

UNIVERSIDAD RICARDO PALMA

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL



**EVALUACIONES Y MODELAMIENTOS GEOTECNICOS
PARA LA AMPLIACIÓN DE DEPÓSITOS DE RELAVES**

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

TESISTAS:

BACH: ING. ORÉ YLLESCAS, GERMAN ARLES

BACH: ING. PARODI PALACIOS, MIGUEL ANGEL

ASESOR DE TESIS:

ING. MSC. MARCO ANTONIO HERNÁNDEZ AGUILAR

LIMA – PERÚ

2008

SUMARIO

CAPITULO I: INTRODUCCIÓN Y ANTECEDENTES.....	1
OBJETIVOS.....	2
UBICACIÓN DE LA ZONA Y ÁREA DE ESTUDIO.....	3
ALTITUD DE LA ZONA DE ESTUDIO Y CONDICIONES CLIMATOLÓGICAS.....	3
GEOLOGÍA.....	7
Geología.....	7
1.4.1.1 Geomorfología.....	9
1.4.1.2 Litoestratigrafía.....	9
EVALUACIÓN DEL PELIGRO SÍSMICO.....	16
1.5.1 Historia sísmica del área de influencia.....	17
1.5.2 Distribución espacial de los sismos.....	19
1.5.3 Estudio probabilístico.....	22
1.5.4 Determinación del peligro sísmico.....	22
CAPITULO II: FUNDAMENTO TEÓRICO.....	26
2.1 EVOLUCIÓN HISTÓRICA DEL MANEJO DE RELAVES.....	26
2.2 TIPOS DE CONSTRUCCIÓN DE PRESAS DE RELAVES.....	30
2.3 MÉTODO DE DESCARGA PARA EL ALMACENAMIENTO DE RELAVES.....	42

2.4 ASPECTOS AMBIENTALES RELACIONADOS CON LAS PRESAS DE RELAVES.....	47
CAPITULO III: ESTUDIO GEOTÉCNICO DE CAMPO Y LABORATORIO.....	49
3.1 TRABAJOS DE EXPLORACIÓN DE CAMPO.....	49
3.1.1 Calicatas De Exploración.....	49
3.1.2 Perforaciones Diamantinas.....	74
Ensayos Geofísicos.....	94
3.2 TRABAJO DE LABORATORIO.....	102
3.2.1 Determinación De Contenido De Humedad.....	103
3.2.2. Análisis Granulométrico.....	106
3.2.2.1 Clasificación de Suelos.....	112
3.2.3 Limites De Consistencia.....	121
3.2.4 Densidad Natural.....	132
3.2.6 Ensayo Corte Directo.....	137
3.2.7 Ensayo de Compresión Triaxial.....	146
CAPITULO IV: PARAMETROS DE DISEÑO DE LAS PRESAS EN ESTUDIO.....	148
4.1 DEL TERRENO DE FUNDACIÓN.....	149
4.2 DEL MATERIAL DE RELAVE.....	151
4.3 DIQUE DE ARRANQUE.....	153
4.4 Geometría del Modelo Estudiado.....	154
4.4.1 Coronación.....	154

4.4.2	Altura.....	156
4.4.3	Taludes.....	156
4.4.4	Filtros.....	158
4.4.5	Dique de Arranque.....	160
4.4.6	Métodos usados para el Control de Infiltración.....	161
4.4.7	Anclajes.....	164
4.5	MODELAMIENTO INICIAL DE LAS PRESAS.....	166
CAPÍTULO V: VERIFICACION DEL COMPORTAMIENTO DE LAS PRESAS DE RELAVE EL PLATANAL Y ZONA NORTE INICIAL AL CULMINAR SU VIDA UTIL DE SERVICIO.....		
		173
5.1	EVALUACIÓN Y VERIFICACIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS REALES DE LAS PRESAS AL CULMINAR SU VIDA ÚTIL.....	173
CAPÍTULO VI: ANALISIS DE RIESGO GEOTECNICO PARA ESTABILIDAD INTERNA Y EXTERNA DE LAS PRESAS EVALUADAS.....		
		190
6.1	INTRODUCCIÓN A LOS MÉTODOS DETERMINÍSTICOS DEL ANÁLISIS DEL RIESGO.....	190
6.1.1	Análisis de Peligro.....	190
6.1.2	Análisis de Vulnerabilidad.....	191
6.1.3	Metodología Aplicada.....	192
6.1.3.1	Análisis de Riesgo de Deslizamiento.....	192
6.1.3.2	Análisis de los Parámetros de Suelo (relave) Implicados en el Análisis de Estabilidad.....	192
6.1.3.3	Estimación de Parámetros de Diseño para Taludes con Relave.....	193

6.1.3.4 Estimación de los Parámetros de Resistencia del Relave.....	194
6.2 MÉTODOS PROBABILÍSTICOS DE ANÁLISIS DE RIESGO.....	195
6.2.1 Análisis de confiabilidad mediante métodos prácticos.....	195
6.2.2 Análisis de confiabilidad mediante programas de cómputo.....	195
6.2.3 Selección del método de análisis apropiado.....	195
6.3. MÉTODOS PROBABILÍSTICOS DE ANÁLISIS DE ESTABILIDAD.....	196
CAPÍTULO VII: ESTUDIO DE ALTERNATIVAS PARA LA ELEVACIÓN DE LAS PRESAS DE RELAVE EL PLATANAL Y ZONA NORTE.....	197
7.1 INTRODUCCIÓN.....	197
7.2 INVESTACIÓN DE CAMPO COMPLEMENTARIO.....	197
7.2.1 Ensayos De Penetración Estándar (SPT).....	198
7.2.2 Resumen De Los Trabajos Realizados.....	202
7.3 ALTERNATIVAS DE DISEÑO DE LAS PRESAS.....	242
7.4 MODELAMIENTOS PARA LA ELEVACIÓN DE LAS PRESAS.....	247
7.5 VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO PROYECTADA.....	271
7.6 CALCULO DE LICUEFACCIÓN DE SUELOS.....	275
CAPÍTULO VIII: ESTUDIO DEL SISTEMA DE DRENAJE E IMPERMEABILIZACION PARA LA SOLUCION DE CRECIMIENTO DE LAS PRESAS.....	295
8.1 INTRODUCCIÓN.....	295
8.2 DISEÑO DE SISTEMA DRENAJE EN LAS PRESAS DE RELAVE EL PLATANAL Y ZONA NORTE.....	295

8.3 DISEÑO DE SISTEMA IMPERMEABILIZANTE EN LAS PRESAS DE RELAVE EL PLATANAL Y ZONA NORTE.....	297
8.4 EVALUACIÓN DEL SISTEMA DE DRENAJE E IMPERMEABILIZACIÓN.....	299
8.5 DETALLES FINALES DEL SISTEMA PROPUESTO EN LAS PRESAS.....	307
CAPÍTULO IX: ANÁLISIS DE COSTOS Y PRESUPUESTO DEL PROYECTO.....	308
CAPÍTULO X: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES FINALES.....	309
10.1 CONCLUSIONES.....	309
10.2 RECOMENDACIONES.....	325
BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS.....	328

RESUMEN

Actualmente los problemas que se generan debido a las explotaciones mineras se viene controlando mediante una política de control de impacto ambiental que en este punto se aplica con la habilitación de depósitos de relaves. La descarga descontrolada de grandes cantidades de relaves directamente a ríos, lagos o playas del mar es frecuente; sin embargo, en la mayoría de las 176 minas en operación en el Perú, se han construido presas de relaves con el fin de mantener éstos residuos mineros lejos de los arroyos y ríos, es por eso que actualmente existe una cantidad desconocida de depósitos de relaves activos e inactivos. Muchos de estos depósitos han llegado o están por llegar a su máxima capacidad de almacenamiento, es por eso que se debe tener un plan de contingencia para poder obtener un mayor volumen de almacenamiento de los residuos mineros.

Por los problemas anteriormente mencionados, en el presente proyecto se plantea la elevación de los depósitos de relaves en la mina Cobriza (Zona Norte en Expansión Cobriza y El Platanal), para lo cual fueron necesarios realizar diversos estudios, entre ellos el Estudio del terreno de fundación, del material de relleno (Cantera Cobriza), del material de relave y de la estabilidad del depósito propiamente dicho.

Con este proyecto se planea controlar con el problema de contaminación en el Río Mantaro que se puede presentar si estas presas superan su máxima capacidad de almacenamiento, de igual manera evitar la contaminación de los Suelos y evitar el contacto de los pobladores con el material de desecho.

CAPITULO I

INTRODUCCIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

1.1.- INTRODUCCION

La extracción de minerales es una actividad que se realiza en el Perú desde tiempos Pre-Colombinos, claro que en esos tiempos la cantidad de roca chancada y desmonte no era un problema. Pero al pasar el tiempo esta actividad se ido perfeccionando, las primeras actividades ocasionaron problemas de calidad de agua, debido a que los minerales eran lavados y el agua utilizada envenenaba las corrientes de agua matando a los peces y contaminando los campos de cultivo. De igual manera la producción de desechos también se incrementó y la locación más conveniente para ser acumulados era usualmente sobre el curso más cercano de agua, con el propósito que estos desechos fuesen arrastrados por las corrientes de agua, sin medir de esta manera la consecuencia que traería la contaminación a la que se estaba exponiendo a los pobladores.

Actualmente este problema está siendo controlado mediante una política de control de impacto ambiental que en este punto se aplica con la habilitación de depósitos de relaves. La descarga descontrolada de grandes cantidades de relaves directamente a ríos, lagos o playas del mar es frecuente; sin embargo, en la mayoría de las 176 minas en operación en el Perú, se han construido presas de relaves con el fin de mantener éstos residuos mineros lejos de los arroyos y ríos, es por eso que actualmente existe una cantidad desconocida de depósitos de relaves activos e inactivos. Muchos de estos depósitos han llegado o están por llegar a su máxima capacidad de almacenamiento, es por eso que se debe tener un plan de contingencia para poder obtener un mayor volumen de almacenamiento de los residuos mineros.

Por los problemas anteriormente mencionados, en el presente proyecto se plantea la elevación de los depósitos de relaves en la mina Cobriza (Zona Norte en Expansión Cobriza y El Platanal), para lo cual fueron necesarios realizar diversos estudios, entre ellos el Estudio

del terreno de fundación, del material de relleno (Cantera Cobriza), del material de relave y de la estabilidad del depósito propiamente dicho.

Con este proyecto se planea controlar con el problema de contaminación en el Río Mantaro que se puede presentar si estas presas superan su máxima capacidad de almacenamiento, de igual manera evitar la contaminación de los Suelos y evitar el contacto de los pobladores con el material de desecho.

1.2.- OBJETIVO DEL ESTUDIO A REALIZAR

Analizar el comportamiento global de dos presas de relaves ubicadas en la mina Cobriza (Zona Norte en Expansión Cobriza y El Platanal) para su posterior elevación DE 20m y 15m respectivamente, utilizando normas vigentes de acuerdo a lo solicitado y exigido por el Ministerio de Energía y Minas, además de aplicar nuevas tecnologías (software`s) que permitan hacer modelamientos de la presa involucrando a todos los materiales que la conforman y realizar análisis por equilibrio límite por 4 métodos rigurosos de estabilidad para posibles superficies de fallas que puedan comprometer la estabilidad de las presas, siendo éstas obras civiles de gran importancia como un planteamiento de solución para la mitigación de los impactos ambientales negativos producidos por la explotación de minerales en la zona de Cobriza.

Para esto es necesario desarrollar el estudio Geotécnico del terreno donde se proyecta la elevación de los Depósitos de Relaves, y de los materiales que formarán parte de dicho deposito (Dique de Arranque, Relave en sus diferentes estados, Suelo de Fundación y Dique Proyectado), a fin de demostrar que los mismos son propicios para la implementación del proyecto. De igual manera, efectuar el estudio de las propiedades Físicas y Mecánicas del Relave existente mediante ensayos de Laboratorio; los cuales serán tomados en cuenta para el posterior diseño de los nuevos diques a proyectar y su análisis de Estabilidad.

1.3.- UBICACIÓN DE LA ZONA EN ESTUDIO Y CONDICIONES CLIMATOLÓGICAS

Geográficamente las zonas destinadas para la ejecución del presente proyecto se encuentran ubicadas dentro de los límites de la Unidad Operativa de Cobriza , Distrito de San Pedro de Coris, Provincia de Churcampa, Departamento de Huancavelica:

- En la Zona Norte en Expansión Cobriza, en el Cuadrángulo de Huanta; con coordenadas UTM comprendidas aproximadamente entre los cuadrángulos 565850E - 566850E y 8610525N - 8610700N, (12°33'49" Latitud Sur y 74°23'27" Longitud Este) con una Altitud del orden de los 2,300 msnm, con una extensión aproximada de 33.974 m²
- En la zona del Platanal, con coordenadas UTM comprendidas aproximadamente entre los cuadrángulos 566750E – 566950E y 8610500N – 8610660N, (12° 33'49" Latitud Sur y 74° 23'27" Longitud Este) con una Altitud promedio del orden de los 2,071 msnm, con una extensión aproximada de 13,660 m².

La ubicación de los lugares en estudio se muestra en el Mapa N°1 y Mapa N°2, de igual manera se pueden apreciar en la Foto N°1 y la Foto N°2 vistas de la localización.

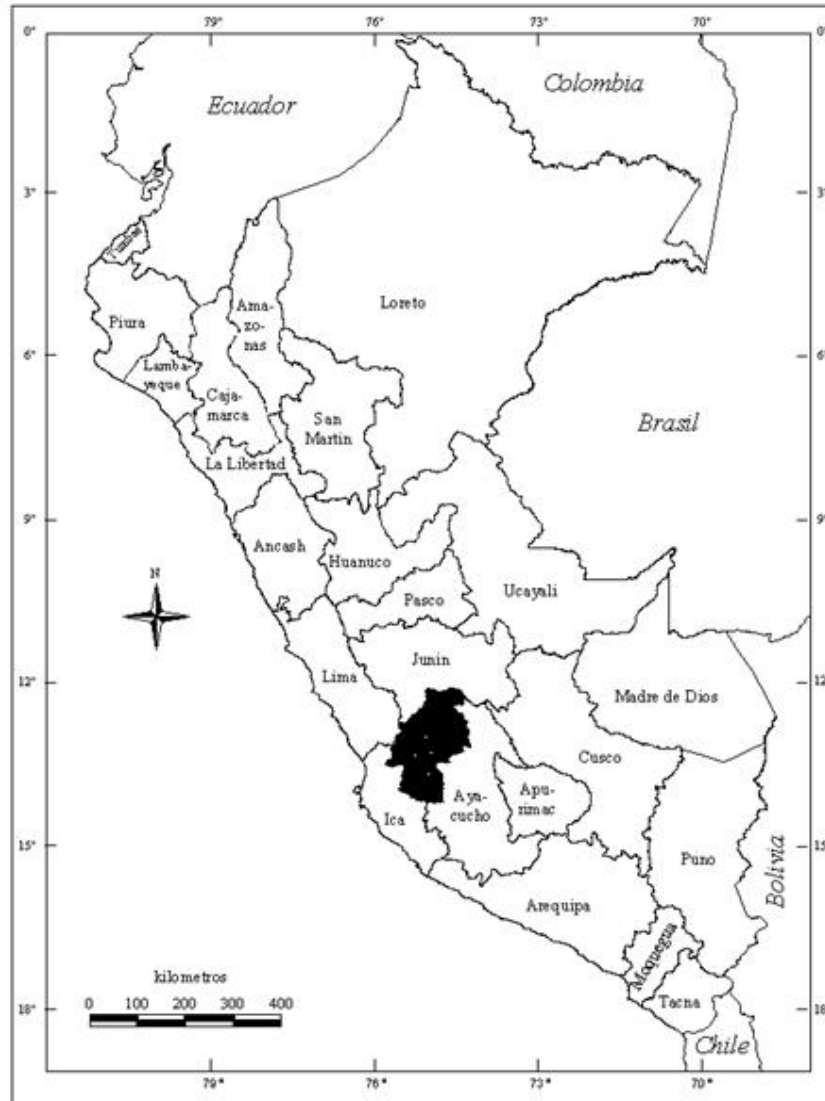
Hidrológicamente la mina está ubicada en la parte alta de la Cuenca del Río Mantaro y cuya delimitación va sólo hasta la localidad de Pampa de Coris; está contenida en el rectángulo formado por las coordenadas:

En Latitud Sur : Entre los 12°30'30" y los 12°40'15" *

En Longitud Oeste : Entre los 74°30'00" y los 74°22'35" *

Fisiográficamente la ubicación de la cuenca hidrográfica, forma parte de las unidades morfo-estructurales de la cordillera occidental. Estas formaciones están constituidas por estratos del tipo areniscas y lutitas intrusionadas por rocas ígneas hipoabisales dioríticas.

Ubicada a una altitud promedio de 2300 msnm. Aproximadamente. La zona en estudio posee un clima seco y bien caluroso casi todo el año con bajas de temperatura en los meses de invierno y precipitaciones moderadas.



MAPA N°1: Ubicación Geográfica

Ref. (Instituto Geográfico Nacional. www.ign.gob.pe)



MAPA N°2: Ubicación de la Zona en estudio a nivel departamental

Ref. (Mapa vial del Perú www.mtc.gob.pe)



FOTO N^o1: Vista panorámica de San Pedro de Coris



FOTO N^o2: Vista del pueblo San Pedro de Coris

1.4.- CONDICIONES GEOLÓGICAS Y SISMICAS

1.4.1.- Geología

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

La geomorfología en el Perú está determinada por un conjunto de procesos activos, en evolución, no se trata de aspectos históricos. Las características geológicas de cada lugar afectan la estabilidad física de las represas y la movilidad de los contaminantes potenciales hacia y en el agua subterránea. En determinadas circunstancias, algunas condiciones geológicas adversas, si no son demasiado severas, pueden ser mitigadas mediante trabajos con diseños de ingeniería, que a veces son costosos, pero en otras es mejor evitarlas cambiando la ubicación a un lugar alternativo.

Como mínimo, se necesita un análisis detallado del reconocimiento del terreno y, por lo menos, algunas calicatas para proporcionar información relativa al lugar. Se necesita que las condiciones de suelo y roca que pueden afectar la estabilidad física sean identificadas junto con la extensión y profundidad de cualquiera de dichos depósitos. Esto incluye depósitos saturados de arena, limo o grava propensos a la licuefacción o que podrían saturarse por efecto de la infiltración de la presa; turba (encontrada en el Perú en terrenos de origen glaciar de los Andes); y arcillas saturadas independientemente de su rigidez.

Los aspectos de diseño de presas para tratar los problemas de estabilidad que presentan estos materiales, incluyendo la excavación y remoción, pueden tener una influencia decisiva en las decisiones referentes a la selección de la ubicación, y posteriormente, en los costos de manejo de residuos si éstos no son identificados y tomados en cuenta en la etapa de selección de la ubicación del lugar.

Comentarios similares son aplicables a suelos sensibles a la humedad en regiones áridas o semiáridas que son propensos a colapsar bajo condiciones de

saturación. Es preferible evitar los lugares en los que se encuentran subyacentes suelo o roca con alto contenido de minerales solubles como yeso, así como también calizas cársticas.

