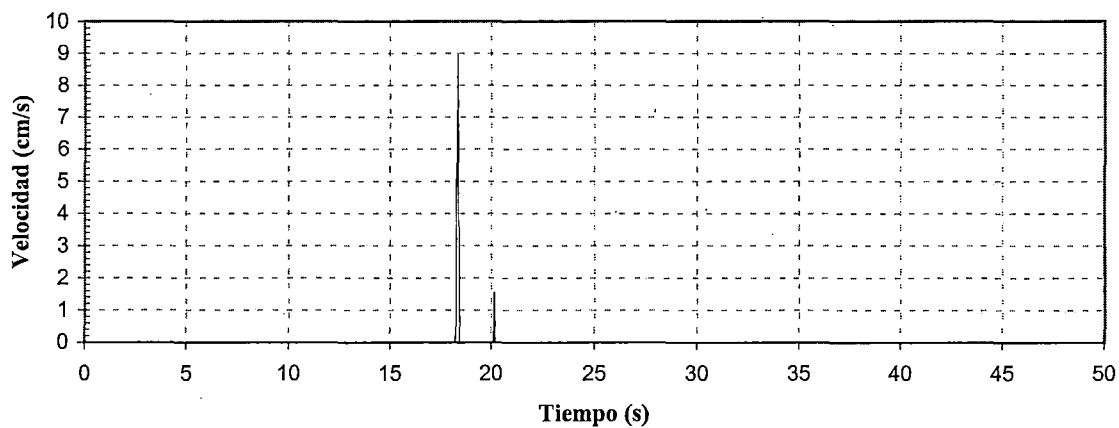


Determinación de los Desplazamientos Permanentes - Método de Newmark
Depósito de relave Bellavista - Condición inicial

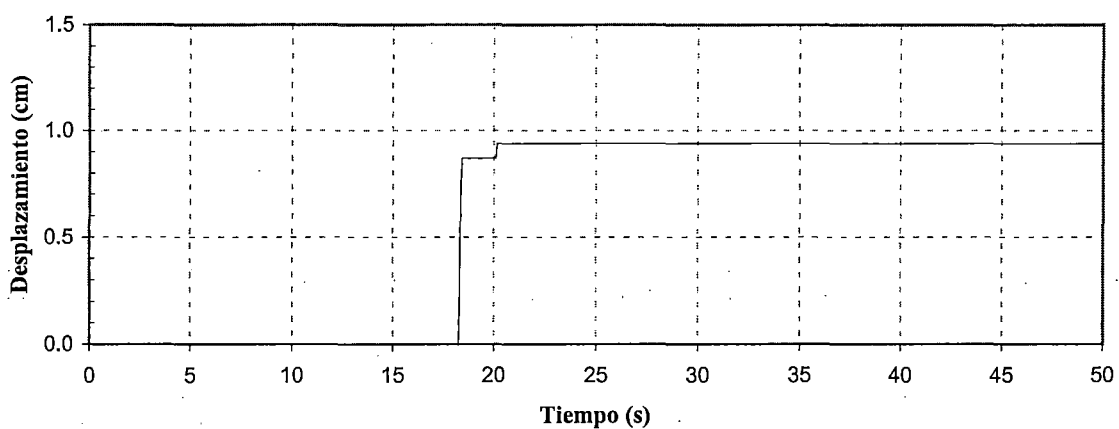
Aceleración en la superficie del deposito Tiempo Historia



Velocidad - Tiempo Historia

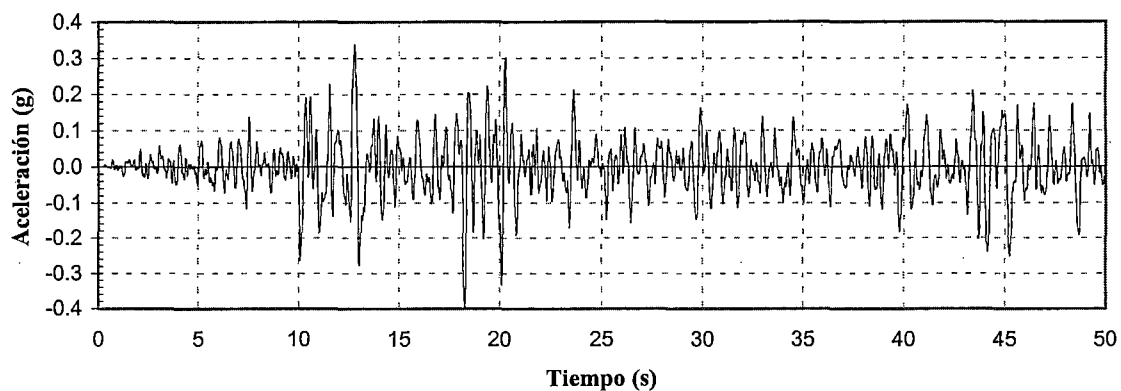


Desplazamiento - Tiempo Historia

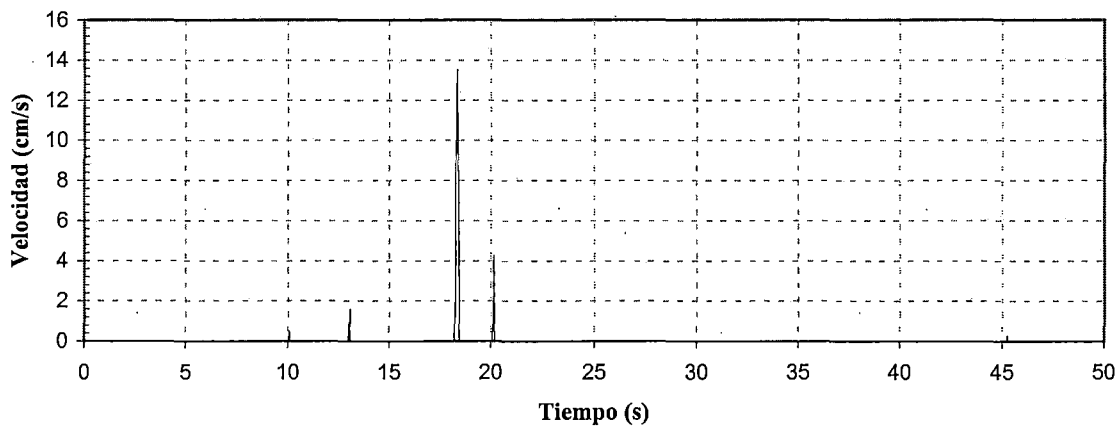


Determinación de los Desplazamientos Permanentes - Método de Newmark
Depósito de relave Bellavista - Condición estabilizada

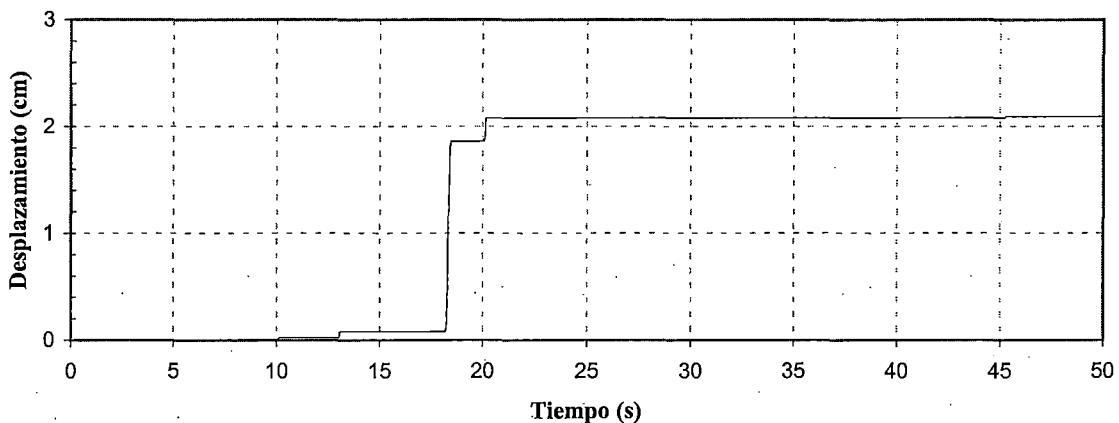
Aceleración en la superficie del depósito Tiempo Historia



Velocidad - Tiempo Historia



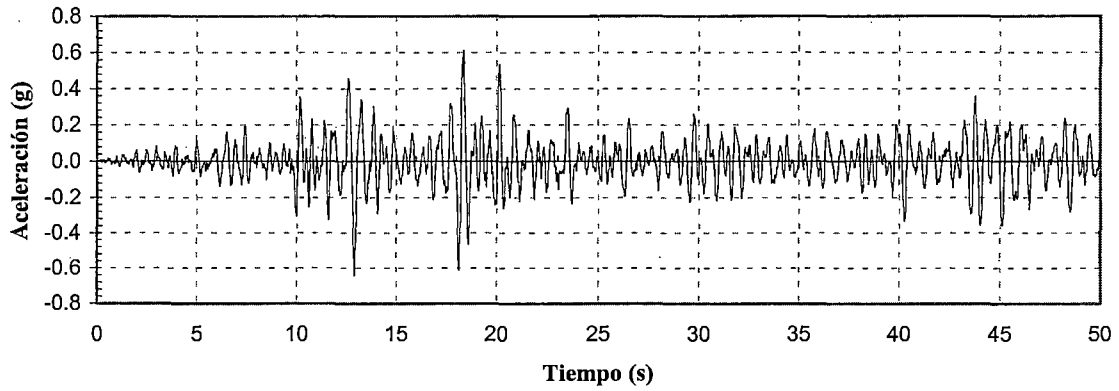
Desplazamiento - Tiempo Historia



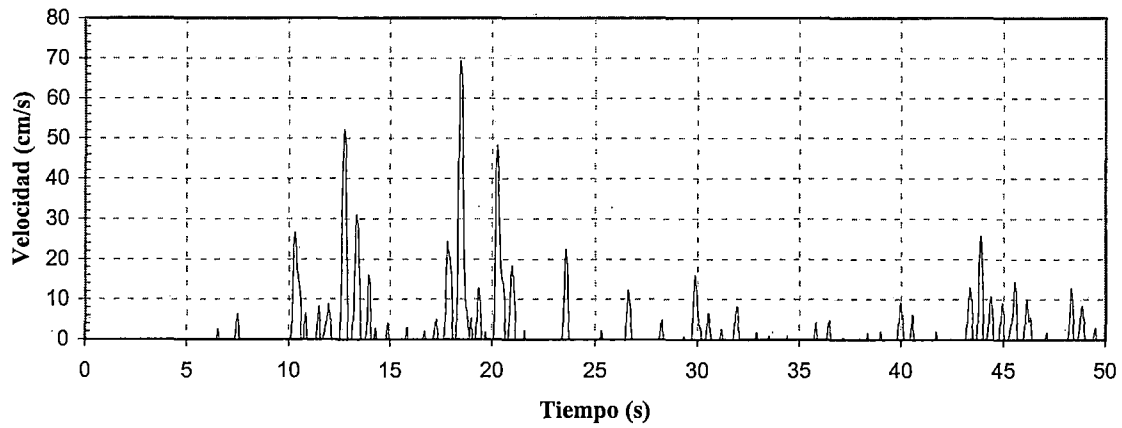
Determinación de los Desplazamientos Permanentes - Método de Newmark
Depósito de relave Yauliyacu Nuevo - Condición inicial

ANEXO 12
DEFORMACIONES PERMANENTES
MÉTODO DE NEWMARK – ANALISIS BIDIMENSIONAL

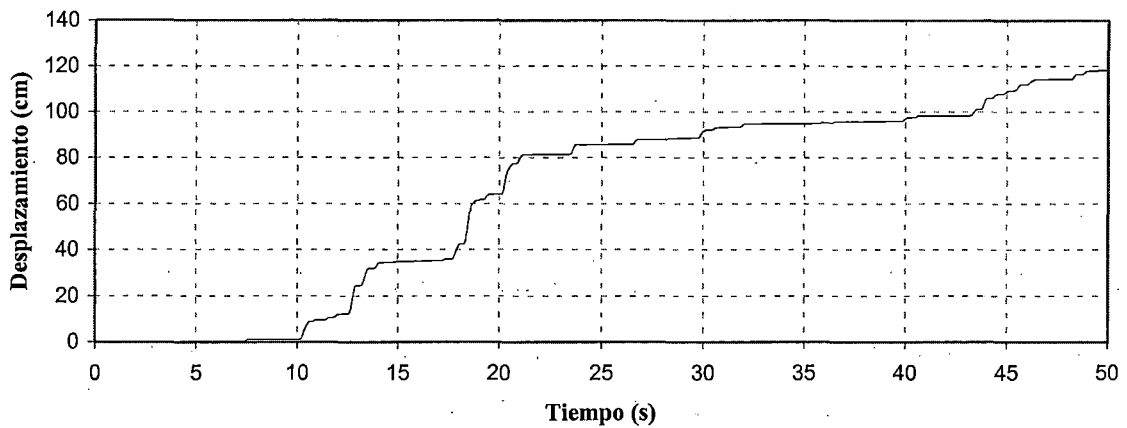
Aceleración en la superficie del depósito Tiempo Historia



Velocidad - Tiempo Historia

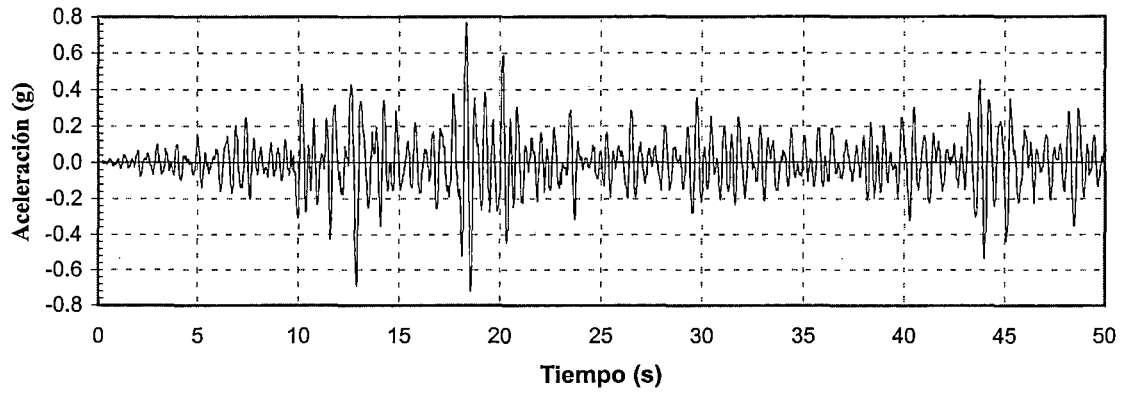


Desplazamiento - Tiempo Historia

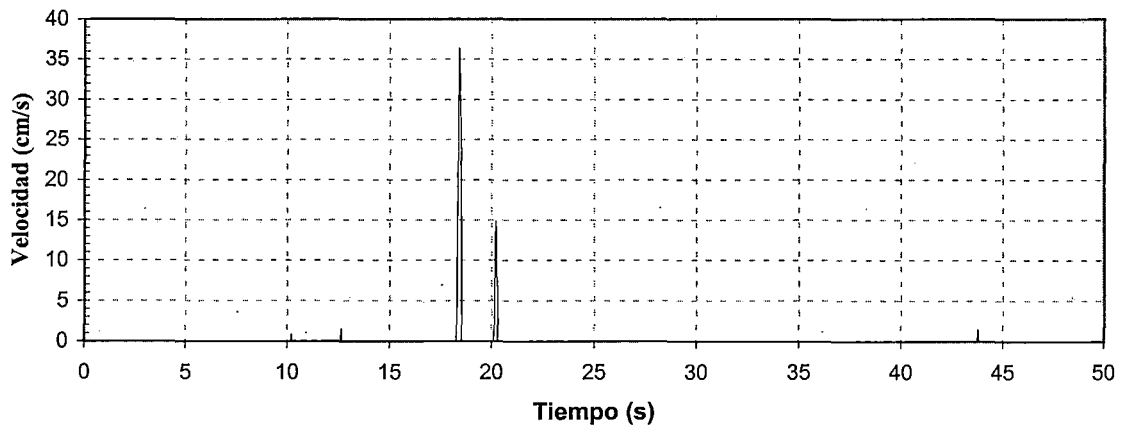


Determinación de los Desplazamientos Permanentes - Método de Newmark
Depósito de relaves Antuquito - Condición inicial