Algunas condiciones geológicas pueden motivar la exclusión automática de un lugar para ser considerado. Tales condiciones incluyen:

- La presencia de una falla activa, o una falla inactiva que pueda ser reactivada por el peso y la infiltración proveniente de la instalación propuesta, ya sea por debajo o adyacente al lugar.
- La presencia de labores mineras subterráneas activas o abandonadas directamente debajo o adyacentes al lugar elegido.
- Un lugar geológicamente inestable, tal como un derrumbe o material dejado por un huayco. La presencia de un área relativamente plana en medio de un terreno escarpado, puede ser un lugar atractivo, debe ser examinada con sumo cuidado.
- La presencia de altas presiones de agua subterránea, como lo indica algunas veces los manantiales artesianos en el área del lugar propuesto.
- El grado de exposición de un lugar a riesgos geológicos, que incluyen huaycos y derrumbes. Los derrumbes activos son fácilmente identificables durante el reconocimiento geológico y deberían ser evitados ya sea aguas arriba o aguas abajo del depósito. A veces se puede inferir el riesgo de grandes avalanchas de rocas por la evidencia geológica de la ocurrencia de casos semejantes, obtenida a partir de la evaluación del terreno. Generalmente es evidente la caída de una avalancha de nieve; si bien su efecto sobre la estabilidad de depósitos es limitado, pero pueden constituir un problema para la operación y el acceso al lugar.

1.4.1.1 Geomorfología

El área donde se proyectan el depósito de relave, se encuentra en la margen izquierda del río Mantaro en una terraza de origen aluvio-coluvial a una altura de aproximadamente 400 m. con respecto al río.

El área se sitúa en la Cordillera Oriental, región natural Yunga Fluvial, con ocurrencia constante de sol, clima templado a moderado lluvioso, relieve accidentado con valles estrechos y quebradas profundas seccionadas y modeladas por el río Mantaro, conjuntamente con los procesos erosivos y de acumulación, en donde la degradación es el proceso principal dado que existen grandes desniveles de altitud.

La presencia de taludes de alta a muy alta pendiente y la naturaleza arcillosa de la roca facilita la ocurrencia de deslizamientos como uno de los principales procesos modeladores (huaycos, deslizamientos y derrumbes).

En la parte norte se observa un cono de deyección donde ocurren depósitos proluviales, tiene una longitud de 0.18 Km y anchos variables de 0.08 a 0.14 Km, esta zona está dentro del cono de deyección principal, presentando una superficie suavemente inclinada hacia el río.

1.4.1.2 Litoestratigrafía

Las unidades litoestratigráficas del Grupo Tarma, presentes en el área, regionalmente están ligadas a la cuenca Carbonífero- Jurásico; estas unidades hacia el noroeste se encuentran infrayaciendo en concordancia a las rocas sedimentarias del Grupo Copacabana, mientras que hacia el norte y noreste son intruídas por el granito de Cobriza del Jurásico.

Las principales unidades existentes en el área de interés y determinados durante los trabajos geológicos de superficie son los siguientes:

Grupo Tarma (Cs-t)

Consiste en un conjunto de rocas sedimentarias marinas; limoarcilitas (lutitas) laminadas de color negro a gris oscuro intercaladas con calizas también de color gris oscuro y areniscas de grano fino, de color verde.

Un rasgo muy saltante de la secuencia es la presencia de numerosos deslizamientos por la pendiente muy fuerte de sus laderas.

Los afloramientos del Tarma, en las laderas de la Zona Norte, están constituidos predominantemente por limoarcillitas (lutitas) de color negro muy duras, muy coherente, muy poco a levemente alteradas hasta frescas en la parte norte noroeste, mientras que hacia el oeste y suroeste luego del análisis de las gravas y cantos rodados en los deslizamientos se presentan limo arcillitas de color negro, calizas grises y areniscas de grano fino y color verde igualmente duras.

En la parte sur de la Zona Norte, se observa un incremento de cantos rodados y bolones de granito anguloso hasta subanguloso en una matriz limo arcillosa.

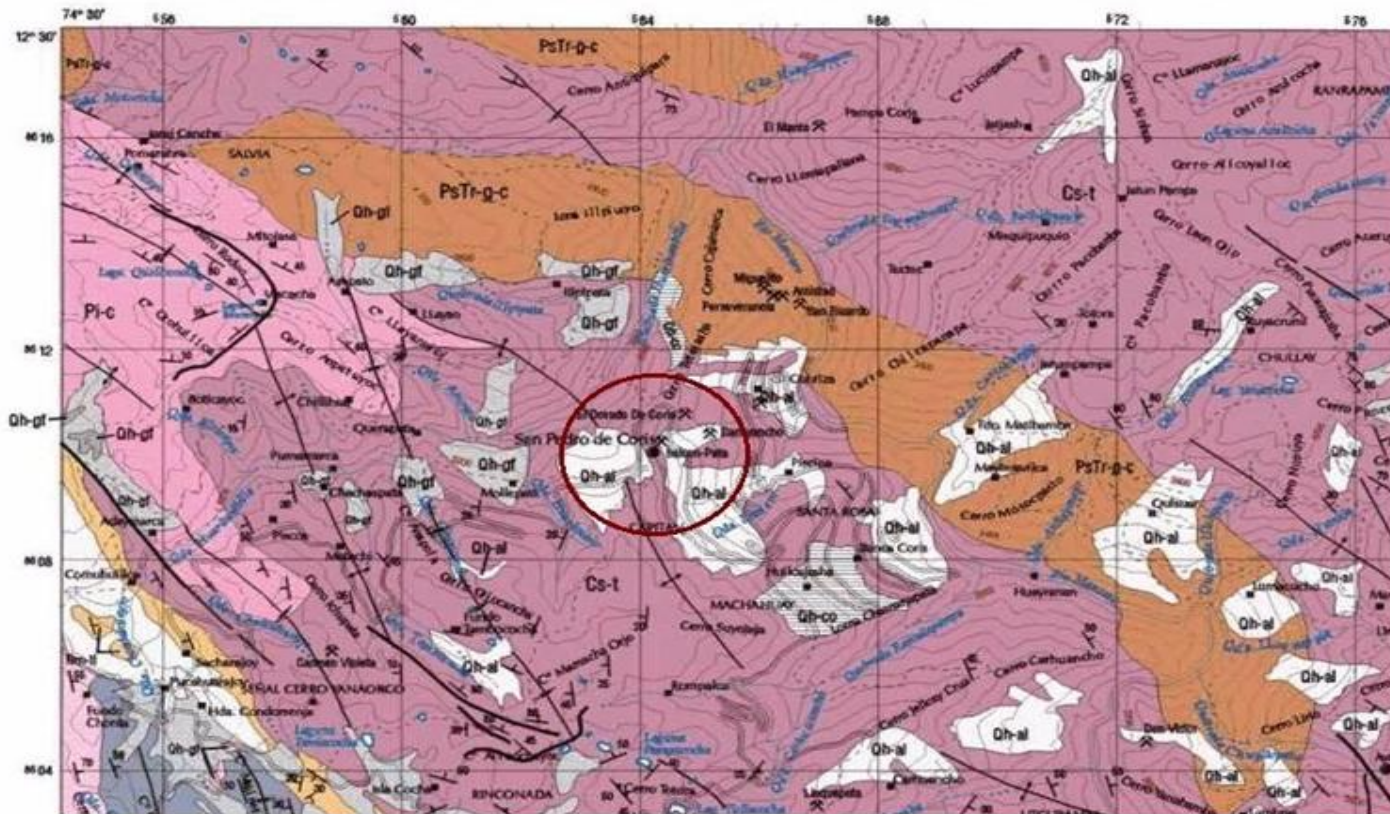
Las rocas sedimentarias del Grupo Tarma en el área pertenecen al Carbonífero Superior (Pensilvaniano).

Granito de Cobriza (PsTr-g-c)

Probablemente forma parte del Batolito Permo-Triásico, que aflora siguiendo una marcada dirección noroeste y se constituye en el plutón más grande del área, aflora en la margen derecha del río Mantaro, frente a Expansión.

Está constituido por granitos de color blanquecino a rosáceo, moderadamente alterados. El granito de Cobriza intruye al Grupo Tarma.

MAPA GEOLOGICO DEL CUADRANGULO DE HUANTA



MAPA N^o3: MAPA GEOLÓGICO DEL CUADRÁNGULO DE HUANTA

Ref. (Instituto Geográfico Nacional. www.ign.gob.pe)

Depósitos Cuaternarios

Constituyen materiales inconsolidados que se hallan tapizando y/o rellenando el fondo del valle, el lecho de las quebradas y parte de las laderas del modelado cuaternario. El Mapa N°3 muestra la geología de la Zona.

Estos suelos tienen influencia en los Depósitos de Relaves proyectados en el área, los principales suelos de acuerdo a su origen son los siguientes:

a) Depósitos aluviales (Q-al)

Bajo esta denominación se identifican y describen a los depósitos detríticos compuestos por bolones, cantos rodados con relleno, arena gravosa y/o grava arenosa, incluye también algo de finos.

Estos materiales transportados por el río están mal gradados, de formas predominantemente subredondeadas, los granos son de composición casi exclusivamente granítica, de consistencia semi densa hasta suelta.

En la Zona Norte, hacia el río Mantaro se puede observar en la pendiente casi vertical aproximadamente a 50 mts, horizontes aluviales intercalados con horizontes aluvionales.



FOTO N° 3: Suelos aluviales al fondo infrayaciendo a suelos deluviales y proluviales

b) Depósitos Deluviales (Q-dl)

Consisten fundamentalmente de acumulaciones de suelos areno-limosos con gravas que contienen fragmentos de roca de diferentes tamaños y formas angulosas a subangulosas.

El espesor de los depósitos deluviales se estima desde la superficie hasta aproximadamente 6 mts en la parte norte de la Zona norte. Sobre estos depósitos descansará la estructura a diseñarse principalmente en la parte sur de la zona norte.



FOTO N° 4 Suelos deluviales en la zona norte.

c) Depósitos Proluviales (Q-pl)

Se denomina así a los depósitos acumulados en los conos de deyección que están constituidos por mezclas mal gradadas de arena limosa y/o arena arcillosa, con inclusión en variado porcentaje de fragmentos rocosos del tamaño de gravas, cantos rodados hasta bloques, en su mayoría de forma subangulares, en su composición litológica predomina las rocas graníticas, ocurren con variada compactidad.



FOTO N° 5 Suelos aluvionales en la parte norte y noreste de zona del Espesador.

d) Depósitos Coluviales (Q-cl)

Están conformados predominantemente por mezclas mal gradadas de fragmentos rocosos, de diferentes tamaños, los más antiguos contiene una matriz areno-limosa, los depósitos locales están constituidos por fragmentos que provienen de las laderas con rocas sedimentarias y que en su gran mayoría tiene formas angulosas.

Estas acumulaciones tienen espesores variables, poca cohesión, alta porosidad y son sensiblemente vulnerables a los procesos de remoción o erosión.

Se encuentran con mayor continuidad y espesor al pie de la ladera noroeste de las Zonas: Norte y de Chancadoras.



FOTO N° 6: Suelos coluviales en las laderas de la zona norte zona de chancadoras.

1.5. Evaluación del Peligro Sísmico

Para evaluar el Peligro Sísmico de la zona de emplazamiento de los Depósitos de Relaves existentes (El Platanal y Zona Norte Expansión dentro del complejo de la Mina de Cobriza), se ha empleado la información sísmica existente en los cuadrángulos indicados a continuación: 12° 33' 49" S y 74° 23' 27"E y 14°S a 18.5° S y de 69° hasta 74.5 respectivamente a cada una de las depósitos arriba mencionados.

El siguiente análisis documenta los resultados de la revisión y de la sismicidad histórica, Sismicidad instrumental y neotectónica existente en las áreas de los Proyectos, localizados dentro de los límites de la Unidad Operativa de Cobriza de **DOE RUN PERÚ**, en la zona del Platanal y zona Norte Expansión.

En las evaluaciones del peligro sísmico de los Proyectos se han efectuado los siguientes pasos:

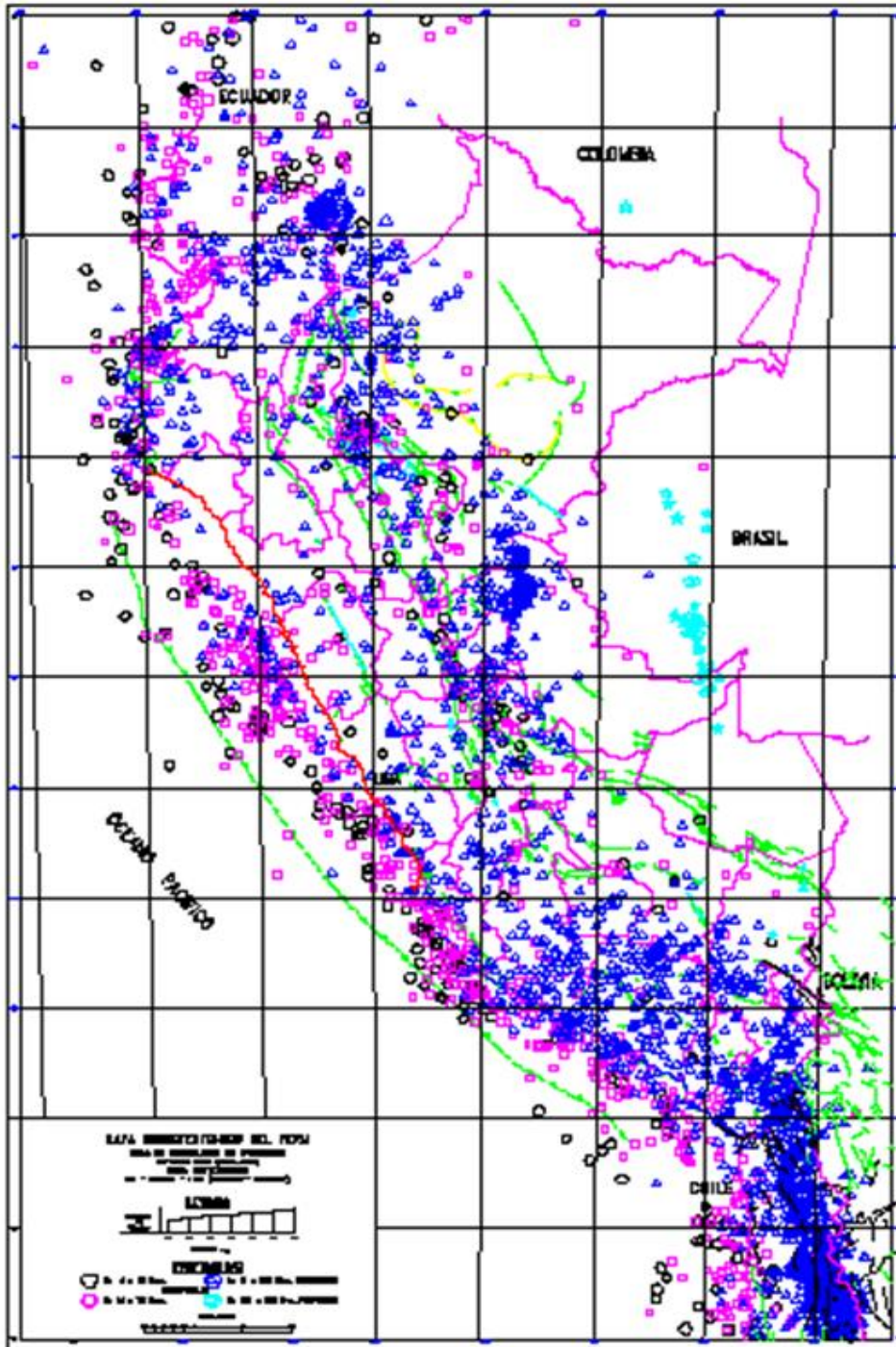
- a) Determinar la sismicidad regional,
- b) Identificar las características sismotectónicas,
- c) Estimar la atenuación de los efectos sísmicos regionales y
- d) Estimar el sismo de diseño.

Las evaluaciones del peligro sísmico se ha efectuado por medio del método probabilístico, para finalmente proponer niveles sísmicos del movimiento máximo del suelo en las áreas del proyecto. Además, se proponen valores del coeficiente sísmico para el diseño pseudo-estático de taludes y muros.

1.5.1. Historia sísmica del área de influencia

La fuente básica de datos de intensidades sísmicas de los sismos históricos es el trabajo de Silgado (1969, 1973, 1978 y 1992), que describe los principales eventos sísmicos ocurridos en el Perú. Un mapa de Distribución de Máximas Intensidades Sísmicas Observadas en el Perú ha sido presentado por Alva Hurtado et al (1984), ilustrándose en el **Mapa N° 1.5.1** la parte de aquél relevante al área en estudio.

La confección de dicho mapa se ha basado en treinta isosístas de sismos peruanos y datos de intensidades puntuales de sismos históricos y sismos recientes.



MAPA N° 1.5.1 : DISTRIBUCIÓN DE MÁXIMAS INTENSIDADES SÍSMICAS

Ref. (Alva y Castillo, 1993)

Los sismos más importantes que afectaron la región y cuya historia se conoce son: el sismo del 9 de Julio de 1586 con intensidades de IX MM en Lima y Callao; el sismo del 13 de Noviembre de 1655 con intensidades IX MM en El Callao y VIII MM en Lima; el sismo del 20 de Octubre de 1687, con intensidades de VIII-IX MM en Lima y IX MM en Cañete; el sismo del 28 de Octubre de 1746, con intensidades de X MM en Chancay y Huaura, IX-X MM en Lima, Barranca y Pativilca y VIII MM en Cañete y la Cordillera Negra; el sismo del 30 de Marzo de 1828 con intensidad VIII MM en Lima; el sismo del 4 de Marzo de 1904 con intensidades de VII-VIII MM en Lima; el sismo del 24/05/1940, con intensidades de VIII MM en Lima, percibido desde Guayaquil (III MM) hasta Arica (III MM); el sismo del 17 de Octubre de 1966, con intensidades de VIII MM en Huacho y VII MM en Lima; y el sismo del 3 de Octubre de 1974 con intensidades de VIII en Lima y VII en Cañete.

Se concluye que de acuerdo a la historia sísmica del área en estudio (400 años), han ocurrido sismos de intensidades de VI-VII en la escala Mercalli Modificada. Además, en zonas de la costa, como las ciudades de Chancay y Huaura han ocurrido intensidades máximas de hasta X MM grados, en Lima y en Cañete IX MM grados.

1.5.2. Distribución espacial de los sismos

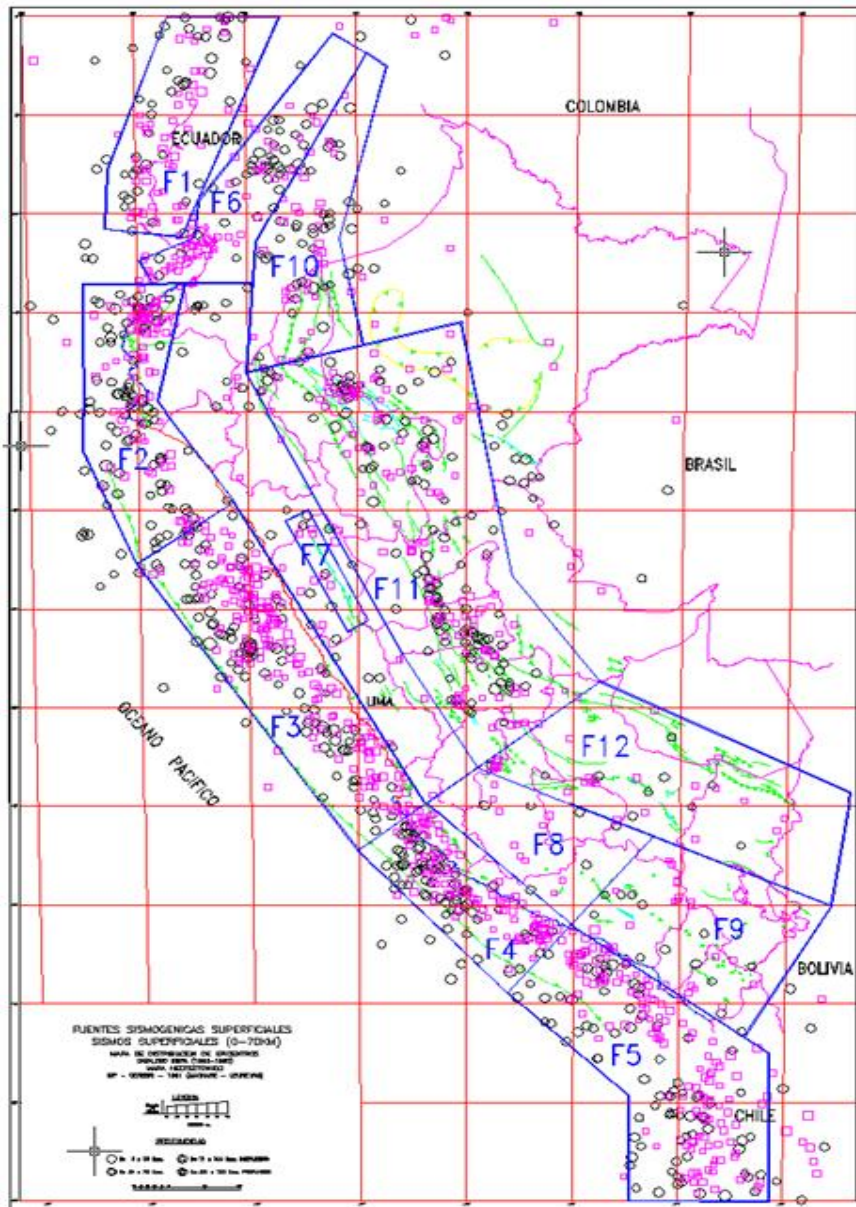
La ubicación de hipocentros ha mejorado en tiempos recientes, por lo que puede considerarse los siguientes períodos en la obtención de datos sismológicos.