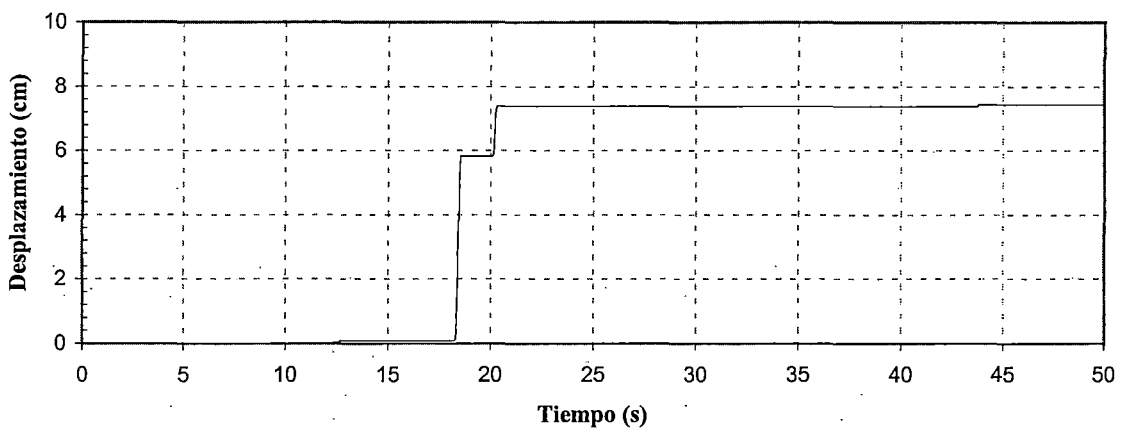
Aceleración en la superficie del depósito Tiempo Historia



Velocidad - Tiempo Historia

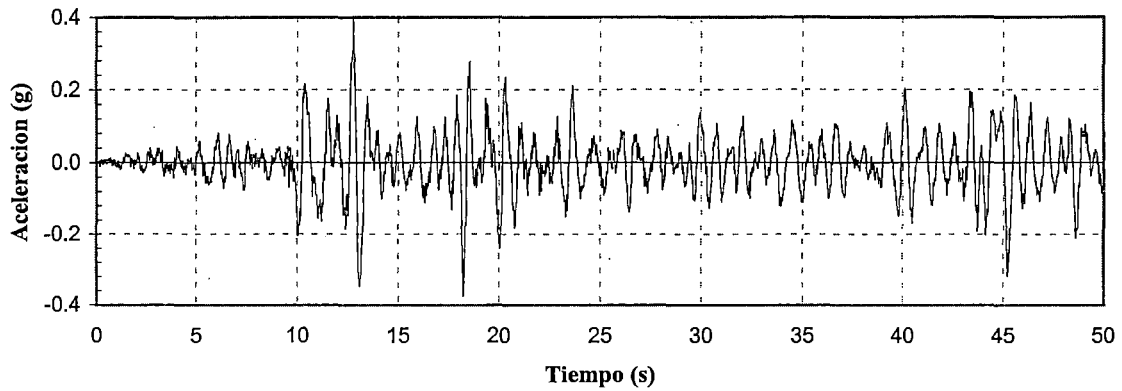


Desplazamiento - Tiempo Historia

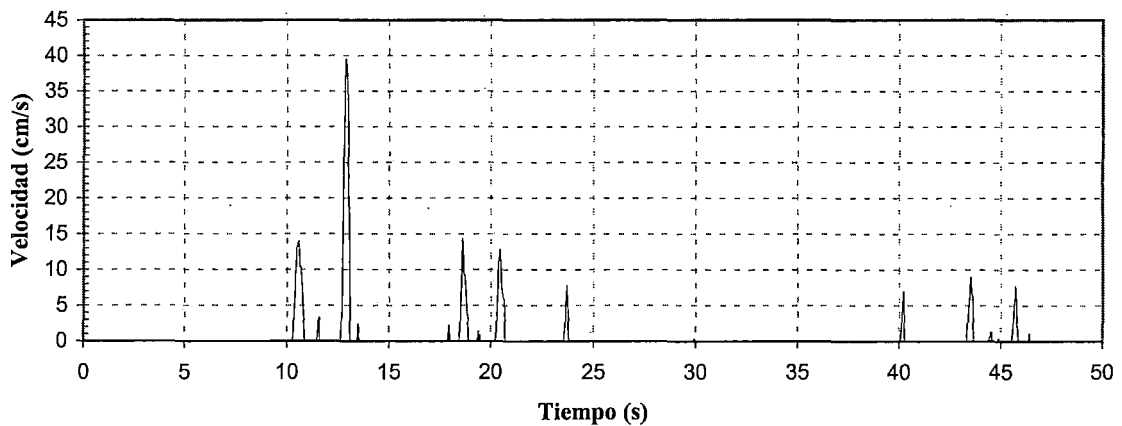


Determinación de los Desplazamientos Permanentes - Método de Newmark
Depósito de relave Antuquito - Condición estabilizada

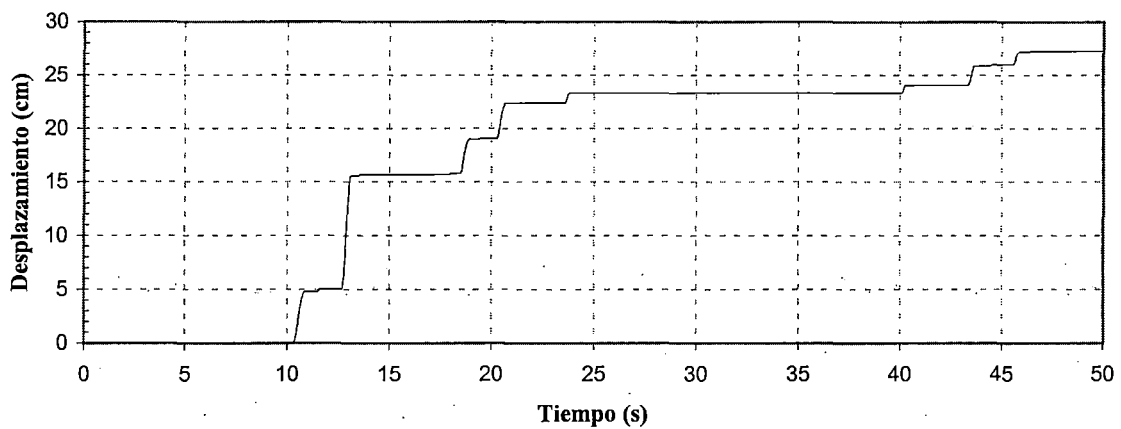
Aceleracion en la superficie del depósito Tiempo Historia



Velocidad - Tiempo Historia

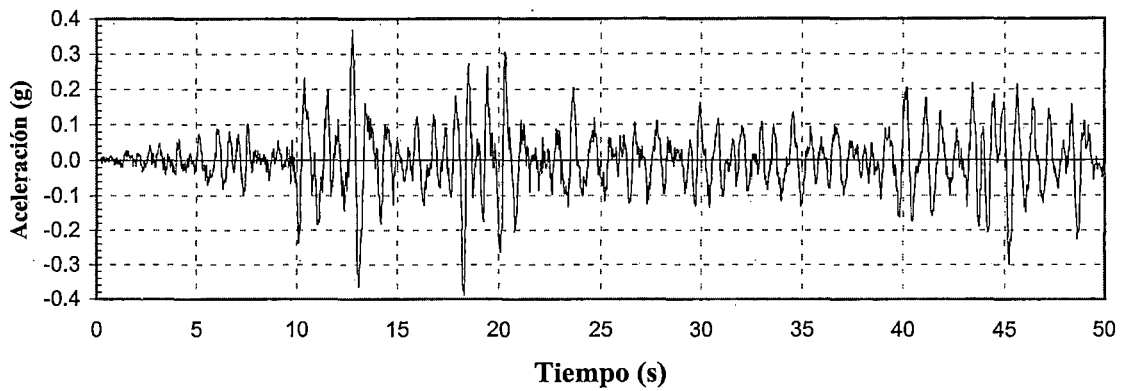


Desplazamiento - Tiempo Historia

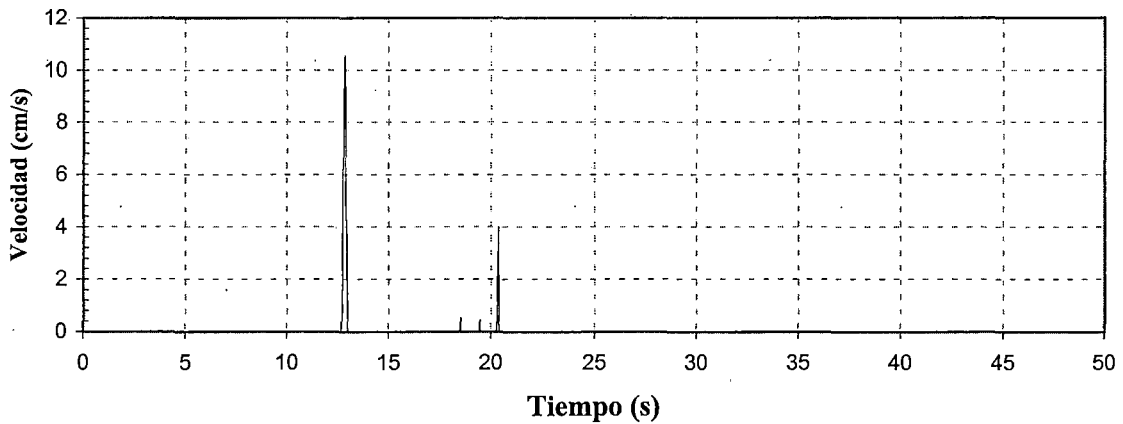


Determinación de los Desplazamientos Permanentes - Método de Newmark
Depósito de relave Bellavista - Condición inicial

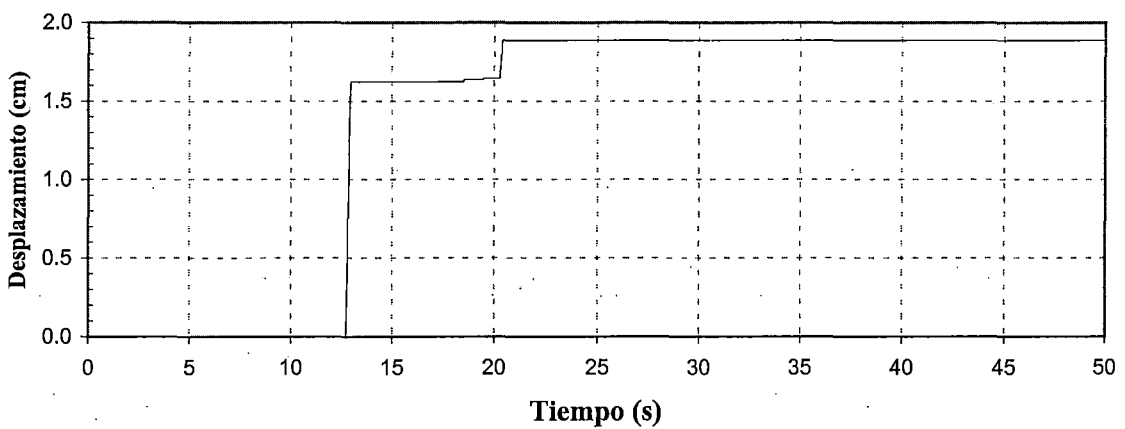
Aceleración en la superficie del depósito Tiempo Historia



Velocidad - Tiempo Historia

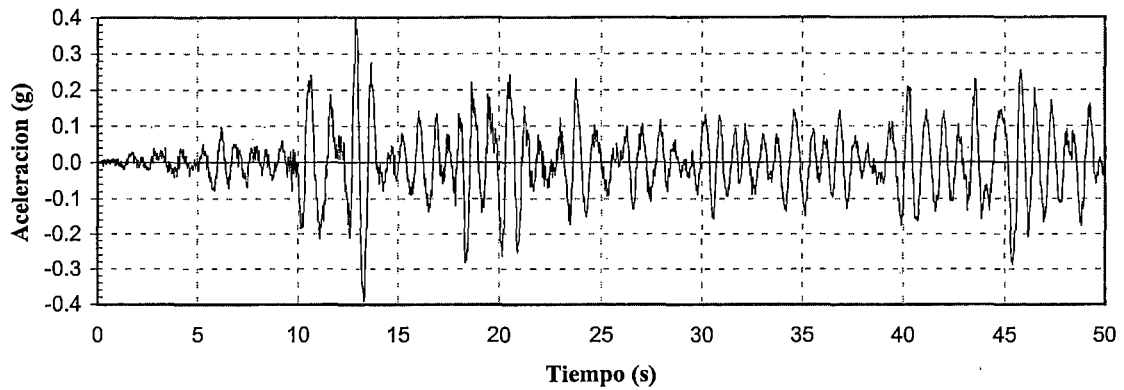


Desplazamiento - Tiempo Historia

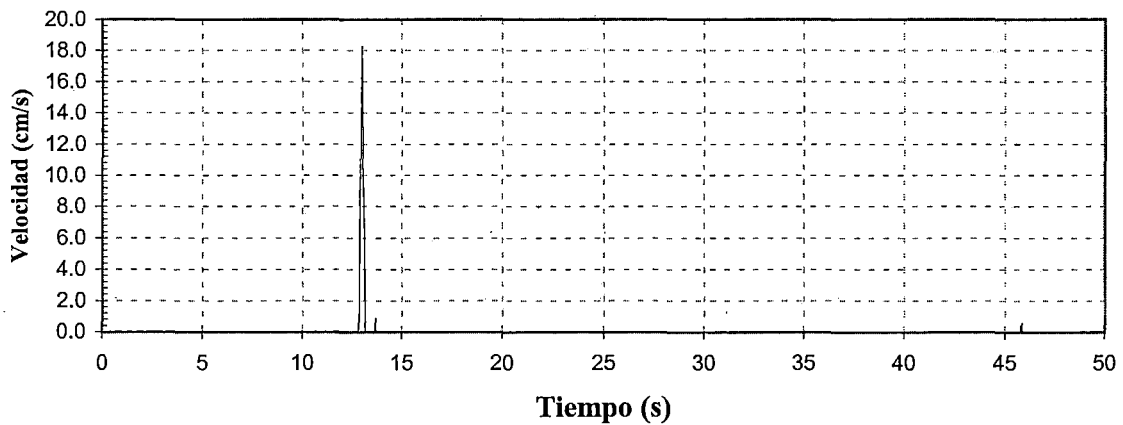


Determinación de los Desplazamientos Permanentes - Método de Newmark
 Depósito de relaves Bellavista - Condición estabilizada