- 1) Antes de 1900 : datos históricos descriptivos de sismos destructores.
- 2) 1900 - 1963 : datos instrumentales aproximados.
- 3) 1963 - 1992 : datos instrumentales más precisos.

Se debe indicar que esta información se encuentra recopilada en el catálogo sísmico del Proyecto SISRA (1985), actualizado hasta el año 1992 con los datos verificados publicados por el ISC. El Mapa N° 1.5.2 presenta la distribución de epicentros en el área de influencia del proyecto, elaborado en base al catálogo sísmico del Proyecto SISRA (Sismicidad de la Región Andina) patrocinado por el CERESIS.

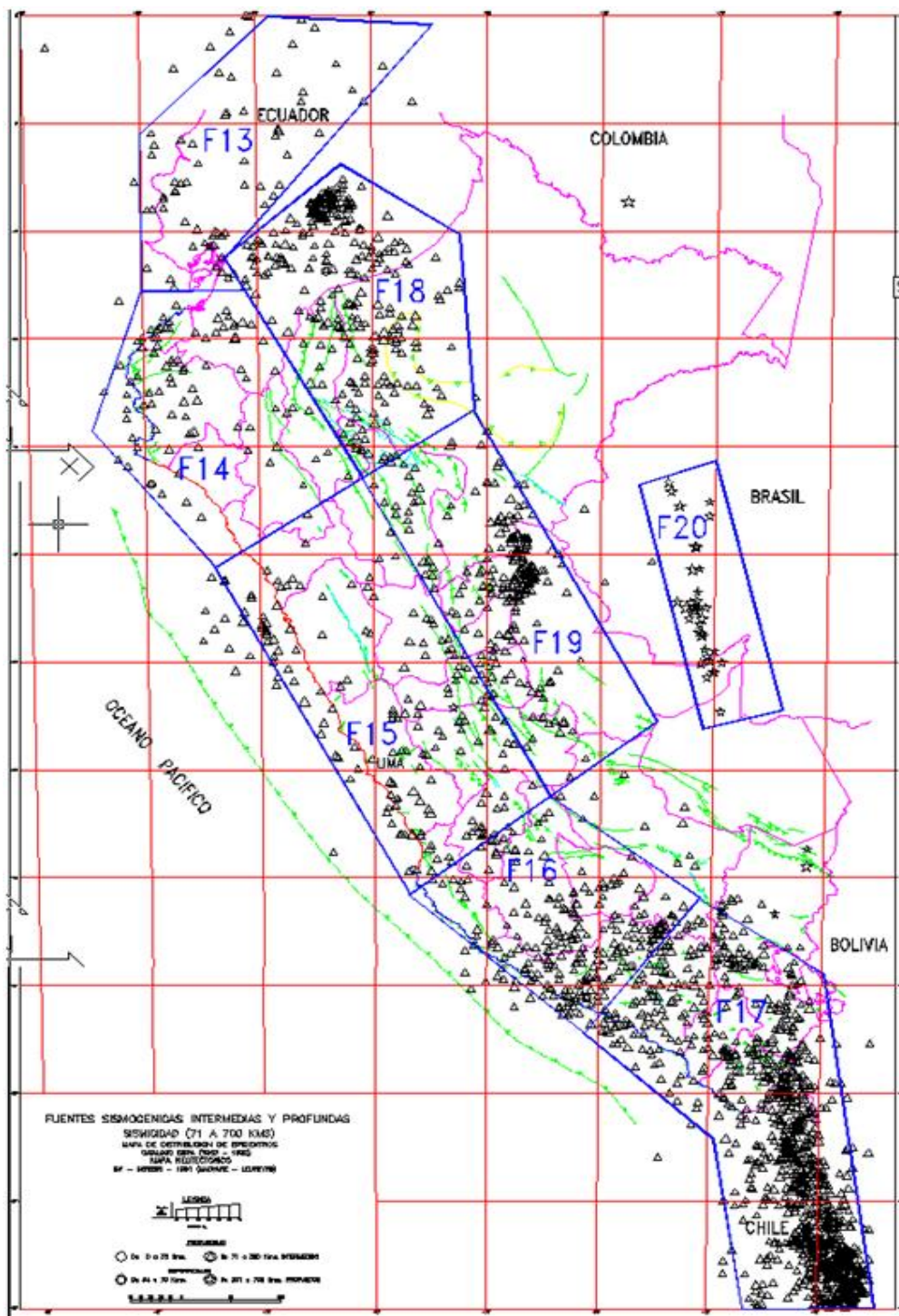
Dicho mapa presenta los sismos ocurridos entre 1963 y 1992, con magnitudes en función de las ondas de cuerpo, mb. Además, se ha dibujado las diferentes

profundidades focales de sismos superficiales (0-70 km), sismos intermedios (71-300 km) y sismos profundos (más de 300 km).



MAPA N° 1.5.2 : FUENTES SISMOGENICAS SUPERFICIALES

Ref. (Alva y Castillo, 1993)



MAPA N° 1.5.3: FUENTES SIMOGENICAS INTERMEDIAS Y PROFUNDAS

Ref. (Alva y Castillo, 1993)

El Mapa N° 1.5.3 presenta un perfil transversal perpendicular a la costa con un ancho de 200 km pasando por la zona del proyecto.

Los sismos en el área de influencia presentan el mismo patrón general de distribución espacial que el resto del territorio peruano; es decir, la mayor actividad sísmica se concentra en el mar, paralelo a la costa. Se aprecia la subducción de la Placa de Nazca, ya que hacia el continente la profundidad focal de los sismos aumenta. También se producen sismos en el continente que son superficiales e intermedios, y que estarían relacionados a fallas existentes.

En el perfil transversal perpendicular a la costa, que pasa por el área del proyecto, se aprecia la subducción de la Placa de Nazca y los sismos continentales.

1.5.3 Estudio probabilístico

El peligro sísmico puede evaluarse probabilísticamente con el método desarrollado por Cornell (1968). La primera parte del método consiste en una revisión de la actividad sísmica del pasado, para determinar las fuentes sismogénicas considerando las características tectónicas de la región. Luego se determina la recurrencia de las zonas sismogénicas y con la atenuación sísmica se calculan los valores probables de intensidades sísmicas.

1.5.4 Determinación del Peligro Sísmico

El presente trabajo tanto en las presas de “EL PLATANAL y ZONA NORTE” se pretende aplicar la metodología basada en la valoración de riesgo aplicados a estabilidad de taludes, centrándose en determinar el riesgo potencial de deslizamientos latente en la zona designada al estudio.

En resumen el riesgo es definido por la siguiente expresión:

RIESGO = PELIGRO X VULNERABILIDAD

Donde el peligro esta asociado a la probabilidad de ocurrencia de un evento (deslizamiento) y la vulnerabilidad al grado de daño o perdida que estos eventos puedan inducir sobre los elementos cercanos al evento de deslizamiento.

Para la cuantificación del riesgo se debe tratar todas las componentes de riesgo, por separado analizando cuidadosamente todas las variables que implica determinar cada una de ellas.

Se ha determinado el peligro sísmico del proyecto, utilizando la metodología e información pertinente disponibles en la literatura. Se ha empleado el programa de cómputo RISK desarrollado por R. Mc Guire (1976) con datos de la ley de atenuación de Casaverde y Vargas (1980) para los sismos de subducción y de Mc Guire (1974) para los sismos continentales. Se ha usado las fuentes sismogénicas y parámetros de recurrencia definidos por Castillo (1993). Se emplearon las coordenadas geográficas de las siguientes localidades en estudio.

LUGAR	COORDENADAS GEOGRAFICAS (°)	
PAMPA CORIS	- 74.44	- 12.57

El peligro sísmico anual se presenta en el eje de abscisas de dichas figuras como la inversa del período de retorno. El **Cuadro N° 1.5.3** muestra las máximas aceleraciones esperadas para períodos de retorno de 30, 50, 100, 200, 400, 475 y 1000 años.

Cuadro N° 1.5.3

COORDENADAS	PERIODO DE RETORNO (AÑOS)						
	30	50	100	200	400	475	1000
-74.44, -12.57	0.13	0.15	0.20	0.25	0.31	0.33	0.40
-74.19, -12.57	0.12	0.15	0.19	0.24	0.30	0.31	0.38
-73.94, -12.57	0.12	0.14	0.18	0.23	0.29	0.30	0.37
-73.69, -12.57	0.11	0.14	0.17	0.22	0.28	0.29	0.35
-74.44, -12.32	0.13	0.15	0.19	0.25	0.31	0.32	0.39
-74.19, -12.32	0.12	0.15	0.19	0.24	0.29	0.31	0.38
-73.94, -12.32	0.12	0.14	0.18	0.23	0.28	0.30	0.36

COORDENADAS	PERIODO DE RETORNO (AÑOS)						
	30	50	100	200	400	475	1000
-73.69, -12.32	0.12	0.14	0.17	0.22	0.27	0.29	0.35
-74.44, -12.07	0.12	0.15	0.19	0.24	0.30	0.31	0.38
-74.19, -12.07	0.12	0.14	0.18	0.23	0.29	0.30	0.37
-73.94, -12.07	0.12	0.14	0.18	0.23	0.28	0.29	0.35
-73.69, -12.07	0.11	0.13	0.17	0.21	0.27	0.28	0.34
-74.44, -11.82	0.12	0.15	0.19	0.24	0.29	0.31	0.38
-74.19, -11.82	0.12	0.14	0.18	0.23	0.29	0.30	0.36
-73.94, -11.82	0.12	0.14	0.18	0.22	0.28	0.29	0.35
-73.69, -11.82	0.11	0.13	0.17	0.21	0.27	0.28	0.33

ACELERACIONES MAXIMAS ESPERADAS (% g)

La selección del movimiento sísmico depende del tipo de obra. Para el proyecto, se considera un período de retorno de 475 años para el sismo de diseño que corresponde a estructuras con vida útil de 50 años y un nivel de excedencia del valor de aceleración propuesto de 10%, mostrando que la aceleración máxima pico instrumental esperada para el presente estudio 0.30g y de 0.40g para periodo de retorno mayores a 900 años.

Es usual considerar una aceleración efectiva (Aceleración de Diseño) en vez de la instrumental pico, es del orden del 25 al 30% más baja. Por lo tanto, la aceleración efectiva será del 0.21g. El coeficiente sísmico para el diseño estará expresado en términos del período de la estructura y del período predominante del suelo.

La respuesta estructural de las obras de ingeniería derivada por métodos espectrales deberá considerar, a partir del valor de aceleración propuesto la amplificación estructural y las reducciones por ductilidad, amortiguamiento y los coeficientes de seguridad de diseño.

En el caso de utilizarse en el diseño de taludes y obras de retención el método seudo estático, se recomienda una aceleración del 70% de la obtenida de diseño, siendo este valor de 0.15g. Este valor corresponde al período de retorno indicado anteriormente; basándose en el tipo de estructura por diseñar el período de retorno podría variar, modificando el coeficiente propuesto.

CAPITULO II

FUNDAMENTO TEORICO

2.1. Evolución Histórica del Manejo de Relaves

Las compañías mineras extraen grandes cantidades de material desde sus yacimientos. De este material, no más allá del 1 a 2% corresponde al elemento útil que se desea producir. En el caso concreto de la minería del cobre, se requiere mover más de cien millones de toneladas de mineral, generalmente minerales sulfurados de cobre, para obtener sólo un par de millones de toneladas de cobre fino por año. Como consecuencia de este proceso extractivo se genera un relave o material de descarte, que corresponde aproximadamente al 97% en peso del mineral sometido a proceso, más agua de transporte.

Los relaves son materiales de desecho provenientes de la planta de flotación, está constituido fundamentalmente por sólidos que no presentan mayor interés económico, tales como arenas de sílice, micas, feldspatos y otras variedades de origen rocoso, óxidos y sulfuros de fierro, y otros.

Los lodos mineros o relaves provenientes de los procesos de separación, poseen unas propiedades que difieren de las encontradas en depósitos o suelos naturales. La variedad de los procesos de deformación y los componentes metálicos y minerales hacen muy difícil una generalización de las propiedades genéricas de los lodos, incluso dentro de una misma minería.

La distribución granulométrica depende de las características mineralógicas del macizo rocoso explotado y del proceso de extracción del metal valioso. El tamaño típico de las partículas de relaves corresponde al de las arenas de tamaño medio (0.2 mm.) a partículas del

tamaño de los limos (0.06 – 0.006 mm.), provenientes del proceso de concentración que son producidos, transportados o depositados en forma de lodo. Estos materiales poseen poca o nula plasticidad; normalmente son materiales ML, con características de compresibilidad baja y alta porosidad como corresponde a materiales sin consolidar vertidos en suspensión. También poseen cierta resistencia al corte con valores de ángulo de fricción interna (ϕ) similares a los limos y arenas finas angulosas, y una cohesión aparente cuando están saturados.

Los relaves son usualmente transportados desde la planta de proceso al área de deposición a través de tuberías o canaletas de relaves en forma de pulpa con contenido de sólidos que varía de 35 a 56%. Se puede afirmar que son especialmente susceptibles a fenómenos de licuefacción y colapso bajo el efecto de sacudidas sísmicas, voladuras e incluso por efecto de la energía liberada por las tormentas en valles estrechos.

Origen y Producción de Relaves de Concentradoras

El proceso de concentración comienza con el chancado del mineral proveniente de la mina hasta que el tamaño de las partículas estén generalmente en el rango de centímetros o milímetros. El mineral chancado es luego reducido a tamaños menores a un milímetro, en grandes tambores rotatorios clasificados como molinos de bolas, molinos de varillas y molinos semi-autógenos (SAG). Se agrega agua al mineral molido y el material permanece en forma de lodo (pulpa) a través del resto del proceso de extracción

El siguiente paso es llamado comúnmente flotación. La flotación opera sobre el principio de que las partículas individuales que contienen el mineral que se desea extraer, son decepcionadas por pequeñas burbujas de aire que se adhieren a estas partículas y las elevan a la superficie de un tanque agitado.

Las espumas que contienen estas partículas valiosas son retiradas de la superficie, procesadas, y secadas para transformarse en concentrado, este producto final de la concentradora, es

embarcado a la fundición para su refinación. Entre tanto, las partículas de desecho que quedan constituyen los relaves. Después de recuperar algo del agua del proceso en tanques apropiados, conocidos como es pesadores, los relaves son bombeados al lugar destinado para su almacenamiento. Para el hierro (magnetita) la concentración precede a la flotación, la que entonces extrae los sulfuros de hierro del concentrado de magnetita y la descarga como relaves.

Una variación de este proceso es mayormente utilizado para los minerales de oro y plata. Los procesos de chancado y molienda se realizan en forma similar excepto que usualmente se realizan hasta un tamaño más fino a fin de mejorar la recuperación de granos microscópicos de mineral. Para incrementar el PH hasta alrededor de 11 se agrega cal y la posterior adición de cianuro disuelve el oro y la plata.

En el proceso convencional de cianuración, la solución de cianuro que contiene los metales disueltos es separada de los relaves a través de una decantación en contra-corriente (CCD), la solución final es diluida reduciendo las concentraciones de cianuro y descargada con los sólidos de los relaves. Los procesos similares, carbón en pulpa (CIP) y carbón en lixiviación (CIL) añaden carbón al mineral molido como una forma de recuperar el oro y la plata de la solución cianurada, mientras que los relaves sólidos CIP y CIL son los mismos, las concentraciones de cianuro en el líquido efluente que acompaña a los relaves son más altos que los obtenidos con CCD.

Otros Residuos Sólidos

Desmante de mina : Es roca extraída durante el minado para tener acceso al mineral en las minas subterráneas, este material es usualmente de tamaño menor que 20 cms y las cantidades llevadas a la superficie son comparativamente pequeñas. El desmante de las minas a tajo abierto es mucho más grueso, su rango de tamaño va desde un metro hasta polvo y las cantidades producidas pueden ser bastante grandes, llegando a menudo hasta dos a cuatro

veces la de los relaves. Se puede decir que la estabilidad de los echaderos de la mina son rara vez un problema excepto en ciertos casos que involucran climas húmedos o cuando se introducen fluidos, cuando el echadero contiene arcillas o material inusualmente fino, o cuando existen suelos arcillosos en los cimientos del echadero (Zovodní, et al 1984, Dawson, et al 1992). Broughton. 1992. Proceedings, 1986). El desmonte de minas es importante en el contexto del manejo de relaves porque puede proporcionar material de buena calidad para la construcción del dique de una presa superficial. Los desmontes de mina pueden ser, sin embargo, una fuente potencial de drenaje ácido y comparte con los relaves mucho de la tecnología relacionada con ARD.

Residuos o Desmontes de Pilas de Lixiviación: Son aquellos que se derivan de un tipo de extracción mineral que consiste en que al mineral, chancado o no, se le añade soluciones de cianuro para oro o ácido sulfúrico para cobre por medio de una irrigación superficial o por infiltración. Un proceso relativo al cobre, “dump leaching”, involucra añadir solución de ácido sulfúrico a botaderos de desmonte.

Las Escorias: Resultan del enfriamiento de residuos fundidos derivados de la fundición de concentrados de metales básicos. Las escorias de fundición pueden contener metales tales como arsénico, cadmio, y plomo en concentraciones potencialmente tóxicas.

Los Relaves de Placeres o Lavaderos: Son producidos por operaciones de dragados de oro y menos comúnmente en el dragado de minerales de estaño. Este material es usualmente del tamaño de grava gruesa o mayor y está desprovisto de nutrientes o material capaz de formar suelos. Los asuntos ambientales involucran problemas de sedimentación y revegetación en los arroyos los cuales son específicos para estos materiales. El contenido de mercurio de los residuos tanto de grandes dragas como operaciones en pequeña escala en la selva peruana son motivo de gran preocupación.

Los Relaves de Jig: Son el resultado de la separación gravimétrica, casi siempre en combinación con la molienda en las operaciones auríferas comunes. Tienen un tamaño mayor que los relaves de flotación pero en todo lo demás son similares. La amalgamación con mercurio es aún usada ampliamente para procesar concentrados gravimétricos de oro en pequeñas operaciones del Perú.