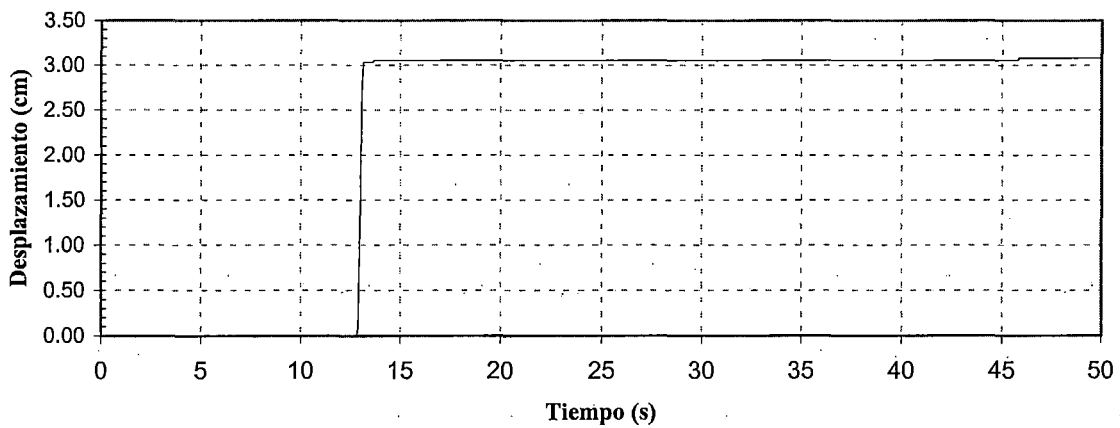
Aceleracion en la superficie del depósito Tiempo Historia



Velocidad - Tiempo Historia



Desplazamiento - Tiempo Historia



Determinación de los Desplazamientos Permanentes - Método de Newmark
Depósito de relave Yauliyacu Nuevo - Condición inicial

ANEXO 13
FOTOGRAFÍAS

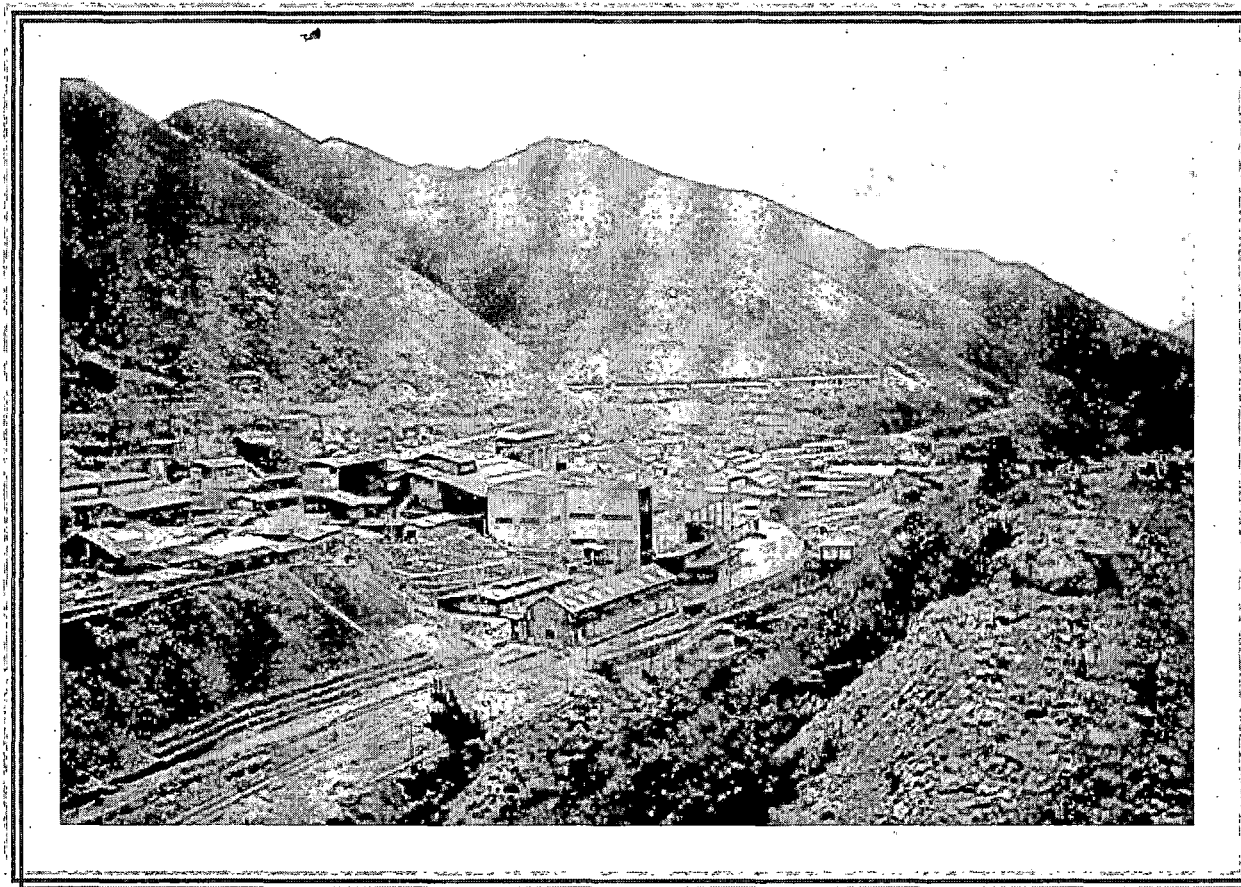


Foto 1. Vista panorámica de la Planta de Tratamiento de la Ex-Unitad Casapalca.

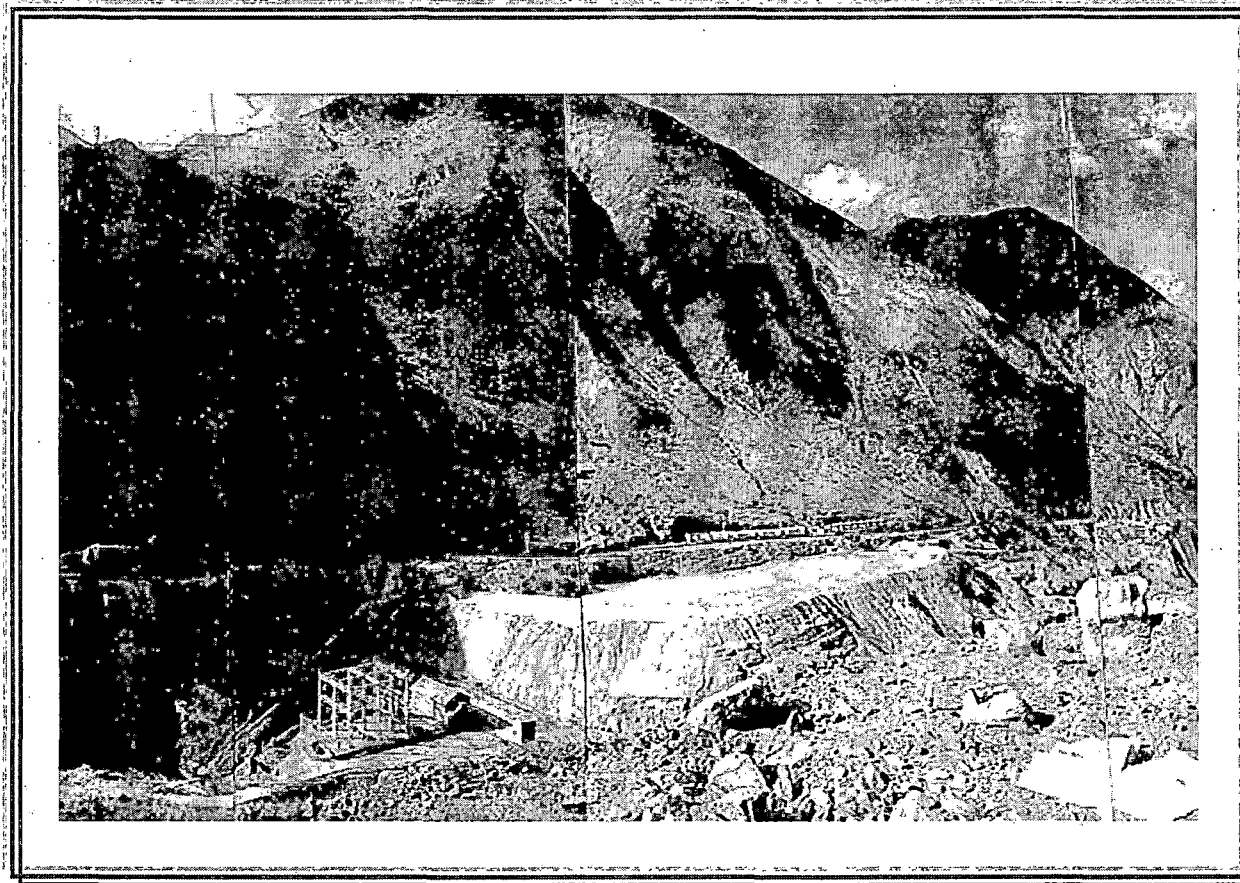


Foto 2. Vista panorámica del depósito de relave Antuquito. Se observa la condición inicial antes de las medidas de estabilización.