Relaves de Cianuración con Aglomeración y Peletización: Son producidos por el retratamiento de relaves de amalgamación ricos en oro, mayormente en operaciones muy pequeñas a lo largo de la costa. Los relaves consisten en pelets que van de uno a dos centímetros en tamaño y que son descargados en estado semi seco.

2.2. Tipos de construcción de Presas de Relave

Las investigaciones sobre presas de relaves, nos lleva a la selección y perfeccionamiento del dique de arranque que servirá de punto inicial para la construcción de la presa. El diseño del dique de arranque especifica la geometría externa e interna de la estructura, y debe incluir las especificaciones del drenaje, control de filtración y en algunos casos los sistemas de revestimiento requeridos para mantener la estabilidad de los diques que conforman la presa. Es importante enfatizar que el diseño final de la presa puede diferir substancialmente de las expectativas iniciales. Si la construcción de la presa continúa a lo largo de la vida activa del embalse, experiencia ganada indica que el continuo análisis y monitoreo permiten cambios y mejoras en el proyecto.

En general, si el diseño del dique de arranque incluye revestimientos y/o sistemas de drenaje, tales sistemas deben desarrollarse previamente o al mismo tiempo que la construcción del dique inicial (con el aumento sucesivo de la presa). Las consideraciones medioambientales pueden crear la necesidad de revestimientos, ya que los relaves son propensos a lixiviar componentes tóxicos o indeseables a los estratos subyacentes; de igual manera se desea limitar el flujo de las aguas subterráneas poco profundas en el relave. Los revestimientos

pueden estar compuestos por suelos naturales del lugar compactados, relaves en pasta compactados, arcillas locales o de préstamo, materiales sintéticos, concreto lanzado, etc. Por razones económicas, la compactación del suelo natural o los relaves en pasta, son los métodos más usados para reducir la permeabilidad de la base del embalse. En el caso de embalses que atraviesan el valle no queda otra alternativa que utilizar éste método debido a la gran superficie y el terreno desigual, el uso de revestimientos sintéticos u otros materiales de préstamo generalmente son excesivamente caros y no son factibles.

Los sistemas de drenaje se requieren por razones estructurales. La principal preocupación de la construcción de una presa es el control de la presión de poros dentro y bajo la presa. La presión de poros excesiva dentro de la presa puede llevar a exceder la resistencia al esfuerzo cortante del material de relleno, produciendo la falla local o general del talud. Adicionalmente, la alta presión de poros dentro o bajo la cara de la presa puede producir la filtración desenfrenada en la cara del dique que lleva a la falla por **tubificación**. De igual manera, la filtración a través de las capas permeables débiles de la fundación puede terminar en tubificación o excedencia de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, causando el asentamiento de la fundación y comprometiendo la estabilidad de la presa. Éstas y otras amenazas a la estabilidad de la presa pueden ser parcialmente reducidas a través del control de la filtración. El control de la filtración puede ser afectado por el establecimiento de las zonas de diferente permeabilidad aguas arriba, bajo y dentro de la presa, a través de los sistemas de drenaje, capas y núcleos de baja permeabilidad, o ambos.

Métodos de Construcción

Existen numerosos métodos y materiales usados para la construcción de presas de relave. Por lo general, las minas optan por materiales y métodos que proporcionan la estabilidad requerida al costo más bajo. Si la presa de relaves se encuentra cercana a la mina, el uso de roca desechada puede bajar significativamente el costo de los materiales y a la vez reduce la necesidad de áreas para la disposición de piedras. Si se utilizan materiales de préstamo, estos

se pueden obtener del área del embalse y así incrementar la capacidad del embalse. Los materiales también deben reunir la permeabilidad, la compresibilidad y los requisitos de resistencia al corte, deben ser químicamente estables, ya que si la roca desechada es potencialmente generadora de ácidos no será conveniente para la construcción de la presa, particularmente en los sistemas de drenaje. El material frecuentemente usado en la construcción de la presa es el relave.

Construcción utilizando Material de Relave

El uso de material de relave generalmente es el método de construcción más económico. Algunas de las desventajas de usar relave como material de construcción del dique incluyen: la alta susceptibilidad de tubificación interna, el alto desgaste de la superficie, y la alta susceptibilidad del relave fino frente a la acción de la helada. También los relaves en estado suelto y saturado están sujetos a la licuefacción bajo la sacudida de los terremotos. Para mejorar las cualidades de la presa de relave durante su construcción, existen dos medios; el uso de la fracción gruesa del relave y su compactación.

Generalmente, la fracción de arena, después de ser separada de las lamas puede ser fácil de compactar usando compactadores vibratorios. Al compactar el fragmento grueso del relave, se obtiene como resultado final una masa densa de material muy fuerte que ha aumentado grandemente la resistencia a la licuefacción. La separación de relaves comúnmente se realiza por el método de spigot o cicloneo. En el sistema de spigot las arenas se descargan desde la cresta o desde puntos intermedios en el talud de aguas abajo de la presa y se van formando capas inclinadas de espesores variables de 0.30m a 1.00m. Este método tiene la ventaja de que al ser un crecimiento desde la cresta, la presa puede peraltarse rápidamente. Su principal desventaja es que las descargas de arena forman taludes menores a 3H: 1V, lo cual incide en una presa de mayor volumen y por tanto de mayor costo.

Los tres métodos de construcción usando relaves son aguas arriba, aguas abajo y el de la línea central. Los cuales se detallan a continuación:

Método Aguas Arriba

La construcción aguas arriba, es el método más antiguo y económico, empieza con un dique de arranque construido al pie de aguas abajo. El dique de arranque debe ser capaz de pasar la filtración de agua y la parte aguas abajo debe ser resistente a la tubificación. Los relaves se descargan periféricamente de la cresta del dique de arranque usando ciclones. Esta deposición forma un dique y una playa con amplia área compuesta por material grueso. La playa se convierte en la cimentación del siguiente dique. En algunas aplicaciones, los diques están mecánicamente colocados y la descarga se usa sólo para construir la playa (además, los limos se pueden usar para cubrir la cara aguas arriba del dique para reducir la permeabilidad). Estos diques pueden construirse con material de préstamo, o con la arena del relave que pueden excavarse de la playa y colocarse con excavadora. De cualquier modo, algún tipo de compactación mecánica del dique se dirige típicamente antes que la siguiente fase del dique sea construida.

El criterio más importante para la aplicación del método de construcción aguas arriba es que los relaves de playa deben formar una cimentación apropiada para el apoyo del próximo dique. Como regla general, la descarga debe contener no menos de 40 a 60 por ciento de arena. Esto puede evitar el uso del método de aguas arriba para aquellos relaves triturados que contienen porcentajes muy bajos de arena. Otro factor determinante para la construcción aguas arriba contra la construcción aguas abajo es la distribución grano-tamaño de los relaves.

Además de las pruebas del tamaño de los granos de relave; si un tractor no puede operarse en los primeros 100 a 200 pies de playa, la molienda es demasiado fina para los métodos de la construcción aguas arriba.

Además de la gradación de relaves, otros factores pueden limitar el uso de este método, estos factores incluyen el control de la superficie freática, la capacidad de almacenamiento de agua, la susceptibilidad a la licuefacción sísmica y la elevación del dique. La construcción de la presa aguas arriba ofrece pocas medidas estructurales para el control de la superficie freática dentro de la presa, se han logrado identificar cuatro factores importantes que influyen la ubicación de la superficie freática: la permeabilidad de la fundación relativa al relave, el grado de segregación del grano, la variación de la permeabilidad lateral dentro del depósito y la ubicación del agua embalsada con relación a la cresta de la presa.

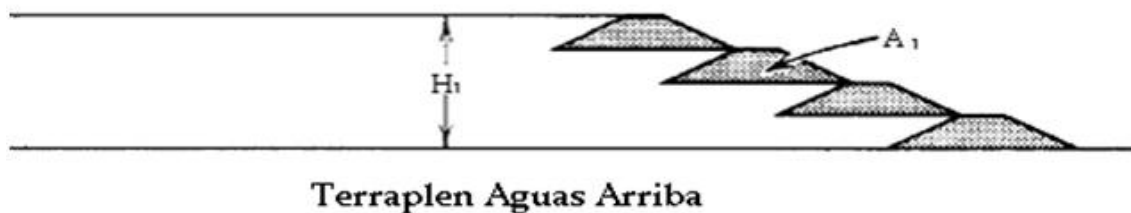
Para obtener la distancia entre el borde del estanque y la corona del terraplén se utilizan métodos de decantación y de spigot. Aunque la ubicación del embalse puede ser controlada hasta cierto punto durante la operación, un embalse de relaves que se espera reciba alta cantidad de acumulación de agua (debido a las condiciones climáticas y topográficas) debe construirse usando un método que no sea el de construcción aguas arriba. Cualquier cambio en las condiciones medioambientales o de operación (lluvia fuerte, la obstrucción de salidas de filtración, aumento del nivel de agua del embalse, etc.) produce un aumento en el nivel freático y la saturación completa de la pared exterior de arena que podría llevar rápidamente a la falla por tubificación o deslizamiento.

Los terraplenes de Relaves contruidos usando el método agua arriba generalmente tienen una densidad relativa baja con un alto nivel de saturación. Esta combinación puede producir licuefacción del terraplén de relave en caso de actividad sísmica. Además, vibraciones de suficiente intensidad y magnitud causada por estallidos, trenes, camiones pesados, etc., pueden causar licuefacción. La resistencia al corte puede reducirse a casi cero tal que las lamas fácilmente fluidificados estallan a través de los restos delgados, no saturados de la pared de arena del dique lo que termina en el colapso del dique y su derrame. Esto puede ocurrir cuando el ángulo del talud es muy bajo. Por consiguiente, la construcción aguas arriba no es apropiada en áreas con alto potencial de actividad sísmica.

La elevación del terraplén está limitada por la intensificación del exceso de presión de poros dentro del depósito. Este aumento de presión de poros puede llevar a la falla por corte lo que resulta en la abertura de una brecha y la liberación del relave contenido. La altura a la que las fallas potenciales se activan depende de la resistencia del relave dentro de la zona de corte, el talud aguas abajo del dique, y de la ubicación del nivel freático.

Pueden instalarse zonas de drenaje horizontal durante la construcción de dique de arranque para ayudar a mantener una baja presión de poros dentro del terraplén. Se puede afirmar que un dren en forma de manto extendido aguas arriba del dique de arranque, puede ser eficaz para bajar el nivel freático en el terraplén inicial y en los subsecuentes.

Figura N° 1: Terraplén Tipo Aguas Arriba



Método Aguas Abajo

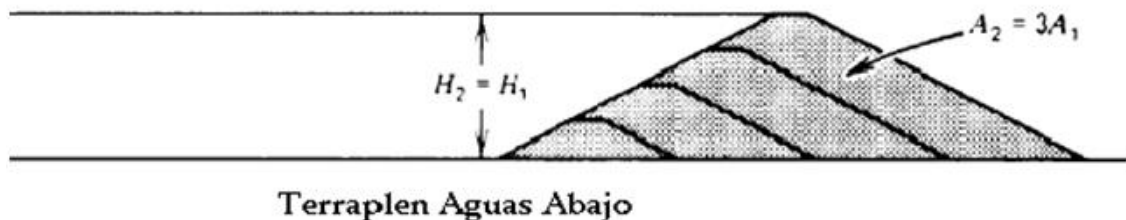
Los requisitos de diseño para el método de construcción aguas abajo son similares a los diques convencionales de almacenamiento de agua. Como en los embalses aguas arriba, los embalses aguas abajo también empiezan con la construcción de un dique de arranque construido con materiales del préstamo compactado, sin embargo, este dique de arranque debe construirse con arenas permeables y gravas con arcillas y limos para minimizar la filtración a través del dique. Si se usan materiales de baja permeabilidad en el dique de arranque, los drenes internos deberán ser incorporados en el diseño. Se le denomina método aguas abajo debido a las etapas subsecuentes de la construcción del dique que se apoyan encima de la pendiente aguas debajo de la sección previa, cambiando la línea central de la cima del dique aguas abajo como la elevación progresiva del dique.

Se puede usar una gran variedad de técnicas para depositar relaves conjuntamente con el método de construcción aguas abajo, pero el método de spigot periférico de relaves es muy común. Los relaves gruesos se pueden extender en capas delgadas y se pueden usar sobre el dique con material cicloneado, o también puede ser transportado desde la pila de cicloneo y luego ser esparcido para su posterior compactación, si el volumen de relave grueso no es suficiente para construir el dique, se puede incorporar material de préstamo del lugar para que forme parte de la estructura. Si se utiliza grava gruesa debido a su porosidad, entonces se requerirá una membrana impermeable aguas arriba o filtros para evitar el socavamiento del relave a través de la grava. Si se controla el spigot para crear playas anchas de relave y el terraplén ha sido construido con relaves permeables, el nivel freático debe ser controlado sin la necesidad de zonas impermeables interiores o drenes. Sin embargo, se recomienda que si el dique se va a construir en una zona potencial de terremotos y/o su altura excede los 50 pies, las extensiones aguas abajo deben compactarse para obtener una densidad relativa más alta que es típico para minimizar el riesgo de licuefacción.

El método de construcción aguas abajo permite la incorporación de drenes y núcleos impermeables para controlar la superficie freática. Se recomienda la colocación de una capa de arena permeable bajo la capa de drenes o sistemas alternativos de drenaje previos a cada extensión aguas abajo. Varios otros diseños de drenaje también puede ser incorporados, por ejemplo, un drenaje inclinado de chimenea cerca de la cara aguas arriba del dique que estará conectado a un dren en forma de manto en la base del dique, que puede instalarse con cada aumento sucesivo del terraplén. El control del drenaje ayuda a controlar la superficie freática y a minimizar el riesgo de aumento de presión de poros que reduce la resistencia al corte. Debido a la posibilidad de incorporar drenes dentro del diseño, este método de construcción satisface a condiciones donde grandes volúmenes de agua pueden almacenarse a lo largo de los relaves sólidos.

El método de construcción aguas abajo proporciona un grado de estabilidad que no se encuentra en la construcción aguas arriba debido a la facultad de fácil compactación, la incorporación del control de medición del nivel freático y el hecho de que la elevación del dique no es estructuralmente dependiente de los depósitos de relaves por la resistencia de la fundación. La mayor desventaja de este método es la gran cantidad de volumen de relleno requerido para la elevación del dique. El incremento de volumen de relleno requerido puede aumentar el costo de este método de construcción enormemente si el relave de la molienda no puede proporcionar un volumen suficiente de arena. Los terraplenes construidos con elevaciones aguas abajo cubren un área relativamente grande que puede ser la mayor desventaja si el espacio disponible es limitado.

Figura N° 2: Terraplén Tipo Aguas Abajo



Método de la Línea Central

La construcción de la Línea Central es similar a ambos métodos de construcción aguas arriba y aguas abajo ya que el terraplén empieza con un dique de arranque y los relaves son cicloneados fuera de la cresta del dique para formar la playa. La línea central del terraplén se mantiene como relleno y las progresivas elevaciones se colocan en ambas, en la playa y en la cara aguas abajo. Los relaves colocados en el talud aguas abajo deben ser compactados para prevenir la falla por corte. El método de construcción proporciona algunas ventajas por encima de los otros dos métodos.

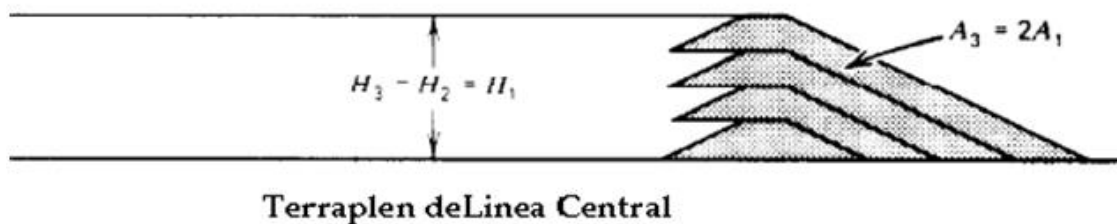
Al igual que el método aguas abajo, las zonas de drenaje pueden incorporarse en la construcción. Una playa ancha no es esencial ya que éste método es dócil para el uso con relaves que contiene un porcentaje relativamente bajo de arena. Debido a se requiere menor cantidad de arena que en los otros métodos, los aumentos del dique pueden realizarse más rápidamente que en los métodos aguas arriba y aguas abajo. La gradación gruesa del relave es necesaria si se requiere drenaje rápido para brindar apoyo al equipo de construcción.

Aunque este tipo de terraplén no está sujeto al almacenamiento permanente de volúmenes grandes de agua, periodos cortos de almacenamiento de agua debido a las duras precipitaciones o la paralización del molino, no afectará adversamente la estabilidad del dique.

Si al terraplén se le compacta apropiadamente y se le provee un buen sistema de drenaje interior, entonces este tipo de terraplén es resistente a la actividad sísmica. Incluso en caso en que las lamas se sitúen contra el talud aguas arriba y éstas filtren la parte central y aguas abajo del dique, éste puede continuar siendo estable debido a su buena compactación y sus características de drenaje.

En el Cuadro N° 6 se muestra una comparación y las restricciones que cada uno de estos métodos presenta.

Figura N° 3: Terraplén Tipo Línea Central



TIPO DE EMBALSE	REQUISITOS DEL RELAVE TRITURADO	REQUISITOS DE DESCARGA	UTILIDAD PARA EL ALMACENAMIENTO DE AGUA	RESIST. SISMICA	RESTRIC. DE ELEVACION	REQUISITOS DEL RELLENO DEL TERRAPLEN	COSTO RELATIVO DEL TERRAPLEN	USO DE NUCLEOS DE BAJA PERMEABILIDAD
Retención de agua	Aplicable a cualquier tipo de relave.	Cualquier procedimiento de descarga es aplicable.	Buena	Buena	Construcción total del terraplén.	Suelo natural de préstamo.	Alto	Posible
Aguas Arriba	Por lo menos 60% de arenas en el relave. Baja densidad de la pulpa.	Descarga periférica con necesidad de un buen control de la playa.	No aplicable para grandes almacenamientos de agua.	Poca en zonas de alta Sismicidad.	Menos de 15-30 f/yr de preferencia. Mayor a 50 f/yr es peligroso.	Suelo del lugar, arena de relave, desecho de roca.	Bajo	No es posible

Aguas Abajo	Aplicable a cualquier tipo de relave.	Varía de acuerdo a los detalles del diseño.	Buena	Buena	Ninguna	Arena de relave, desecho de roca, suelo del lugar.	Alto	Posible (cono inclinado)
Línea Central	Arenas o limos de baja plasticidad.	Descarga periférica de la playa nominal necesaria.	No recomendable para almacenamientos permanentes. Se puede diseñar para almacenamientos temporales.	Aceptable	Se deben aplicar restricciones de elevación para las alturas individuales.	Arena de relave, desecho de roca, suelo del lugar.	Moderado	Posible (cono central)

cuadro n°6: Tabla de Comparación de tipos de PRESAS DE RELAVE

2.3. Método de descarga para el almacenamiento de Relaves

El propósito final del almacenamiento del relave es contener el relave de grano fino, a menudo con un secundario o el co-propósito de conservar el agua para el uso en la mina y molino. Esto debe ser logrado de una manera rentable que mantenga la estabilidad de la estructura del terraplén a largo plazo, de los relaves almacenados y la protección a largo plazo del ambiente. En el proceso de diseñar terraplenes para la contención de relaves, deben ser equilibrados estos tres intereses: costo, estabilidad, y su comportamiento medioambiental, con condiciones que establezcan el equilibrio en cada fase del proceso. Los costos a largo plazo de deposición del relaves dependen en parte de la estabilidad mecánica y la integridad medioambiental, así las estructuras aceptables promueven la efectividad del costo. El almacenamiento de la pasta del relave es el método más común de deposición.

Métodos para la Deposición de Relaves

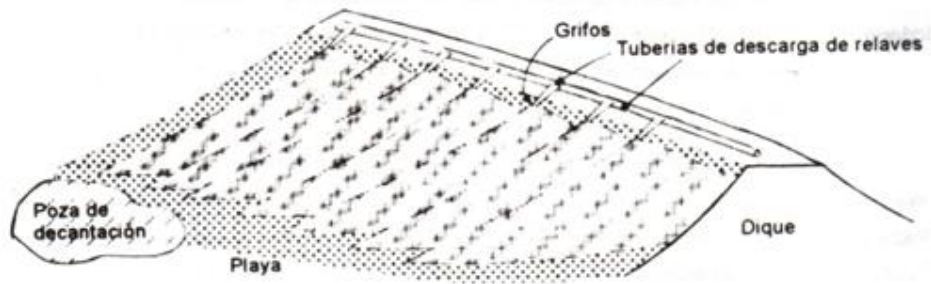
Debido a que los relaves de mina producidos por el molino normalmente están en forma de pasta, la disposición de relaves en forma de pasta en colectores hechos de materiales locales es el método más común y económico de disposición. Existen cuatro tipos principales de diseño de presas de relaves; los embalses en valle, diques en forma de anillo, los embalses en fosos, y los fosos especialmente excavados. Algunos métodos de disposición de relaves serán descritos a continuación.

En algunos casos, los relaves son deshidratados (espesados a una densidad de 60% de pulpa o más) o secos (con una humedad igual o menor a 25%), es posible eliminar agua de la pulpa de relaves en la concentradora utilizando equipos tales como: filtros de vacío, de presión, filtros de tambor, filtros de fajas y/o centrífugas. El contenido de agua de los relaves puede ser reducido lo suficiente como para permitir su transporte y ubicación por camiones o fajas transportadoras.

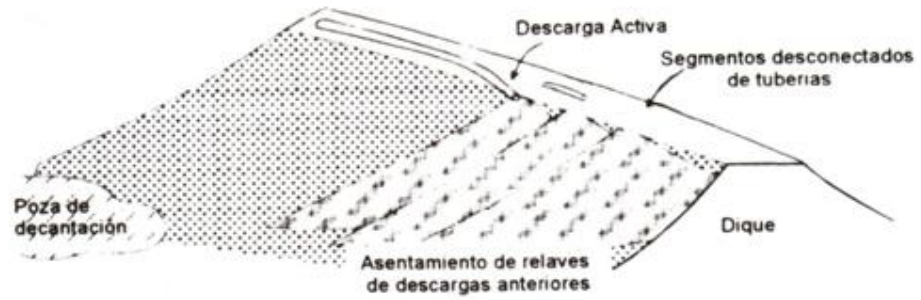
La eficacia y pertinencia de colocar relaves en estado seco o espesado, depende de la molienda del mineral y la concentración de yeso y arcilla, así como la disponibilidad de los métodos alternativos. Excepto bajo circunstancias especiales, estos métodos pueden ser demasiado costosos debido al equipo adicional y los costos de energía. Sin embargo, las ventajas incluyen la disminución de volúmenes de filtración y el terreno necesario para el embalse, y la simultánea expulsión y recuperación de los relaves.

Los relaves en pasta a veces son depositados en las minas subterráneas como relleno de los socavones o para ser empleado como muro de contención. Esto disminuye la perturbación del suelo sobre la superficie y puede estabilizar el área fuera de la mina. Por razones de estabilidad, el relleno subterráneo requiere relave con alta permeabilidad, baja compresibilidad, y la habilidad de perder agua rápidamente (es decir, una gran fracción de arena). Como resultado, sólo la fracción de arena del relave total generalmente es usada como relleno. Los relaves totales son cicloneados para separar la fracción de arena gruesa para el relleno, dejando sólo las lamas para ser dispuestos en un embalse o presa. Para aumentar la capacidad se puede agregar cemento a la fracción de arena antes de rellenar.

El relleno a tajo abierto también es posible, dónde los relaves son depositados en fosos abandonados o fosos aun activos.



(a) Por Grifos



(b) Descarga en un solo punto



(c) Segregación idealizada de tamaño de gramo

MÉTODOS DE DESCARGA DE RELAVES

En teoría, el material más grueso se asienta inicialmente a partir de la pulpa, las partículas más finas se asientan mas lejos de la playa, y las mucho más finas, del tamaño de arcillas y limos, se asientan en la posa de decantación dando lugar al modelo altamente idealizado de segregación por tamaño y permeabilidad relativa mostrada en la Figura No3 (c). Esto crea zonas de relaves dentro del depósito que están segregadas por el tamaño del grano y que son conocidas por la siguiente terminología:

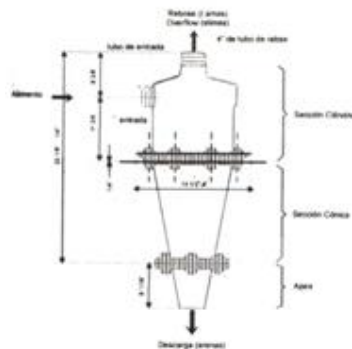
Arenas.- Arenas de relave, o relaves arenosos, son materiales predominantemente más grandes que 0.074 mm. Lo que significa que menos del 50% son más finos que ese tamaño.

Lamas.- Son predominantamente materiales del tamaño del limo, más del 50% menor de 0.074 mm.

Aunque el modelo conceptual de la siguiente Figura No3 (c), se aplica usualmente en el sentido más general, la realidad presenta a menudo una figura mucho más compleja. El grado actual de segregación por tamaño de partícula varía notablemente tanto dentro de un depósito dado como de un depósito a otro, de acuerdo a factores tales como la fineza de molienda, el contenido de sólidos, el caudal y pH de la pulpa descargada. Estos mismos factores influyen el talud y la densidad in-situ de los relaves y han sido materia de estudio por varios investigadores (Coilin, 1989; Kupper y Asociados en 1922a, b; Abadjiev, 1985; Bolt, 1988; Fourie, 1988). En la mayoría de los depósitos en operación, el tamaño y ubicación de las posas de decantación varían, y el método de descarga por grifos y la ubicación de la descarga cambia, de tal manera que la arena y las zonas intermedias que se muestran en la Figura No3 (c) pueden resultar escasamente diferenciadas con depósitos notablemente heterogéneos conformados por estratos horizontales de arenas y lamas.

Existen tres excepciones principales donde pueden ocurrir condiciones más uniformes. La primera es, si el contenido de sólidos de la pulpa se incrementa, mediante espesadores, a más del 50%. Esto reduce la segregación por tamaño de partícula y tiende a reducir tanto la estratificación como la reducción sistemática del tamaño, de partícula en función de la distancia desde el punto de descarga.

La segunda, es para relaves molidos a tamaños muy finos y que tienen un mínimo contenido de arena para empezar, los relaves de cianuración de oro y plata corresponden a este tipo según lo describe Lefebvre y Dastous (1991). En tales casos, cualquier playa de arena puede ser tan angosta como 30 a 50 m., con el remanente del depósito constituido por lamas más o menos uniformes. El último caso es cuando los ciclones son utilizados para separar y eliminar arenas de los relaves de la concentradora, ya sea para su uso en la construcción de las presas o como rellenos en las minas subterráneas. Este dispositivo, mostrado en la Figura No4, opera según los principios centrífugos y separa la pulpa de relave alimentada en una descarga por abajo (“Underflow”) (arenas que contienen entre 5 y 30% de material más fino de 0.074) y otra por arriba (“Overflow” o rebose) que se descarga al depósito de relaves. Si el cicloneo se realiza en forma continua y no es interrumpido por descargas de relaves sin ciclonear, entonces los relaves depositados a partir del rebose (overflow) estarán conformados por lamas uniformes en su mayoría.



Principios de Cicloneo

Los relaves globales o totales son el material producido en la concentradora antes de la descarga, mientras que la distribución granulométrica para las lamas refleja segregación en la deposición, cicloneo y molienda fina en varios casos. La granulometría del relave total queda determinada por el proceso de molienda en la concentradora, el cual generalmente, se optimiza para maximizar la recuperación del metal. Desde una perspectiva más amplia esto puede ser contraproducente, pues da lugar a relaves que tienen características menos favorables para la deposición. Por ejemplo, la fineza de molienda requerida para incrementar la recuperación en solo 2 a 3% puede incrementar los finos en los relaves de 10 a 15 puntos en porcentaje. No solamente el incremento en el valor metálico puede verse largamente superado

por los mayores costos de equipo, mantenimiento, suministros, y energía requerida para moler a tamaños mas finos sino que los relaves más finos reducen la disponibilidad y recuperación de la arena cicloneada que puede ser útil como relleno en las labores subterráneas o como un material de bajo costo para la construcción de la presa de relaves.

.2.4. Aspectos ambientales relacionados con las presas de relaves

La evaluación de impactos ambientales se constituye como una de las partes fundamentales del PAMA (Programa de Adecuación y Manejo Ambiental), puesto que a partir de esta evaluación se podrá identificar si las actividades que se han venido desarrollando por las empresas mineras tienen o no algún efecto ya sea negativo o positivo sobre los componentes ambientales (ambiente físico, biótico y socioeconómico) y cuál es la magnitud de estos. De esta evaluación se podrá determinar cuáles serán las medidas de manejo ambiental a aplicar con el propósito de cumplir con los objetivos trazados para el PAMA.

Por tanto, la evaluación de impactos determinará las medidas ambientales a aplicar para aquellos impactos negativos que tengan una importancia de moderada a alta y potenciar los impactos positivos.

Por consecuente en la presente tesis se han tomado las precauciones del caso para no alterar el medio ambiente con la elevación de ambas presas, evitando de esta manera la contaminación de la zona y el río Mantaro que se encuentra a una distancia considerable con respecto a ambas presas.

En cuanto a la infiltración de las aguas del relave depositado hacia el terreno de fundación y posteriormente hacia el mencionado río Mantaro, se propone impermeabilizar todo el fondo de la presa y los diques que la conforman con el fin de evitar estas infiltraciones.

Los taludes de los diques a elevarse en ambas presas se diseñarán con sumo cuidado con el fin de poder garantizar la estabilidad de los mismos sin riesgos de algún posible deslizamiento ante algún sismo.

Capítulo III

ESTUDIO GEOTECNICO DE CAMPO Y LABORATORIO

3.1 TRABAJOS DE EXPLORACIÓN DE CAMPO

Para el desarrollo de la presente tesis que involucra los análisis de estabilidad para el recrecimiento de presas de relaves El Platanal y Presa Norte ubicadas en la unidad Minera Cobriza en Huancavelica pertenecientes a la DOE RUN PERU, se ha tomado como referencia los estudios geotécnicos iniciales de ambas presas realizados por la empresa CESEL S.A. para la presa “El Platanal” y por la empresa GEOMASTER S.A.C. para la presa “Zona Norte Expansión”; los cuales contienen la exploración de campo necesaria que llevaron al diseño inicial de construcción de estas presas de Relave, cabe mencionar que dichos estudios nos sirvieron para determinar la estabilidad de las presas al culminar su vida útil, así como también para reconocer las propiedades de los materiales que conforman las presas. Nuestro trabajo también ha consistido en obtener muestras de los materiales para analizarlos y determinar sus parámetros geotécnicos con el fin de poder desarrollar unos modelos que nos garanticen un buen funcionamiento de las presas luego de ser elevadas hasta la altura requerida. Los planos de ubicación de las presas han sido denominados A – 01 y A – 02 para las presas “El Platanal” y “Zona Norte Expansión” respectivamente; y se muestran en el Anexo 1 de la presente tesis. Los estudios iniciales de las presas se detallan en los siguientes ítems.

3.1.1 CALICATAS DE EXPLORACION

Con la finalidad de definir el perfil estratigráfico y las características Físicas del área de estudio se realizaron calicatas a cielo abierto para el estudio y evaluación del subsuelo de cimentación; cuyas dimensiones aproximadas fueron de 1,80m x 1,20m y la profundidad máxima alcanzada fue de 3.40 m. Las calicatas fueron excavadas manualmente siguiendo

las normas de seguridad requeridas, esto es usando entibados con paneles de madera apuntalados a cada metro, para evitar los deslizamientos de masa de suelo por excavación de taludes verticales en suelo deslizante.

Fueron extraídas muestras representativas en estado disturbado de todos los estratos de las excavaciones para fines de la clasificación, identificación y evaluación de los parámetros de resistencia de los suelos encontrados.

En el anexo 1 se presentan los planos PC 01 y PC 02 donde se aprecia la ubicación de las calicatas realizadas, en las fotografías se puede observar la ejecución de las calicatas en el campo.

EL PLATANAL

Las calicatas fueron denominadas (C – 01, C – 02, C – 03 y C – 04), las profundidades alcanzadas fueron las siguientes:

CALICATA	PROFUNDIDAD
C-01	3.10 m
C-02	3.20 m
C-03	3.40 m
C-04	3.20 m

o se detectó presencia del nivel freático en las excavaciones realizadas, sin embargo en todas las calicatas y mas notoriamente en la C-02 a medida que se profundizaba la excavación el suelo contenía mayor humedad incluso por encima de su límite plástico debido posiblemente a que las aguas que descargan de la parte alta de los talleres se filtran en el subsuelo generando un humedecimiento rápido por que el subsuelo se encuentra en estado suelto y altamente compresible por los grandes volúmenes de vacíos que existen en el suelo.

El material encontrado consistió de suelos de granulometría gruesa consistente en gravas angulosas de tamaño variable hasta de 15" aproximadamente, mezclado con material fino (Fracción que pasa la malla N° 200). Por su consistencia cohesiva en la mayoría de los casos el material fino presenta plasticidad.

Los perfiles estratigráficos del subsuelo encontrado en la exploración mediante calicatas a cielo abierto se detallan a continuación y se presentan en el ANEXO 1.

Calicata N° 01



Esta calicata tuvo una profundidad de excavación abierta de 3.10m, se obtuvieron un total de 06 muestras de los diferentes estratos encontrados, de acuerdo a la inspección de clasificación manual visual, las que fueron remitidas a nuestro laboratorio para su análisis y encontrar de esta manera sus características geotécnicas, las mismas que las describimos a continuación.

Esta calicata se presenta casi homogénea en cuanto a su estratificación, encontrándose en la parte superior una capa de 40cm. formada por material gravo limo arcilloso de color beige oscuro en estado compacto, la grava es de caras angulosas con tamaño hasta 2 1/2" mezclado con material poco orgánico, clasificado como un GM-GC con contenido de humedad del 8.09% y límite líquido de 26.35% y límite plástico de 20.2%.

Apoyada sobre un material de relleno mezclado con material orgánico, plásticos, alambres. Mezclado con grava areno limosa bien graduada de color amarillento con presencia de óxidos, presenta alta densidad debido a que este material ha sido compactado, su humedad natural es de 11.6% y sus límite líquido de 32.55% y límite plástico de 26.3%.

Continuando entre 0.60m. a 1.50m. se presenta un estrato formado por Grava limosa mal graduada de color marrón oscuro de granos finos y plástico, mezclado con grava angulosas de tamaños variables de hasta 5", su límite líquido es de 21.70% y su índice de plasticidad de 3.89%, su contenido de humedad es 8.91%, presenta una densidad natural de 2.01 gr/cm³ y está clasificado como un suelo del tipo GP-GM, su porcentaje de fino es de 9.57%.

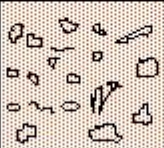


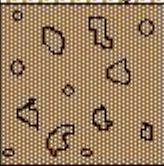


Seguidamente entre los 1.50m. hasta 1.95m. se encuentra un estrato formado por una grava con mezcla de limos arcillosos del tipo GM – GC que presenta plasticidad de color marrón claro, su porcentaje de finos es de 16.68%, la grava se presenta en alto porcentaje con tamaño de hasta 5", su estado es poco compacto. Su límite líquido es de 21.9% y su humedad natural de 8.75%.

Continuando entre 1.95m. a 2.50m. el suelo se presenta mejor distribuido, formado por una grava bien graduada mezclada con fino limo arcilloso que presenta límites de consistencia, la grava presenta caras angulosas y tamaño máximo de 3". Se encuentra en estado suelto pues es material de relleno no compactado, su color es marrón claro, está clasificado como un GW - GM y su límite líquido es de 22.90% y su índice de plasticidad de 2.09%, presenta alta humedad con un porcentaje de humedad natural de 8.92%, su porcentaje de fino es de 5.07%. Su densidad natural es de 1.857 gr/cm³.

Finalmente entre 2.50m. a 3.10m. tenemos un estrato que se presenta grava arenosa bien graduado con mezcla de fino arcilloso del tipo GW, con porcentaje de fino 3.98% y

presenta límites de consistencia, siendo su límite líquido de 20.45% y su índice de plasticidad de 3.39%, siendo de color marrón claro, las gravas son de caras angulosas con tamaño máximo hasta 3" y el fino de granos medios, presenta alto contenido de humedad natural de 11.72%. su densidad natural es de 1.955 gr/cm³.

PERFIL ESTRATIGRAFICO DE LA CALICATA N° 01 EL PLATANAL

PROF. (m)	CLASIFICACION		DESCRIPCION DEL MATERIAL
	SUCS	AASHTO	
0.2 - 0.4	GM - GC	A - 2 - 4	 <p>Material gravo limo arcilloso de color beige oscuro en estado compacto, la grava es de caras angulosas con promedio de hasta 2 1/2". Su límite líquido es de 26.35% y su límite plástico de 20.2%. Su humedad natural es de 8.09%.</p>
0.4 - 0.6	GW	A - 2 - 4	 <p>Grava arcillosa de color amarillento con presencia de oídos, presenta alta densidad y se encuentra en estado semiduro. Su límite líquido es de 32.55% y su índice de plasticidad de 6.25%, su humedad natural es de 11.58%.</p>
0.6 - 1.6	GP - GM	A1 - a (0)	 <p>Grava arcillosa de color marrón oscuro, presenta plasticidad y alto contenido de humedad, la grava es de caras agulosas y de tamaños variables de hasta 5" apoyado sobre grava con poco finos. Su límite líquido es de 21.7% y I.P = 3.89% y su contenido de %w = 8.91%. Su densidad natural es de 2.01 gr/cm3</p>
1.6 - 2.0	GM - GC	A1 - a (0)	 <p>Grava limo arenosa mezclada con fino arcilloso que presenta plasticidad, la grava es angulosa y con tamaño hasta 6". Este material es de relleno y su color es marrón claro. Su LL = 21.90% I.P = 4.28% y su humedad natural de 8.75%.</p>
2.0 - 2.6	GW - GM	A1 - a (0)	 <p>Grava arenosa con mezcla de fino limoso que presenta límites de consistencia. De color marrón claro la grava son de caras angulosas y la arena de granos medios a finos. Su humedad natural es de 8.92%. Su densidad natural es de 1.857 gr/cm3. LL = 22.90% y I.P = 2.09%.</p>
2.6 - 3.0	GW	A1 - a (0)	 <p>Grava arcillosa con alto coneritido de humedad y alta plasticidad, las gravas son de caras angulosas con tamaños hasta 3" máximo se encuentra en estado poco suelto. Su límite líquido de 20.45% y su Índice de plasticidad de 3.39%, Su densidad natural es de 1.955 gr/cm3. y humedad natural 11.72%.</p>

Calicata N° 02



Esta calicata tuvo una profundidad de excavación abierta de 3.20m, se obtuvieron un total de 05 muestras de los diferentes estratos encontrados, de acuerdo a la inspección de clasificación manual visual, las que fueron remitidas a nuestro laboratorio para su análisis y encontrar de esta manera sus características geotécnicas, las mismas que las describimos a continuación.