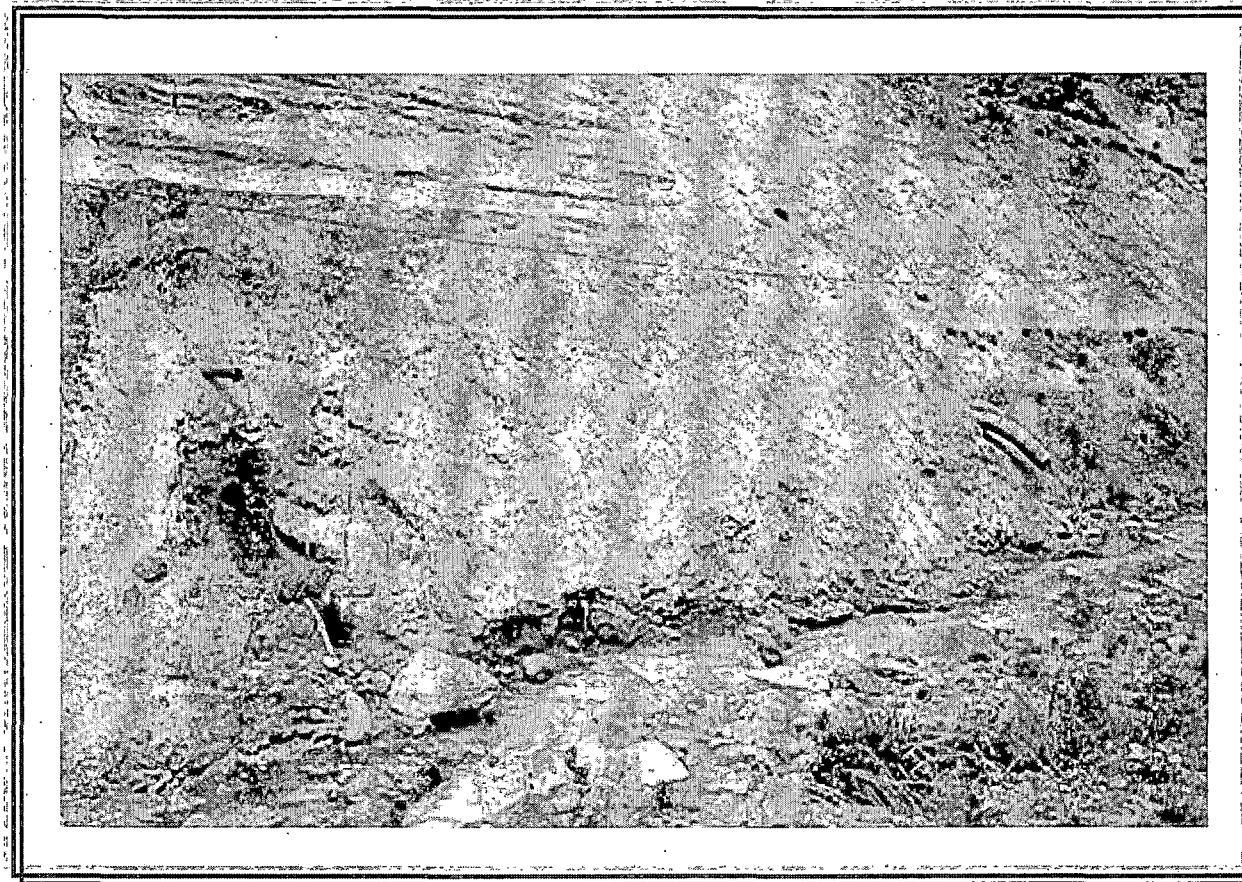


Foto 3. Pie del depósito de relave Antuquito. Se observa el talud erosionado por las aguas del río Rimac. Se visualiza la oxidación del relave.

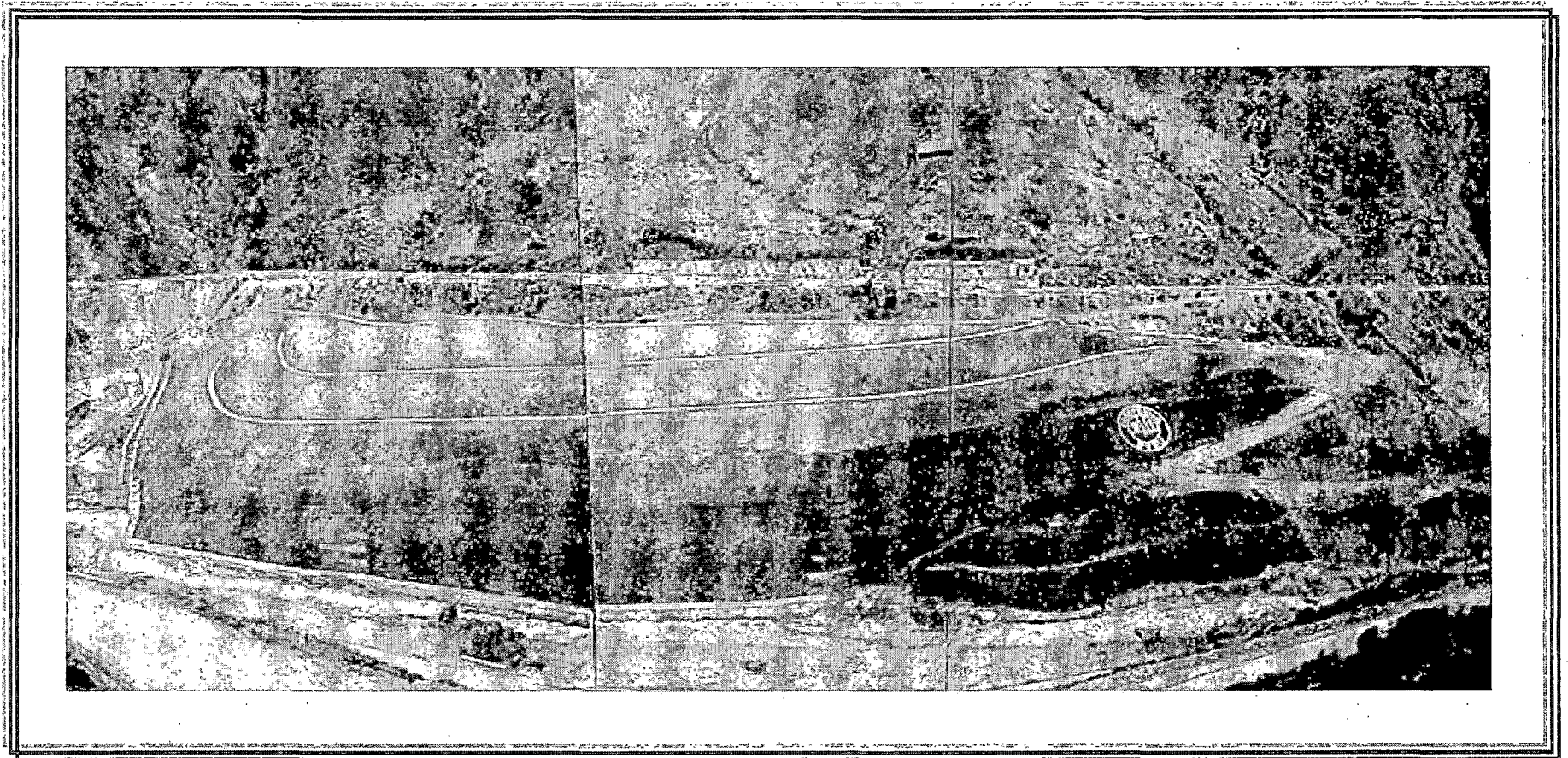


Foto 4. Vista panorámica del depósito de relave Antuquito. Se observa las obras de estabilización. Se visualiza el sistema de drenaje existente y el muro de contención al pie del talud.