Esta calicata se presenta casi homogénea en cuanto a su estratificación, presentándose un suelo gravoso con mezcla de fino limo arcilloso, a lo largo de toda la excavación, presentándose muy inestable con alto contenido de humedad, muchos vacíos y zonas con estratos solamente gravosos, es un material de relleno muy suelto.

Entre los 0.00m.a 0.40m. encontramos un suelo de relleno en estado poco suelto contaminado con residuos orgánicos, formado por gravas de tamaños medios hasta 2” mezclado con limo arcillosos de color beige oscuro con poco contenido de humedad de 6.18% y presentan límite líquido de 20.6% y límite plástico de 17.91%, está clasificado como un suelo tipo GP – GM debido a que su porcentaje de fino es de 11.62%.

Seguidamente entre las profundidades de 0.40m. a 0.95m. continua el material de relleno formado por gravas de caras angulosas con tamaño máximo de 2", mezclado con limo arcilloso con poco material orgánico, presenta poco contenido de humedad y plasticidad, se encuentra en estado poco compacto, siendo su límite líquido de 20% y su índice de plasticidad de 2.41% con humedad natural de 9.20%. Está clasificado como un suelo del tipo GM.

Subyaciendo a este estrato entre las profundidades de 0.95m. a 1.60m. se encuentra un material no contaminado con material orgánico, pero ha sido relleno sin compactar, del tipo gravo limo arcilloso de caras angulosas con tamaño hasta 1 1/2" mal graduado, clasificado como un GP – GM en estado suelto con densidad natural de 1.831 gr/cm³, de color marrón oscuro, presenta límite líquido de 20.30% y Índice de Plasticidad de 1.97%. La humedad natural del material es igual a 11.20% y su porcentaje de finos de 11.70%.



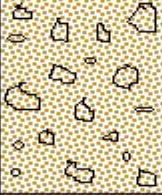
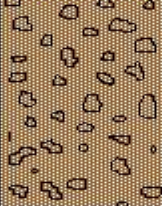

Entre las profundidades de 1.60m. a 2.30m. se encuentra una grava con mezcla de fino limo arcilloso que presenta plasticidad en estado suelto, de color marrón claro, su límite líquido es de 21.70% y su índice de plasticidad de 2.64%. Es clasificado como un suelo del tipo GM con porcentaje de fino de 12.45% y humedad natural de 8.40%.

Entre las profundidades de 2.30m. a 3.20m., se presenta un suelo del tipo GM, grava limosa con mezcla de fino arcilloso, de color marrón oscuro, el agregado grueso es de tamaño variable hasta 3" y de caras angulosas. El material se encuentra en estado suelto y con alto contenido de humedad de 10.56%. Presenta un porcentaje de finos igual a 14.60%, presenta límites de consistencia siendo su límite líquido de 21.50% y su límite plástico de 18.53%. Su densidad natural de 1.831 gr/cm³. El perfil se muestra con zonas que presentan vacíos muy inestables y alto porcentaje de grava, existiendo lentes solo formados por

gravas de tamaños variables sin nada de agregado fino en condición casi saturada. El agregado fino es muy plástico y por su alto contenido de humedad se encuentra por encima de su límite plástico haciendo muy compresible.

Cualquier estructura cimentada sobre este suelo producirá grandes asentamientos por el alto volumen de vacíos que existe entre los agregados y su alta plasticidad de su fracción fina.

PERFIL ESTRATIGRAFICO DE LA CALICATA N° 02 EL PLATANAL

PROF. (m)	CLASIFICACION		DESCRIPCION DEL MATERIAL
	SUCS	AASHTO	
0.2 0.4	GP - GM	A1 - a	 Gravas medianas menores a 2", material limo arcilloso de color beige oscuro con poca humedad y poca plasticidad se encuentra en estado poco compacto. L.L = 20.8% L.P = 17.91 %. Humedad natural = 6.18%.
0.6 0.8	GM	A1 - a	 Gravas de caras angulosas con tamaño máximo 2" mezclado con limo arcilloso, presenta poca humedad y plasticidad, se encuentra en estado poco compacto. Su Limite Liquido es de 20% y su indice de plasticidad es de 2.41%, su humedad natural de 9.20%.
1.0 1.2 1.4 1.6	GP - GM	A1 - a (0)	 Material de color marrón oscuro con mediana plasticidad, el material está compuesto por gravas de caras angulosas hasta 2 1/2" con mezcla de limo arcilloso y su humedad va aumentando con respecto al estrato anterior. su humedad de 11.20% y su L.L = 20.30% , I.P = 1.97%. Su densidad natural es de 1.831 gr/cm ³
1.8 2.0 2.2	GM	A1 - a (0)	 Grava limo arenosa mezclada con fino arcilloso que presenta plasticidad, la grava es angulosa y con tamaño hasta 3". Este material es de relleno y su color es marrón claro, se aprecian grandes vacios entre las piedras. Su L.L = 21.70% I.P = 2.64% y su humedad natural de 8.40%.
2.4 2.6 2.8 3.0 3.2	GM	A1 - a (0)	 Estrato gravo limo arcilloso de alto contenido de humedad, las gravas angulosas de tamaños hasta 3", presenta límites de consistencia, siendo su límite líquido de 21.50% y su límite plástico de 18.53%. Su humedad natural es de 10.56%. Su densidad natural de 1.831 gr/cm ³ Se aprecia que existe alto volumen de vacios y alto porcentaje de grava.

Calicata N° 03



Esta calicata tuvo una profundidad de excavación abierta de 3.40m, se obtuvieron un total de 06 muestras de los diferentes estratos encontrados, de acuerdo a la inspección de clasificación manual visual, las que fueron remitidas a nuestro laboratorio para su análisis y encontrar de esta manera sus características geotécnicas, las mismas que las describimos a continuación.

Esta calicata se presenta casi homogénea en cuanto a su estratificación, en la parte superficial se encontró un material limo arcilloso con gravas de caras angulosas de tamaño hasta 2" en estado semi compacto de color beige claro con bajo contenido de humedad. Presenta Límite líquido de 24.55% y límite plástico de 18.02% con humedad natural de 4.65%. Apoyado en un material de relleno, del tipo grava limosa en estado poco compacta. Se encuentra contaminada con poco material orgánico.

Entre las profundidades de 0.50m. a 0.85m. encontramos una grava limosa del tipo GM con fino plástico, de color marrón oscuro mezclado con piedras de caras angulosas de tamaño hasta 2", su límite líquido es de 43.10% y su límite plástico de 37.69%, se encuentra con contenido de humedad de 8.76% y porcentaje de fino de 12.97%.

Entre 0.85m. a 1.15m. observamos un estrato en estado poco compacto que se presenta como un suelo gravo limoso con mezcla de finos plásticos de color beige oscuro, la piedras son de caras angulosas y de tamaños hasta 2", su límite líquido de 24.40% y su índice de plasticidad de 3.31%, su contenido de humedad de 10.49% y su porcentaje de fino de 12.04% que lo clasifica como un suelo del tipo GM.

Continuando con la estratigrafía tenemos un estrato de 20cm de espesor, se aprecia que está formado por grava limosa bien graduada clasificada como GW – GM, mezclada con finos arcillosos que presentan plasticidad. El material contiene una humedad natural igual a 7.19%, presenta límites de consistencia, siendo su límite líquido de 23.20% y su límite plástico de 19.48%, la grava es angulosa y con tamaño máximo de 2". Contiene un porcentaje de finos igual a 6.08%.

Seguidamente entre las profundidades de 1.35m a 1.95m observamos un estrato compuesto por un material gravo limo arcilloso de color marrón oscuro, las gravas son de tamaños variables, de caras angulosas. El material se encuentra en estado suelto con densidad natural de 1.781 gr/cm^3 . Presenta límite líquido de 25.50% y Límite plástico de 19.41%, contiene un porcentaje de finos igual a 15.28% y una humedad natural de 8.77%. Está clasificado como un suelo del tipo GM - GC.

Subyaciendo a este estrato se encuentra un material gravoso con un espesor de 145cm. compuesto por una grava mal graduada con mezcla de limo de granos medios a finos que presentan límites de consistencia, de color marrón oscuro, se aprecian piedras de tamaños de hasta 3". Contiene un porcentaje de finos igual a 9.86%, la humedad natural del material es de 9.40%. Se clasifica como un suelo del tipo GP-GM. Presenta alto porcentaje de grava, su límite líquido es de 25.25% y su Índice de plasticidad de 3.93%, su densidad natural es de 1.95 gr/cm^3 .

PERFIL ESTRATIGRAFICO DE LA CALICATA N° 03 EL PLATANAL

PROF. (m)	CLASIFICACION		DESCRIPCION DEL MATERIAL
	SUCS	AASHTO	
0.2 0.4	GM - GC	A - 2 - 4	Material limo arcilloso con gravas de caras angulosas, de tamaños hasta 2" en estado semi compacto de color beige claro con bajo contenido de humedad. Presenta límite líquido de 24.55% y su límite plástico de 18.02%. Su humedad es de 4.65%.
0.6 0.8	GM	A1 - a	Grava limosa de tamaños hasta 2", mezclado con fino arcilloso, su límite plástico es de 43.10% y su índice de plasticidad de 5.41%. Su humedad natural es de 8.76%. Su color es marrón oscuro y presenta alto volumen de vacíos.
1.0	GM	A1 - a	Grava limo arcillosa que presenta plasticidad con alto porcentaje de grava con tamaño hasta 2". Se encuentra en estado poco compacto de color beige oscuro. Su Límite Líquido es 24.4% su índice de plasticidad es de 3.31% , su humedad de 10.49%.
1.2	GW - GM	A1 - a	Grava limo arcillosa mal graduada mezclada con fino arcilloso que presenta plasticidad, la grava es angulosa y con tamaño hasta 2". Este material es de relleno y su color es marrón claro. Su LL = 23.20% LP = 3.72% y su humedad natural de 7.15%.
1.4 1.6 1.8	GM - GC	A - 2 - 4	Grava limo arcillosa de color marrón oscuro presenta límites de consistencia, su LL = 25.5% y su límite plástico es de 19.41%. Sus gravas son de caras angulosas, su humedad natural de 8.77% y densidad natural de 1.781 gr/cm ³ .
2.0 2.2 2.4 2.6 2.8 3.0 3.2 3.4	GP - GM	A1 - a	Grava limosa mal graduada, con tamaño hasta 2", se presenta alto porcentaje de grava. Presenta límite líquido de 25.25% y Índice de plasticidad de 3.93%. Su humedad natural de 9.40%. Su densidad natural es de 1.95 gr/cm ³ . El material es de color marrón oscuro, se aprecia alto volumen de vacíos y se presenta en estado poco denso.

Calicata N° 04



Esta calicata tuvo una profundidad de excavación abierta de 3.20m, se obtuvieron un total de 05 muestras de los diferentes estratos encontrados, de acuerdo a la inspección de clasificación manual visual, las que fueron remitidas a nuestro laboratorio para su análisis y encontrar de esta manera sus características geotécnicas, las mismas que las describimos a continuación.

Esta calicata se presenta casi homogénea en cuanto a su estratificación, presentándose un suelo gravoso con mezcla de fino limo arcilloso, a lo largo de toda la excavación, presentándose inestable con alto contenido de humedad, muchos vacíos y zonas muy sueltas, es un material de relleno.

Entre los 0.00m.a 0.60m. encontramos un suelo gravo limoso mezclado con fino arcilloso en estado compacto contaminado con poco porcentaje de residuos orgánicos, formado por gravas de caras angulosas de tamaños medios hasta 2” mezclado con limo arcillosos de color beige claro con poco contenido de humedad de 6.05% y presentan límite líquido de 24.6% y límite plástico de 21.74%, está clasificado como un suelo tipo GM debido a que su porcentaje de fino es de 13.03%.

Seguidamente entre las profundidades de 0.60m. a 1.30m. continua el material de relleno no contaminado formado por gravas de caras angulosas bien graduadas con tamaño máximo de 3", mezclado con limo arcilloso, presenta poco contenido de humedad y poca plasticidad, se encuentra en estado poco compacto, siendo su límite líquido de 19.10% y su límite plástico de 16.23% con humedad natural de 4.52%. Está clasificado como un suelo del tipo GW, siendo su densidad natural de 2.00 gr/cm³.

Subyaciendo a este estrato entre las profundidades de 1.30m. a 1.90m. se encuentra un material no contaminado con material orgánico, pero ha sido relleno sin compactar, del tipo grava limo arcilloso de caras angulosas con tamaño hasta 3", clasificado como un GM en estado poco suelto, de color beige claro, presenta límite líquido de 20.00% y Índice de Plasticidad de 2.99%. La humedad natural del material es igual a 6.92% y su porcentaje de finos de 12.03%.

Entre las profundidades de 1.90m. a 2.70m. se encuentra una grava con mezcla de fino limo arcilloso bien graduado que presenta plasticidad en estado suelto, de color beige claro, su límite líquido es de 18.80% y su límite plástico de 16.20%. Es clasificado como un suelo del tipo GW-GM con porcentaje de fino de 8.32% y contenido de humedad natural de 5.08%.

Finalmente entre las profundidades de 2.70m. a 3.20m., se presenta un suelo mas arenoso con poco porcentaje de grava angulosa del tipo SM, mezclado con fino limo arcilloso, de color marrón oscuro. El material se encuentra en estado suelto y con alto contenido de vacíos entre sus agregados, su humedad natural es de 5.66%. Presenta un porcentaje de finos igual a 22.79%, presenta límites de consistencia siendo su límite líquido de 18.40% y su límite plástico de 16.36%. Su densidad natural de 2.010 gr/cm³.

Cualquier estructura cimentada sobre este suelo producirá grandes asentamientos por el alto volumen de vacíos que existe entre los agregados y su alta plasticidad de su fracción fina.

PERFIL ESTRATIGRAFICO DE LA CALICATA N° 04 EL PLATANAL

PROF. (m)	CLASIFICACION		DESCRIPCION DEL MATERIAL
	SUCS	AASHTO	
0.2 0.4 0.6	GM	A1 - a	Material gravo limoso, con mezcla de arcilla de color beige claro en estado compacto, la grava es de caras angulosas con tamaños hasta 2". presenta límite líquido de 24.60% y límite plástico de 21.74%. Su humedad de 6.05%.
0.8 1.0 1.2	GW	A1 - a	Grava limo arcillosa que presenta plasticidad con alto porcentaje de grava con tamaño hasta 3". Se encuentra en estado poco compacto de color beige claro. Su Límite Líquido es 19.10% y su límite plástico de 16.23%, su humedad de 4.52%. Su densidad natural es de 2.00 gr/cm ³
1.4 1.6 1.8	GM	A1 - a	Grava limosa mezclada con fino arcilloso que presenta plasticidad, la grava es angulosa y con tamaño hasta 3". Este material es de relleno y su color es beige claro. Su L.L = 20.00% I.P = 2.99% y su humedad natural de 6.92%.
2.0 2.2 2.4 2.6	GW - GM	A1 - a	Grava bien graduada limosa con mezcla de fino arcilloso, presenta plasticidad y poco contenido de humedad. Su límite líquido es de 18.8% y su límite plástico de 16.20%. Su humedad de 5.08%. Sus gravas son de caras angulosas. Este estrato es de color beige claro.
2.8 3.0 3.2	SM	A1 - a	Arena limosa mezclada con gravas angulosas el fino presenta poca plasticidad, se aprecia un alto volumen de vacíos entre sus agregados. Su límite líquido es de 18.40% y su límite plástico de 16.36%. Su densidad natural de 2.01 gr/cm ³ . Su humedad natural es de 5.66%.

ZONA NORTE

Las calicatas fueron denominadas C-01 y C-02; y sus ubicaciones se determinaron de tal manera que se pueda obtener un registro de la estratigrafía general de toda la zona en estudio en forma bien distribuida; las calicatas fueron realizadas dentro a la zona en estudio.

Se extrajeron muestras representativas alteradas e inalteradas de los estratos más característicos de las calicatas, las cuales debidamente identificadas fueron llevadas al laboratorio de Mecánica de Suelos para la elaboración de ensayos Standard de mecánica de suelos los que se indican más adelante.

CALICATA	PROFUNDIDAD
C-01	3.40 m
C-02	3.20 m

➤ **Perfil Del Subsuelo Mediante Calicatas**

Mediante las calicatas realizadas se pudo determinar el perfil del suelo, a continuación se describe el material encontrado en cada una de las calicatas.



Calicata N° 01

Esta calicata tuvo una profundidad de excavación abierta de 3.40m, se obtuvieron un total de 03 muestras de los diferentes estratos encontrados, de acuerdo a la inspección de clasificación manual visual, las que fueron remitidas al laboratorio para su análisis y encontrar de esta manera sus características geotécnicas, las mismas que son descritas a continuación.

Presenta una secuencia alternante de suelos gravosos arcillosos a gravosos limosos en profundidad.




Esta calicata se presenta heterogénea en cuanto a su estratificación, encontrándose en la parte superior una capa de 70cm. formada por material gravo limo arcilloso de color café amarillento medianamente compacto, la grava es de caras angulosas con tamaño hasta 3” mezclado con material poco orgánico, clasificado como un GM con contenido de humedad del 3.25% y límite líquido de 21.40% y límite plástico de 17.83%. Hay predominio de grava fina de lutita y caliza.

Este estrato se encuentra apoyado sobre un material de relleno de 1.80m. de espesor mezclado con diversos materiales como material orgánico, desechos plásticos, alambres, maderas, mezclado con grava angulosas limosas mal graduada de color café amarillento, se presenta en estado poco denso, su humedad natural es de 8.64% y sus límite líquido de 27.05% y límite plástico de 21.96%. Es clasificado como un suelo del tipo GP – GM. Hay predominio de la grava media de lutita y caliza y mayor proporción de arenas.

Continuando entre 2.50m. a 3.40m., se presenta un estrato gravo limoso de color plomizo a gris mal graduada con alto porcentaje de gravas y piedras de grandes tamaños hasta 10” del tipo calizas y lutitas en estado suelto clasificado como un GP – GM, se encuentra

contaminado con desechos orgánicos, no presenta plasticidad, su límite líquido es de 23.30% y su contenido de humedad es 4.23%, su porcentaje de fino es de 7.74%.

PERFIL ESTRATIGRAFICO DE LA CALICATA N° 01 DEPOSITOS DE RELAVE ZONA NORTE - EXPANSIÓN

PROF. (m)	CLASIFICACION		DESCRIPCION DEL MATERIAL
	SUCS	AASHTO	
0.2 0.4 0.6	GM	A1 - b (0)	 <p>Material gravo limo arcilloso de color café amarillento medianamente compacto, las gravas son de caras angulosas con tamaño de hasta 3" mezclado con material poco orgánico con contenido de humedad de 3.25%. Límite líquido de 21.40% y límite plástico de 17.83%. Hay predominio de grava fina de lutita y caliza.</p>
0.8 1.0 1.2 1.4 1.6 1.8 2.0 2.2 2.4	GP - GM	A1 - a (0)	 <p>Material de relleno mezclado con contenido de material orgánico, plásticos, alambres y restos de maderas. Mezclados con gravas angulosas, limosas mal graduadas de color café amarillento, se presenta en estado poco denso. Su humedad natural es de 8.6% y su límite líquido de 27.05% y límite plástico de 21.96%. Hay predominio de la grava media de lutita y caliza. y mayor proporción de arenas.</p>
2.6 2.8 3.0 3.2 3.4	GP - GM	A1 - a (0)	 <p>Material gravo limoso de color plomizo a gris mal graduado con alto porcentaje de gravas y piedras de grandes tamaños hasta 10" del tipo calizas y lutitas en estado suelto. Se encuentra contaminado con desechos orgánicos, no presenta plasticidad, su límite líquido es de 23.3%, su contenido de humedad es 4.2% y su porcentaje de fino es de 7.7%.</p>

Calicata N° 02





Esta calicata tuvo una profundidad de excavación abierta de 3.20m; se obtuvieron un total de 02 muestras de los estratos encontrados, de acuerdo a la inspección de clasificación manual visual, las que fueron remitidas al laboratorio para su análisis y encontrar de esta manera sus características geotécnicas, las mismas que son descritas a continuación.

Esta calicata se presenta casi homogénea en cuanto a su estratificación, presentándose un suelo gravoso con mezcla de fino limo arcilloso, a lo largo de toda la excavación, mostrándose poco inestable con bajo contenido de humedad.

Entre los 0.00m.a 0.40m. se encuentra un suelo de relleno en estado poco suelto contaminado con residuos orgánicos, formado por gravas de tamaños variables hasta 12" del tipo Lutita y Granito mezclado con limo arcillosos de color café amarillento con poco contenido de humedad de 1.78% y presentan límite líquido de 22.00% y límite plástico de 18.42%, está clasificado como un suelo tipo GM .

Seguidamente entre las profundidades de 0.40m. a 3.20m. continua el material grueso formado por gravas de caras angulosas a sub angulosas con tamaño máximo de 8" a 10" del tipo lutitas y granito, mezclado con limo arcilloso de color beige oscuro, presenta contenido de humedad de 3.68% y con límite líquido de 20% y límite plástico de 14.5%, se encuentra en estado poco compacto. Está clasificado como un suelo del tipo GP - GC.

**PERFIL ESTRATIGRAFICO DE LA CALICATA N° 02
DEPOSITOS DE RELAVE ZONA NORTE- EXPANSIÓN**

PROF. (m)	CLASIFICACION		DESCRIPCION DEL MATERIAL
	SUCS	AASHTO	
0.2	GM	A1 - a (0)	
0.4			
0.6	GP - GC	A1 - a (0)	
0.8			
1.0			
1.2			
1.4			
1.6			
1.8			
2.0			
2.2			
2.4			
2.6			
2.8			
3.0			
3.2			

Material de relleno en estado poco suelto contaminado con residuos orgánicos, formado por gravas de tamaños variables hasta 12" del tipo lutitas y granitos, mezclados con limos arcillosos de color café amarillento con poco contenido de humedad de 1.78%. Presenta límite líquido de 22% y límite plástico de 18.4%.

Material grueso formado por gravas de caras angulosas a sub angulosas con tamaño máximo de 8" a 10". Del tipo lutitas y granito, mezclado con limo arcilloso de color beige oscuro, presenta contenido de humedad de 3.68%. Con límite líquido de 20% y límite plástico de 14.5%. Se encuentra en estado poco compacto.

3.1.2 PERFORACIONES DIAMANTINAS

Para las Perforaciones de los sondeos verticales realizados en las zonas en estudio, se trabajo con una maquina perforadora Diamantina marca LONGYEAR MODELO L-34 con capacidad de perforación de hasta 600 m. montada sobre un esquí de fierro equipado con todos los accesorios necesarios de perforación, tales como :

- Barras de revestimiento (Casing) Línea H.W. 10 m.l.
- Barras de revestimiento (Casing) Línea N.W. 25 m.l.
- Barras de Perforación Línea H.Q. 25 m.l.
- Barras de Perforación Línea N.Q. 30 m.l.
- Bomba Impulsora de agua marca Bean Royal Modelo – 420, con capacidad de 120 lts/min.
- Herramientas para las operaciones de izaje del barillado, acople y desacople de las tuberías HW – NW – HQ – NQ.
- Stock de Brocas y Zapatas de diferente dureza y diseño según el tipo de suelo para atravesar.

Como las perforaciones fueron realizadas íntegramente en suelos gravosos gruesos mezclados con finos arcillosos con presencia de bolonerías de paredes inestables y en algunos casos bolsones de suelo arenoso, fue necesario emplear tuberías de revestimiento (CASSING) de 4 1/2” y 4” de diámetro colocada de manera telescópica e implementada con su respectiva zapata para que este sistema en conjunto pudiera penetrar hasta la profundidad requerida.



Maquina perforadora Diamantina marca LONGYEAR MODELO L- 34

Debido a la naturaleza de los suelos explorados, en que sus agregados son netamente gravo arenoso con mezcla de fino arcilloso en estado suelto, se hacen fácilmente derrumbables, debiéndose perforar con tuberías de revestimiento para evitar el derrumbe de las perforaciones realizadas.

Las muestras extraídas fueron colocados en sus cajas porta testigos, distribuidos en forma secuencial a medida que son retiradas del subsuelo, separándose cada corrida con tacos de madera que limitan las profundidades alcanzadas, utilizándose 2 cajas porta testigos en cada perforación.

El cálculo del porcentaje de recuperación de muestras se representa gráficamente siendo ésta una relación porcentual entre la longitud de la muestra recuperada respecto a la longitud del tramo perforado multiplicado por 100.

$$\text{Recuperación de muestra (\%)} = \frac{\text{Longitud de Muestra Recuperada}}{\text{Longitud del Tramo Perforado}} \times 100$$

EL PLATANAL

La ubicación de cada sondaje realizado se muestra en el anexo 1 en el plano PD 01, las mismas que les corresponden las siguientes coordenadas:

N° DE SONDAJE	UBICACION	COORDENADAS		COTA (Aprox.)
		N	E	m.s.n.m.
P-01	PLATANAL COBRIZA	8610613.1	566891.3	2071

P-02	PLATANAL COBRIZA	8610891.1	566940.3	2071
P-03	PLATANAL COBRIZA	8610548.1	566879.3	2071

Los trabajos de perforación se iniciaron a partir del día 06 al 16 de Junio del 2002 que fue realizado por GEO MASTER SAC como parte de investigación Geotécnica del Platanal para el proyecto de construcción de la presa de relave.

➤ **Memoria Descriptiva De Los Sondajes**

SONDAJE P-01

Cota Inicial	2071 m.s.n.m.
Cota Final	2055.9 m.s.n.m.
Inclinación con la Vertical	0°
Profundidad Programada	15.00 mts.
Profundidad Perforada	15.10 mts.
Inicio de la Perforación	06-06-02
Fin de la Perforación	09-06-02
Perforación NQ	0.00-15.10 mts.
Revestimiento NW	0.00-9.50 mts.

SONDAJE P-02

Cota Inicial	2071 m.s.n.m.
Cota Final	2055.8 m.s.n.m.
Inclinación con la Vertical	0°
Profundidad Programada	15.00 mts.
Profundidad Perforada	15.20 mts.
Inicio de la Perforación	11-06-02

Fin de la Perforación	14-06-02
Perforación HQ	0.00-15.20 mts.
Revestimiento HW	0.00-9.70 mts.

SONDAJE P-03

Cota Inicial	2071 m.s.n.m.
Cota Final	2055.93m.s.n.m.
Inclinación con la Vertical	0°
Profundidad Programada	15.00 mts.
Profundidad Perforada	15.07 mts.
Inicio de la Perforación	15-06-02
Fin de la Perforación	16-06-02
Perforación HQ	0.00-15.07 mts.
Revestimiento HW	0.00-5.00 mts.

➤ Agua en los Sondajes

Como ya ha sido mencionado, realizadas las calicatas de exploración el suelo a medida que se iba excavando se presentaba con mayor contenido de humedad, a medida que se perforaba se notaba las mismas características encontrándose que en las tres perforaciones realizadas se encontró el nivel freático a profundidades por encima de los 14.50m, siendo en cada caso el siguiente registro:

P-01	=	14.70 m
P-02	=	14.70 m
P-03	=	14.50 m

➤ Retorno de Agua

Sondaje	Profundidad mts	Retorno %	Color
---------	-----------------	-----------	-------

P-01	0 – 7.00	100	Gris parduzco
	7.00 – 15.10	00	
P-02	0.00 – 7.00	100	Gris parduzco
	7.00 – 15.20	00	
P-03	0.00 – 10.00	100	Gris parduzco
	10.00 – 15.07	00	

➤ **Recuperación de Testigos**

Sondaje P-01	
0.00 – 1.20 mts.	25%
1.20 – 4.10 mts.	10%
4.10 – 5.00 mts	15%
5.00 – 5.50 mts	20%
5.50 – 8.30 mts	15%
8.30 – 10.50 mts	20%
10.50 – 11.65 mts	65%
11.65 – 14.10 mts	35%
14.10 – 15.10 mts	38%

Sondaje P-02	
0.00 – 0.60 mts.	25%
0.60 – 2.80 mts.	25%

2.80 – 4.00 mts	33%
4.00 – 7.30 mts	20%
7.30 – 9.30 mts	35%
9.30 – 10.30 mts	10%
10.30 – 11.40 mts	36%
11.40 – 11.95 mts	45%
11.95 – 15.20 mts	25%

Sondaje P-03	
0.00 – 0.70 mts.	43%
0.70 – 1.34 mts.	35%
1.34 – 1.90 mts	19%
1.90 – 2.80 mts	50%
2.80 – 3.45 mts	54%
4.10 – 4.70 mts	92%
4.70 – 5.40 mts	71%
5.40 – 7.00 mts	55%
7.00 – 7.60 mts	33%
7.60 – 8.20 mts	50%
8.20 – 8.90 mts	71%
8.90 – 9.50 mts	50%
9.50 – 10.07 mts	42%
10.07 – 11.37 mts	8%
11.37 – 14.07 mts	20%

14.07 – 15.07 mts	25%
-------------------	-----

➤ **Descripción General de los Suelos**

Sondeo P-01

0.00 – 1.20 m. Grava limosa de color gris parduzco. Grava gruesa sub angulosa de litología heterogénea (caliza y lutita) con arena fina a media y limo poco consistente.

1.20 – 4.00 m. Arena limosa, poco compacta color café claro, húmeda. Arena fina, limo poco consistente.

4.00 – 11.00 m. Grava bien gradada redondeada a subredondeada de litología heterogénea (caliza, lutita, granito) predominan las lutitas de color negro. Arena fina a media, en los horizontes superiores hay mayor contenido de finos, hacia el piso, se observa la presencia de cantos rodados subredondeados de 3”.

11.00 – 12.90 m. Arena bien gradada, seca de color gris parduzco con limo poco plástico.

12.90 – 15.10 m. Grava bien gradada, redondeada a angulosa predominantemente grava gruesa, de color gris oscuro a negro de litología heterogénea (calizas y lutitas). Arena gruesa medianamente suelta con cantos rodados de tamaño promedio 3.5”.



Sondeo P-02

0.00 – 0.60 m. Limo arenoso, húmedo color café grisáceo, medianamente consistente con arena media a gruesa.

0.60 – 4.00 m. Arena bien gradada húmeda predominantemente gruesa de color gris parduzco y medianamente compacta con limo poco plástico.

4.00 – 15.20 m. Grava bien gradada, predomina la grava gruesa, con arena gruesa y seca en los horizontes superiores, grava de litología heterogénea (calizas, lutitas, granitos y dioritas) subredondeadas a angulosas, hacia el piso hay mayor presencia de cantos rodados de tamaño promedio, 3.5” tamaño máximo 4.5”, en regular calidad.



Sondeo P-03

0.00 – 0.50 m. Limo arcilloso muy consistente color café claro, húmedo, arcilla muy consistente.

0.50 – 1.35 m. Arena limosa, suelta, color gris oscuro predominantemente gruesa con limo poco plástico.

1.35 – 2.50 m. Limo arcilloso húmedo color café claro arcilla poco consistente y con presencia de gravas angulosas.

2.50 – 5.20 m. Arena limosa, suelta, húmeda a suelta de color gris oscuro con limo poco plástico, arena gruesa en los niveles superiores, hacia el piso se presenta más fina.

5.20 – 8.17 m. Grava mal gradada, predomina la grava media, sub redondeada a angulosa de litología heterogénea (caliza, lutita y cuarcita). Presencia de arena media y cantos rodados de 3”.

8.17 – 8.50 m. Arena mal gradada, suelta y seca, predomina la arena media, limo poco plástico.

8.50 – 15.07 m. Grava mal gradada, predomina la grava media angulosa a subredondeada de litología heterogénea (caliza, lutita, granito y cuarcita), arena suelta y gruesa con presencia de cantos rodados de hasta 3.5”.



PRUEBA DE PERMEABILIDAD (LEFRANC)

ENSAYOS LEFRANC

Se entuba la perforación por tratarse de terrenos pulverulentos y la cavidad se abre bajo la zapata del revestimiento. Se conserva abierta gracias a la inyección de agua que se realiza a través de las toberas de un trépano pequeño que se mantiene fijo a una determinada profundidad.

La sobrecarga h de agua en la cavidad viene dada por la observación del nivel libre en el entubado y el caudal de inyección por la bajada del nivel del tanque.

De este modo se tienen todos los elementos necesarios para calcular K , salvo el coeficiente C de la cavidad para evaluar este es preciso hacer una hipótesis sobre la forma de la misma. Por consiguiente, la interpretación del ensayo solo puede suministrar un orden de magnitud bastante aproximado de las permeabilidades. En general es suficiente, ya que el coeficiente C varía poco con la forma de la cavidad.

Cuando la dimensión de los granos de las formaciones es demasiado grande para que el agua pueda formar una cavidad, es necesario recurrir a otro procedimiento.

Algunas veces se puede realizar con la herramienta de perforación con una cavidad de forma dada asegurando su mantenimiento durante el tiempo que dura el ensayo la propia cohesión del terreno. En este caso no hay que olvidarse de comprobar que no sufre ninguna modificación durante el tiempo que se realizan las medidas.

En particular, si se toma como cavidad el espacio en forma de disco que se crea en la base del entubado, es necesario que no ascienda por él nada de terreno. Si esto no se cumple rigurosamente, no existe ningún medio de evaluar correctamente el coeficiente a considerar, ya que la parte de formación que se introduce en el entubado, en general antes de comenzar el ensayo, se ha descomprimido con relación a la que queda en su sitio y su permeabilidad cambia.

Además, el cálculo demuestra que, cuando existe un terreno idéntico dentro y fuera del revestimiento basta con una pequeña subida para que la carga h que hay que sustituir en la fórmula sea una pequeña fracción de la sobrecarga aplicada. Por consiguiente, hay que evitar este tipo de cavidad.

Cuando es posible se mantiene el hueco abierto llenándolo con grava gruesa calibrada. Los vacíos de esta son lo suficientemente grandes para que el agua de inyección no pierda la carga por su causa.

Finalmente, se puede proveer el entubado de un elemento perforado debidamente calibrado.

Si los caudales inyectados son muy pequeños y no se puede conseguir una cavidad inyectando agua, la bomba resulta inútil, entonces se puede introducir el agua con un bidón de capacidad conocida que mantenga siempre un nivel constante en el entubado. O más sencillo aún, después de haber llenado el revestimiento de agua, se mide la velocidad de descenso de esta.

Como se ha visto, estos ensayos se pueden realizar de modo muy variado y conviene tomar diferentes valores de la sobrecarga para compensar los errores.

La experiencia de estas muestras demuestra que su simplicidad es solo aparente y es necesario que las efectúen e interpreten técnicos que sepan lo que hacen. Con las inyecciones de agua se corre el riesgo de provocar fracturas que permiten que se establezca fácilmente una corriente de agua alrededor del entubado o, por el contrario, que se obturen las formaciones. Incluso aunque las aguas estén perfectamente limpias, se puede producir esta colmatación por el desprendimiento del gas disuelto en el agua.

Por todas estas razones se prefiere generalmente efectuar los ensayos por bombeo. Pero es necesario tomar grandes precauciones para evitar que se produzcan arrastres del terreno que cambiarían completamente el valor del coeficiente C que se creía aplicable.

Como generalmente las cavidades son de pequeñas dimensiones, las permeabilidades calculadas se refieren a un pequeño volumen de terreno y se

pueden considerar como puntuales. Es necesario ensayar un gran número de puntos para poder tener un valor medio de la permeabilidad del terreno.

INSTRUCCIONES GENERALES SOBRE OPERACIONES DE CAMPO PARA EJECUTAR PRUEBAS DE PERMEABILIDAD TIPO “LEFRANC”

a) Consideraciones Generales

Los estudios e investigación que se hacen para determinar la permeabilidad en el subsuelo de una boquilla o vaso, es un complemento de información necesaria, ya que la perforación de un pozo de muestreo no es suficiente para conocer el estado real del terreno. Es indispensable localizar en que perforaciones de reconocimiento se efectuarán los ensayos de permeabilidad, de las programadas para el estudio geológico de la boquilla y del vaso, ya que de preferencia deben hacerse las pruebas en estos sondeos.

La permeabilidad en la roca a través de grietas, fracturamientos y fisuras, se mide por medio de las pruebas Lugeon, pero cuando la naturaleza del terreno no permite hacer este tipo de ensayos, por ser granulares, se aprovecha su permeabilidad natural para que en la perforación se hagan pruebas Lefranc. En este tipo de pruebas efectuadas en capas de arena, limo, aluviones, escombros, etc., en los cuales la velocidad del flujo es lenta, la perforación debe quedar ademada y únicamente el tramo de prueba situado en la parte inferior de la tubería, quedará libre.

b) Perforación

La perforación que es una de las condiciones más importantes para la ejecución correcta de una prueba Lefranc, se deberá hacer preferentemente con una perforadora rotatoria con broca de tungsteno, sin extraer corazones; o como último recurso, con máquina de percusión, siempre y cuando se pueda ir ademando la perforación. La broca deberá ser de preferencia, de tipo NX, o sea 7.6 cm. (3") de diámetro; en caso de usar otro diámetro, se deberá reportar para tomarlo en cuenta en la cuantificación del coeficiente de permeabilidad. Es indispensable que

el procedimiento de perforación no modifique las condiciones naturales del terreno, por lo que se deberá evitar el uso del barro, bentonita o cementación en la protección de caídos, ya que con esto se taponarían los pequeños vacíos del material por probar. La perforación con agua es indispensable, aunque esta condición no es suficiente porque con cualquier perforadora de más o menos intensidad, los sedimentos de los cortes taponarían las paredes del pozo; sin embargo esto no se puede evitar.

Es conveniente evitar hacer las pruebas de permeabilidad sobre longitudes de perforación demasiado grandes, si se desea tener una permeabilidad real del terreno. Una longitud máxima de 50 m para un tramo es conveniente, utilizando como límites la cámara filtrante del fondo de la perforación y la parte inferior del ademe. En la mayoría de los casos, la herramienta de perforación deja una cavidad uniforme debido a la cohesión del terreno, pero en algunas ocasiones se debe recurrir para mantener esta condición, al relleno de gravas gruesas, que dejan vacíos suficientemente grandes para que el agua de la prueba no pierda pérdida de carga considerable, o se puede recurrir al acondicionamiento de un tubo del mismo ademe, con perforaciones o ranuras, para que a través de ellas circule el agua, teniendo como única condición en este caso, que la superficie ranurada no sea menor del 15% de la superficie total del tubo, cuya longitud es la del tramo de prueba. Debido a la gran cantidad de condiciones que se presentan al realizar este tipo de ensayos, únicamente nos estamos refiriendo al caso en que se cuenta con una cámara filtrante definida. Para otros casos, se recurrirá a procedimientos especiales para formar la cavidad.

c) Procedimiento

De acuerdo con la naturaleza del terreno, se pueden programar dos tipos de pruebas Lefranc:

- a) De Flujo Constante
- b) De Flujo Variable

Las primeras se dividen en ensayos de inyección, de bombeo, de gasto constante y las segundas en ensayos de ascenso y descenso de la superficie del agua dentro del ademe de la perforación. Las pruebas de flujo constante consisten en determinar la permeabilidad de un tramo de la perforación, inyectando o bombeando del pozo un caudal constante de agua, determinando la profundidad a la que se estabiliza el nivel del agua con ese caudal, haciendo observaciones al hacer variar éste.