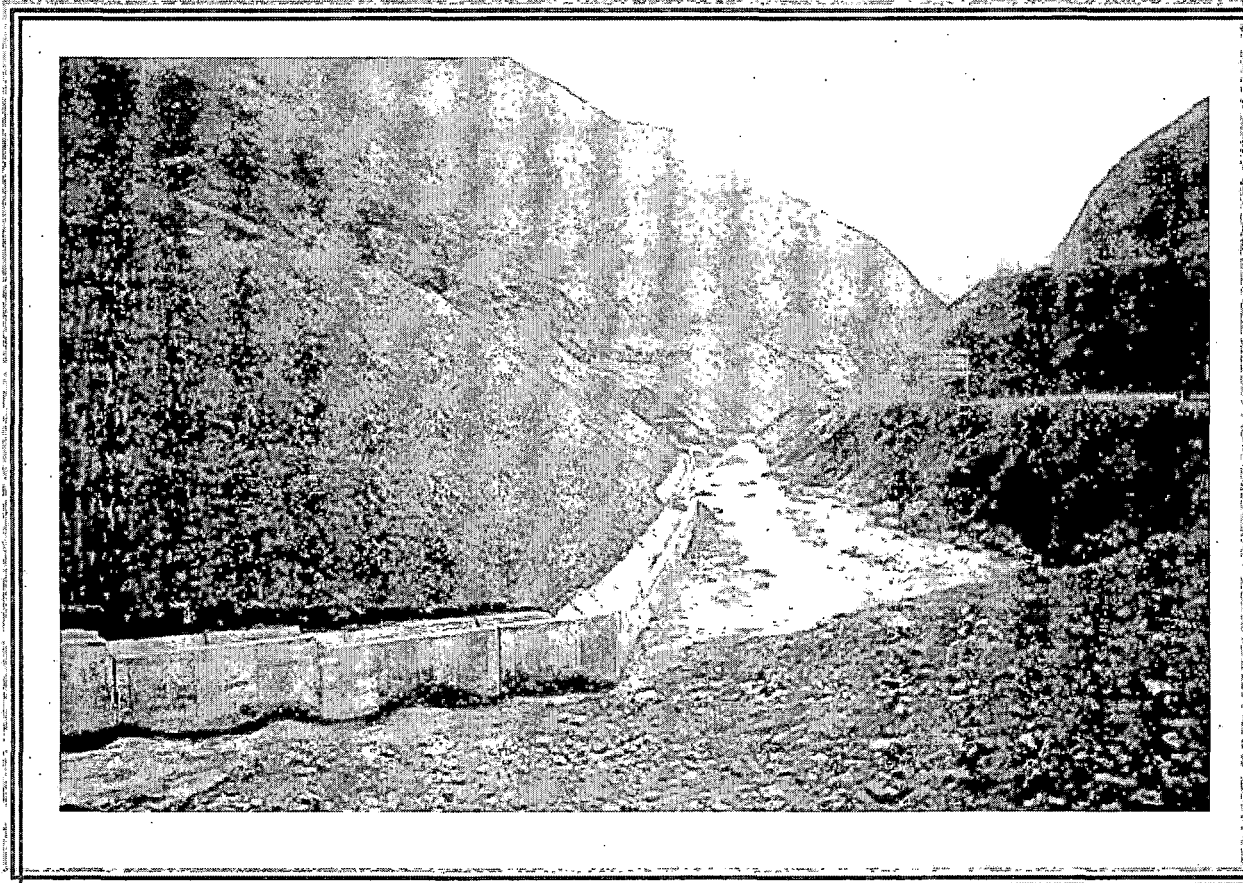


Foto 5. Vista del Pie del talud del depósito Antuquito. Se observa el muro de contención para la protección de la erosión de las aguas del río Rimac.

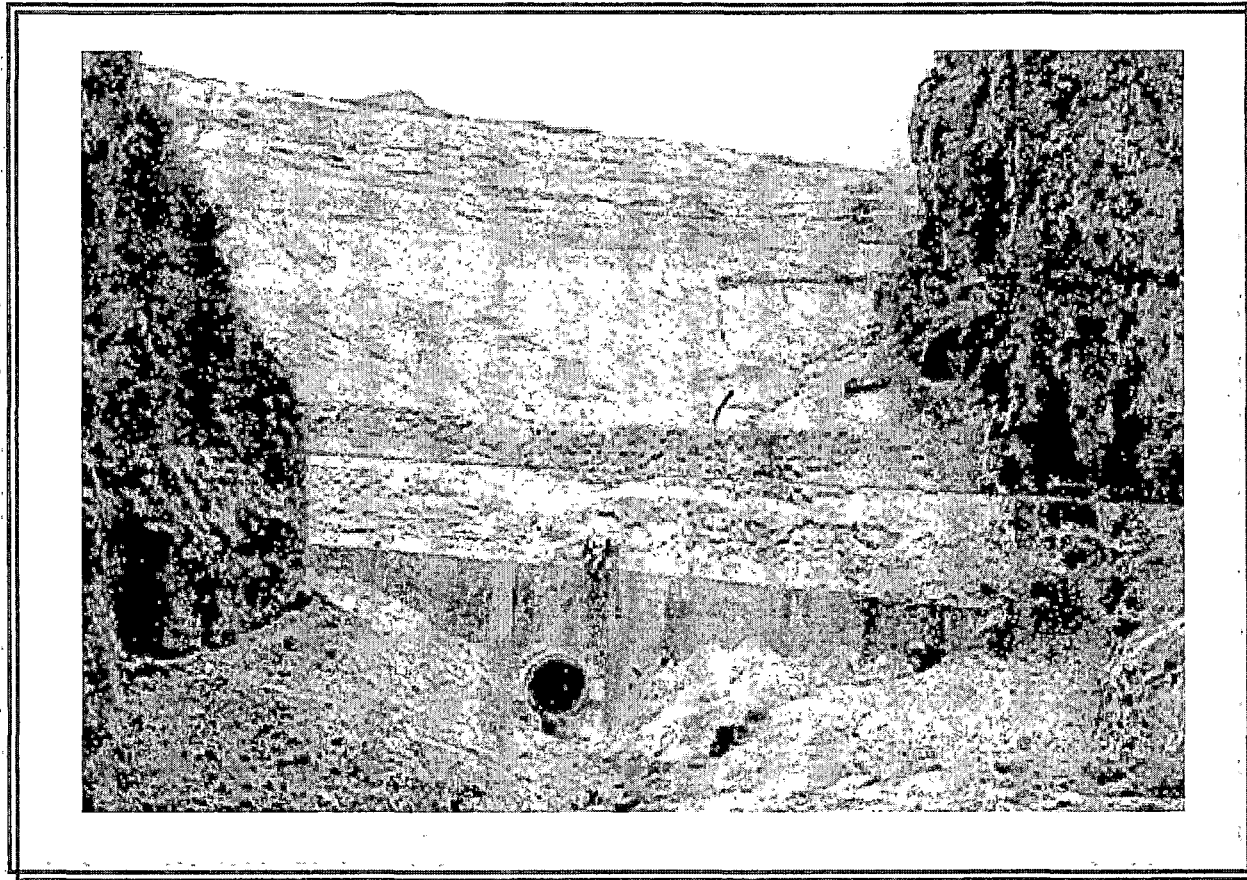


Foto 6. Vista aguas arriba del talud del depósito de relave Bellavista. Se visualiza el grado de oxidación de los relaves en toda la zona del dique.

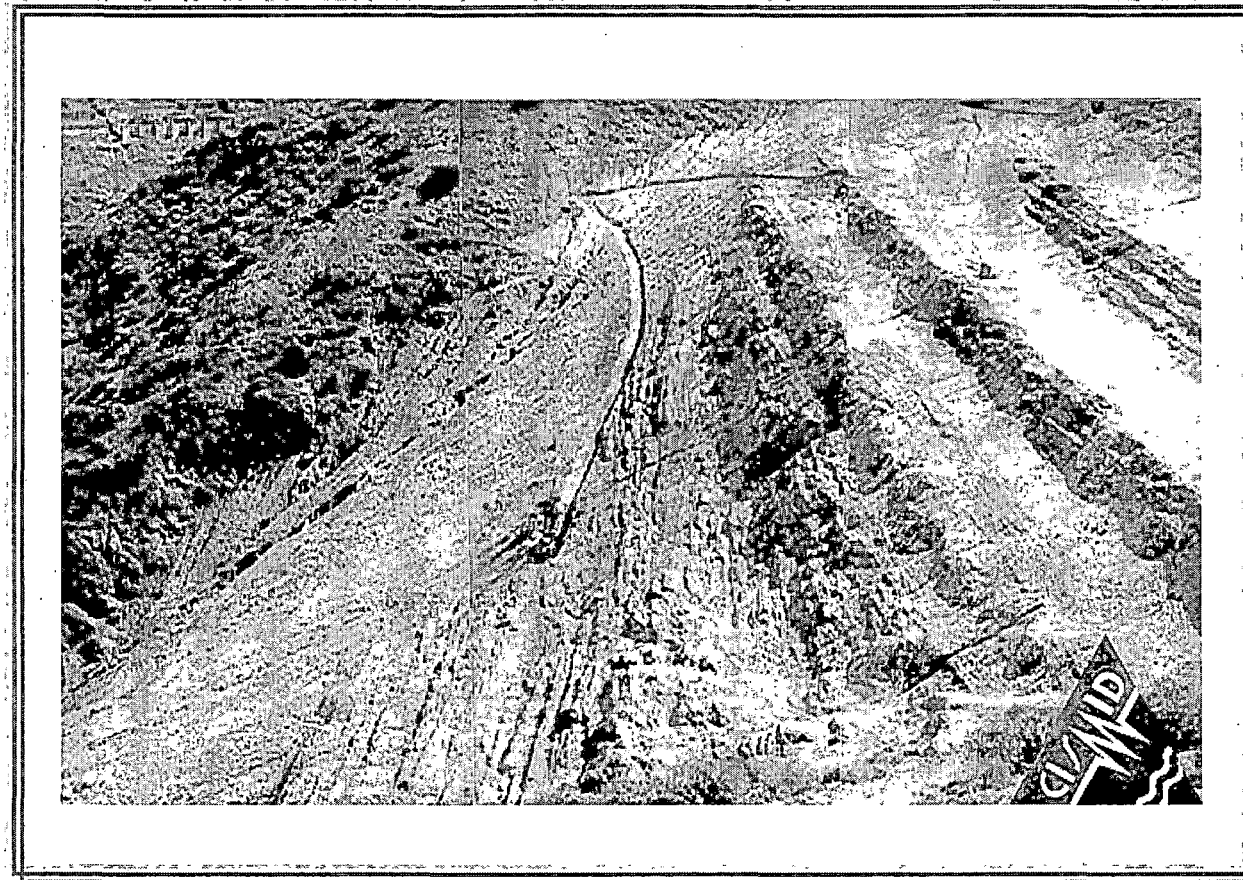


Foto 7. Vista aguas abajo del talud del depósito de relave Bellavista. Se visualiza la forma de estratificación del talud característico del método de construcción "Aguas Arriba".

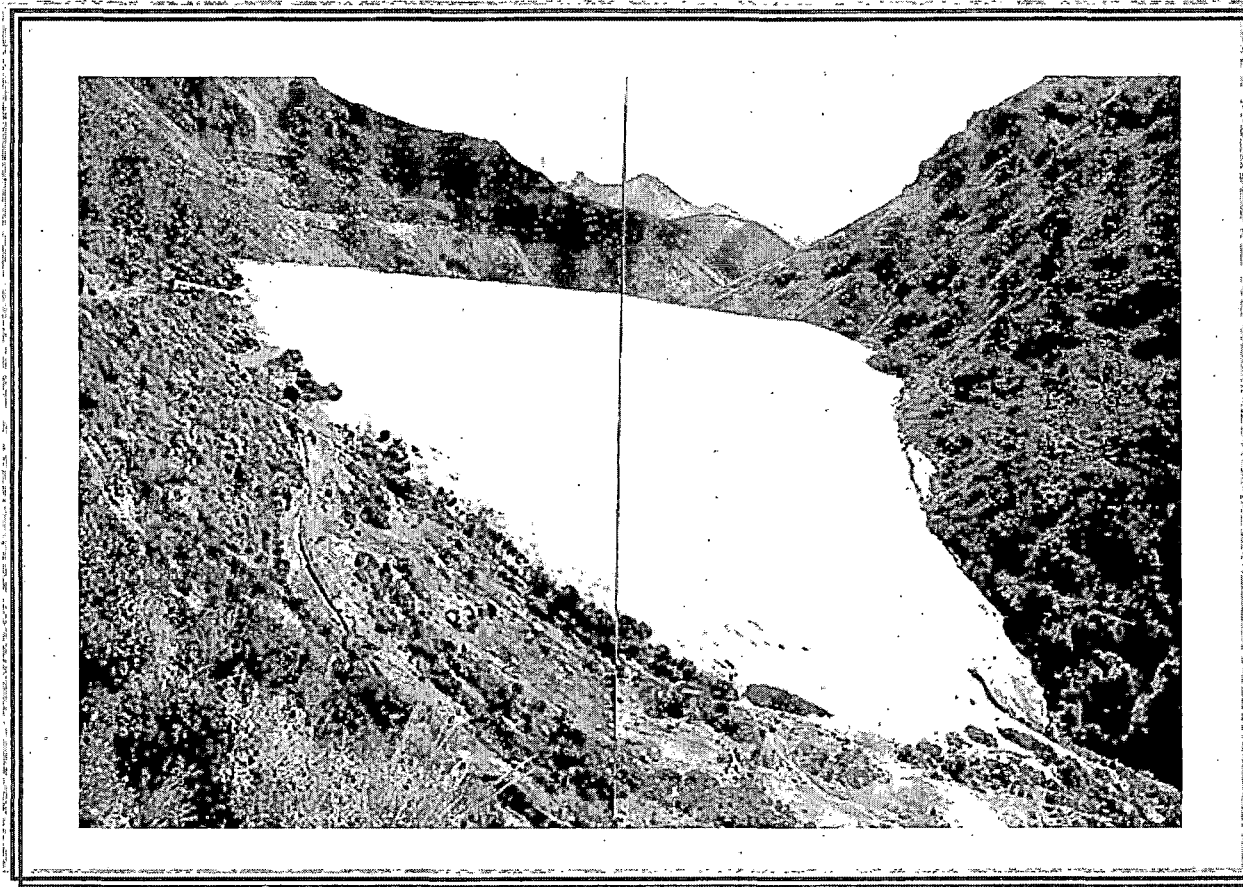


Foto 8. Vista panorámica del depósito de relave Yauliyacu Nuevo. Se observa que los relaves de este depósito todavía no presentan un alto grado de oxidación.



Foto 9. Vista de la zona de finos del depósito de relave Yauliyacu Nuevo. Se visualiza la intensa acción eólica.

PLANOS