ENSAYOS DE PERMEABILIDAD REALIZADOS

Todos los ensayos de permeabilidad tipo Lefranc a carga constante practicados para determinar la permeabilidad de los suelos se realizaron con el tramo de ensayo por encima del nivel freático, para las tres perforaciones se realizaron 9 pruebas, 3 en la primera perforación, 3 en la segunda perforación y 3 en la tercera perforación.

Los especímenes de las pruebas de permeabilidad pueden ser ya sea de muestras disturbadas representativas o no disturbadas, dependiendo del propósito para el cual son probadas. Las muestras de materiales de cimentación deberían ser no disturbadas, mientras que las muestras de materiales de préstamo para depósito deberían ser remoldadas a una densidad comparable a la especificada para la construcción. El método de prueba para permeabilidad depende del rango de permeabilidad del suelo que va a ser probado. El permeámetro de carga constante (ASTM D2434) es empleado para determinar la permeabilidad de suelos granulares, mientras que el permeámetro de carga descendente es más apropiado para suelos de baja permeabilidad.

Para suelos de muy baja permeabilidad, se puede emplear los datos de la prueba de consolidación. La permeabilidad también se puede calcular matemáticamente a partir de la distribución del tamaño de grano empleando las fórmulas desarrolladas por Hazen (Terzaghi y Peck, 1967).

Se realizaron ensayos de Permeabilidad del tipo Lefranc a carga constante, practicados a cada 5m. en cada perforación para determinar el flujo de agua a través de los vacíos. Los dos primeros ensayos de permeabilidad tipo Lefranc a carga constante en cada uno de los sondajes, se realizaron con el tramo de ensayo por encima del nivel freático, mientras que el ensayo de fondo se hace con el tramo de ensayo por debajo de nivel freático en cada uno de los tres sondajes.

En el ensayo Lefranc de carga constante la columna de agua (carga hidráulica) se mantiene enrasado en un mismo nivel durante el desarrollo de la prueba. Esto se consigue regulando el suministro de agua con las válvulas de admisión y rebose que conforman el equipo de prueba. Además de las válvulas, el equipo de prueba está conformado por una bomba de suministro de agua, un caudalímetro (Hidrómetro), elementos de conducción para el agua y un cronómetro.

Una vez que se consigue estabilizar la columna de agua en la tubería de revestimiento se controla el gasto (caudal) de agua en el hidrómetro a intervalos de tiempo constante (para la prueba se realizó a cada minuto). Y concluye cuando el gasto y el nivel de agua se mantienen uniformes por 5 ó más minutos.

EL PLATANAL

En el presente trabajo se realizaron (09) nueve pruebas Lefranc que por la composición granular gruesa de los suelos debieron ser a carga constante.

Los dos primeros en cada uno de los sondajes, ensayos de permeabilidad tipo Lefranc a carga constante practicados para determinar la permeabilidad de los suelos se realizaron con el tramo de ensayo por encima del nivel freático, mientras que el ensayo del fondo se hace con el tramo de ensayo por debajo del nivel freático en cada uno de los tres sondajes.

Sondaje 01	Tramo : 9.70-10.00	día 08-06-02
Sondaje 01	Tramo : 14.70-15.10	día 09-06-02
Sondaje 02	Tramo : 4.60-5.00	día 10-06-02
Sondaje 02	Tramo : 9.80-10.00	día 11-06-02
Sondaje 02	Tramo : 14.90-15.20	día 12-06-02
Sondaje 03	Tramo : 4.50-5.00	día 15-06-02
Sondaje 03	Tramo : 9.70-10.00	día 16-06-02
Sondaje 03	Tramo : 14.90-15.07	día 16-06-02

Sondaje P-01

En este primer sondaje con el nivel freático en 14.70 m con estratos de grava y arena más gruesos y cantos rodados de (hasta 3.5”), se realizaron tres (03) ensayos de permeabilidad Lefranc con carga constante.

De 4.80 a 5.00 m. En la planta superior de un horizonte de grava bien gradada con arena y limos se realizó un ensayo de permeabilidad, dando como resultado $K = 3.79 \times 10^{-3}$ cm/seg. Que indica buena permeabilidad.

De 9.70 a 10.00 m. En la parte inferior del mismo horizonte de grava bien gradada con cantos rodados de hasta 3.0” de diámetro y poca o nada de arena gruesa, se realizó otro ensayo de permeabilidad, dando un resultado $K = 1.60 \times 10^{-3}$ cm/seg que indica buena permeabilidad.

De 14.70 a 15.10 m. En la parte inferior de una grava bien gradada con presencia de arena gruesa y cantos rodados de hasta 3.5” se realizó un ensayo de permeabilidad dando un resultado de $K = 9.36 \times 10^{-3}$ cm/seg que indica buena permeabilidad.

Sondaje P-02

En este sondaje con estratos de arenas y limos en la parte superior, gravas gruesas y cantos rodados de tamaño promedio 3.5" y máximo de 4.5", nivel freático a los 14.50 m. Se realizaron tres (03) ensayos de permeabilidad Lefranc con carga constante.

De 4.60 a 5.00 m. En un horizonte de grava bien gradada, con arena media y suelta, se realizó un ensayo de permeabilidad dando un resultado de $K = 2.06 \times 10^{-2}$ cm/seg que indica alta permeabilidad.

De 9.80 a 10.00 m. En el mismo horizonte de grava bien gradada y cantos rodados de tamaño promedio 3.5" aumentando en cantidad hacia el piso se realizó un ensayo de permeabilidad dando un resultado de $K = 3.94 \times 10^{-2}$ cm/seg que indica alta permeabilidad.

De 14.90 – 15.20 m. En el mismo horizonte de grava bien gradada, gruesa con cantos rodados y poca cantidad de finos, se realizó un ensayo de permeabilidad dando un resultado de $K = 2.10 \times 10^{-2}$ cm/seg que indica alta permeabilidad.

Sondaje P-03

En este sondaje con nivel freático en 14.70 m y con estratos de granulometría areno limosa en los niveles superiores hasta gravosos en los inferiores se realizaron tres (03) ensayos de permeabilidad lefrang con carga constante.

De 4.50 a 5.00 m. En un horizonte areno limoso húmedo y sin gravas, se realizó un ensayo de permeabilidad dando un resultado de $K = 6.47 \times 10^{-3}$ cm/seg que indica buena permeabilidad.

De 9.70 – 10.00 m. En un horizonte de grava mal gradada predominantemente grava media con cantos rodados de 3.5”, se realizó un ensayo de permeabilidad lefrang dando un resultado de $K = 2.78 \times 10^{-2}$ cm/seg que indica alta permeabilidad.

De 14.70 – 15.07 m. En el mismo horizonte anterior se realizó un ensayo de permeabilidad lefrang dando un resultado de $K = 2.57 \times 10^{-3}$ cm/seg que indica buena permeabilidad.

El resumen de los resultados de los ensayos de permeabilidad realizados se muestra en el siguiente cuadro:

SondajeN°	Ubicación SUCS	Fecha de ensayo	Long. Ensayo mts.	Tramo de Prueba	Permeabilidad K = cm./seg.	
P - 01	GW	06-06-02	0.20	4.80 – 5.00	3.79×10^{-3}	Buena
	GW	08-06-02	0.30	9.70 – 10.00	1.60×10^{-3}	Buena
	GW	09-06-02	0.40	14.70 – 15.10	2.36×10^{-3}	Buena
P - 02	GW	10-06-02	0.40	4.60 – 5.00	2.06×10^{-2}	alta
	GW	11-06-02	0.20	9.80 – 10.00	3.94×10^{-2}	alta
	GW	12-06-02	0.30	14.90 – 15.20	2.01×10^{-2}	alta
P - 03	SM	15-06-02	0.50	4.50 – 5.00	6.47×10^{-3}	Buena
	GP	16-06-02	0.30	9.70 – 10.00	2.78×10^{-2}	Buena
	GP	16-06-02	0.17	14.90 – 15.07	2.57×10^{-3}	Buena

Sondaje N°	Descripción
P-01	Grava bien gradada con arena fina a gruesa y cantos rodados de 3.5''
P-02	Grava bien gradada con mayor presencia de cantos rodados de 4.5''
P-03	Arena limosa. Grava mal gradada con arena gruesa y cantos rodados de 3.5''

3.1.3 ENSAYOS GEOFÍSICOS

Las investigaciones Geofísicas para la investigación del sub suelo de apoyo de los depósitos de relave a construirse fueron realizadas mediante Refracciones Sísmicas.

El objetivo principal de las investigaciones geofísicas ha sido determinar el corte del subsuelo en los perfiles programados, cuyos fines específicos son los siguientes:

- ◆ Diferenciación de los depósitos no consolidados.
- ◆ Demarcación del macizo rocoso y las zonas de fracturamiento intenso, asociadas a la meteorización o al tectonismo, en caso que sea detectado dentro de la profundidad de investigación.

La profundidad de investigación ha sido del orden de los 35 m. en promedio.

El ensayo de refracción sísmica consiste en la medición de los tiempos de viaje de las ondas compresionales (Ondas P) generadas por una carga de dinamita (golpe de comba de 25 lb)

localizadas a diferentes distancias a lo largo de un eje sobre la superficie del suelo. La energía es detectada, amplificada y registrada de tal manera que puede determinarse su tiempo de arribo en cada punto.

El inicio de la grabación es dado a partir de un dispositivo o SWITCH que nos da el tiempo cero para evaluar el tiempo de recorrido.

Estos datos tiempo y distancia, usado para cada caso especial, una variación del punto de SHOT (o aplicación de la energía), nos permite evaluar las velocidades de propagación de ondas P, a través de los diferentes suelos y rocas cuya estructura y geometría continuidad son investigadas. Se utilizó el método de "Delete Time" para el análisis de los resultados.

Todas las formas de análisis manejan criterios que utilizan la suposición de la Ley de Snell en cuanto a la reflexión y refracción de las ondas P. De las velocidades de propagación de ondas P obtenida, los espesores y las características geotécnicas pueden ser correlacionados a la compacidad y densidad, esto puede llevar a evaluaciones erróneas, ante la presencia de niveles freáticos las cuales pueden ser investigadas específicamente con la refracción.

En el presente trabajo se utilizó la Estación Portátil de Prospección Sísmica McSeis-170 con 10 canales de registro, cables con espaciamiento máximo para geófonos de 15 m. geófonos magnéticos e impresora de papel térmico. La distribución de los Puntos de disparo se realizó de la siguiente manera:



Los geófonos se espaciaron a 3 y 4 m.

Con los registros sísmicos obtenidos se graficaron las curvas de tiempo-distancia denominadas dromocrónicas, se calcula las velocidades y espesores de los estratos sísmicos

mediante el tiempo de “Delete Time”, tiempo de retardo, aplicado en diferentes formas por diversas escuelas indicándose las características más saltantes del análisis e interpretación para el presente estudio.

Para realizar la interpretación de los perfiles sísmicos se usó como ayuda el grupo de programas de Refracción Sísmica de Rimrock (Sipin, Sipedt, Sipt2), Sipt2 produce un modelo de profundidad desde el archivo de datos de entrada preparado por el programa Sipin o Sipedt, calcula las velocidades de los estratos mediante técnicas de mínimos cuadrados, luego usa el método de tiempo de retardo para estimar las profundidades, el programa ajusta las profundidades de cada estrato por efecto de la superficie topográfica.

➤ **Refracción Sísmica**

Las ondas elásticas se propagan siguiendo las mismas leyes de la óptica cuando un rayo luminoso atraviesa medios transparentes de diferente densidad. Se produce así, refracciones y reflexiones de los rayos de las ondas elásticas que se profundizan y regresan a la superficie.

De ello se vale la prospección sísmica para que, desde la superficie, mediante un conveniente sistema de medición de los tiempos de llegada de las ondas a determinados puntos del terreno, se logre determinar la estructura del subsuelo, diferenciando las capas de acuerdo a los valores de la velocidad de propagación de las ondas elásticas. Las secciones así obtenidas son las llamadas **secciones sísmicas** y los límites de separación entre medios de distinta velocidad son llamados **límites geosísmicos**.

Para que el método sea efectivo, es necesario que las capas presenten velocidades mayores a mayor profundidad.

En el Cuadro N° 3.1 se dan los rangos típicos de variación de las velocidades de ondas longitudinales, V_p , de algunas rocas y medios.

CUADRO N° 3.1

VELOCIDAD DE LAS ONDAS ELASTICAS

LONGITUDINALES EN DIFERENTES MEDIOS Y ROCAS

<i>MEDIO O ROCA</i>	<i>V_p, m/s</i>
Aire (en función de su temperatura, presión y viento)	310-360
Suelo Vegetal	100-500
Grava, cascajo, arena secos	100-600
Grava arcillosa seca	300-900
Arena húmeda	200-1800
Depósitos aluviales	500-2010
Arcilla	1200-2800
Agua (en función de su temperatura y salinidad)	1430-1590
Arenisca friable	1500-2500
Arenisca compacta	1800-4000
Esquisto arcilloso	2700-4800
Caliza, dolomita compacta	3000-6000
Marga	2000-3500
Anhidrita, yeso	4500-6500
Hielo	3100-4200
Sal de roca	4200-5500
Granito	4000-5700
Diorita	5950-6500
Granodiorita	5700-6400

Rocas metamórficas	4500-6800
Anfibolita	6500-7200

Los valores de Vp correspondientes a rocas ígneas y metamórficas disminuyen de acuerdo a la disminución de la calidad de la roca

La interpretación se ha efectuado por el Método de Tiempos de Intersección y del Hodógrafo Diferencial. Los hodógrafos obtenidos se presentan adjunto a este informe.

En la etapa inicial, fueron demarcadas en los sismogramas "las primeras llegadas" de las ondas a los receptores, determinándose el tiempo transcurrido desde el momento de la explosión. Cuando "las primeras llegadas" no se podía observar en forma nítida, fueron usadas las fases posteriores de la onda y luego corregidas.⁹⁸

Se halla los valores de los Tiempos de Intersección - t_0 , en cada punto de registro para todos los límites sísmicos posibles, según la relación:

$$t_0(x) = t(x) + t'(x) - T \quad (1)$$

Donde: t y t' son respectivamente los tiempos del hodógrafo directo e inverso, medido en un punto (x) , y T es el tiempo total de recorrido entre los extremos de los hodógrafos.

También, se determina la velocidad verdadera de cada límite refractante, por el doble del inverso de la pendiente del hodógrafo diferencial correspondiente. Este está dado por el aliniamiento de los puntos $\delta(x)$, siendo:

$$\delta(x) = T - t'(x) + t(x) \quad (2)$$

Donde: T , t y t' son los mismos de la relación (1).

La velocidad V_p en los límites refractantes se calculan por el inverso de las pendientes del hodógrafo correspondiente; es decir, $V = \Delta X / \Delta t$.

Los espesores son determinados con las siguientes relaciones:

$$h_1 = V_1(t_{01}) / 2 \cos i_{12} \quad (3)$$

$$h_2 = \frac{V_2 \cos i_{13}}{2 \cos i_{23} \cos i_{12}} (t_{02} - t_{01}) \quad (4)$$

Donde:

Los subíndices indican el N° de Capa de arriba hacia abajo.

h y V = Espesor y velocidad de capa.

t_0 = Tiempos de intersección

$\cos i_{12}$ = $\text{arc sen } V_1 / V_2$

$\cos i_{13}$ = $\text{arc sen } V_1 / V_3$

$\cos i_{23}$ = $\text{arc sen } V_2 / V_3$

La relación para calcular el espesor de la tercera capa es más compleja; sin embargo, existen métodos de simplificación para la interpretación manual. Actualmente, con el uso de las computadoras, es posible calcular rápidamente los espesores de un gran N° de capas.

En todos los casos, las profundidades son calculadas según la normal al límite refractante y es necesario corregirlas para obtener las profundidades según la vertical, cuando las investigaciones se hacen en las laderas.

Con los datos obtenidos de campo y usando la metodología correspondiente se ha determinado los siguientes resultados:

EL PLATANAL

Cuadro de resumen de los resultados del Ensayo de Refracción Sísmica

Línea	Estrato	V_p (m/s)	Tipo de suelo
LS-01	1	500-700	Gravas arcillosas medianamente compactas
	2	1400-1800	Gravas arcillosas compactas a muy compactas
LS-02	1	650-750	Gravas arcillosas medianamente compactas
	2	1900-2400	Gravas arcillosas compactas a muy compactas
LS-03	1	700-750	Gravas arcillosas medianamente compactas
	2	2300-2400	Gravas arcillosas muy compactas
LS-04	1	550-750	Gravas arcillosas medianamente compactas
	2	1400-2400	Gravas arcillosas compactas a muy compactas
LS-05	1	600-750	Gravas arcillosas medianamente compactas

	2	1900-1950	Gravas arcillosas compactas a muy compactas
--	---	-----------	---

Los resultados se adjuntan en el Plano EGEOPLA-02 y PE – 02 los cuales se encuentran en el anexo 2 de la presente tesis Ensayos de Refracción Sísmica.

ZONA NORTE

La zona investigada es una plataforma aplanada de depósitos cuaternarios provenientes de huaycos y material coluvial. Las ubicaciones de las secciones geosísmicas en este sector son mostradas en la Lámina 1 y los resultados se han expresado en las secciones geosísmicas LS-1, LS-2, LS-3 y LS-4.

El ensayo de refracción sísmica realizado se tuvo en cuenta una profundidad de investigación de 35 m. El ensayo se realizó en el sector denominado Zona Norte; el volumen de la investigación es mostrado en el siguiente cuadro:

UBICACIÓN	SECCION	LONGITUD(m)
Zona Norte	LS-1	180
	LS-2	180
	LS-3	180
	LS-4	180
	Long. Total	720

Características de los Depósitos Suelos

Los depósitos sueltos se presentan en tres capas, de acuerdo a las velocidades de las ondas elásticas que presentan.

La capa superior con compactación leve y velocidades V_p entre 450 y 600m/s, con espesores que varían en unos metros, llegando a un máximo de 10m en la intersección de las secciones LS-2 y LS-4.

La capa intermedia presenta un incremento en las velocidades V_p , cuyos valores son entre 650 y 900m/s, lo que indica una compactación moderada o un incremento en el relleno entre los fragmentos rocosos. El espesor de esta capa varía hasta 25m - 27m en las inmediaciones de la intersección de las secciones LS-2 y LS-3.

La capa inferior con compactación media. Sus velocidades V_p son de 1000 a 12000m/s.

Características del Macizo Rocosos

Solamente en el sector entre los puntos topográficos 10m y 180m de la sección LS-1 se ha detectado un cuerpo de 2700m/s. Este está asociado al basamento rocoso alterado y/o fracturado. El basamento se hunde rápidamente y no ha sido detectado en el resto del perfil. En la sección LS-4 cerca de la sección LS-1 también se presenta el basamento el cual también se hunde rápidamente.

3.2. TRABAJO DE LABORATORIO

En la campaña de exploración del suelo se tomaron muestras de los diferentes estratos de cada calicata ejecutada, para su posterior clasificación en el laboratorio de Mecánica de suelos.

Las calicatas fueron distribuidas de tal manera de poder obtener un registro de la estratigrafía general de las zonas de estudio.

Con las muestras obtenidas se realizaron los siguientes ensayos de acuerdo a las Normas Standards de la American Society for Testing and Materials.

- * Análisis Granulométrico Norma ASTM D 422
- * Clasificación de Suelos Norma ASTM D 2487
- * Ensayo de Densidad de Campo Norma ASTM D 1556
- * Ensayos de Límites de Consistencia Norma ASTM D 4318

- * Límite Líquido Norma ASTM D 423
- * Límite Plástico Norma ASTM D 424
- * Contenido de Humedad Natural en Laboratorio Norma ASTM D 2216
- * Contenido de Sales Solubles Norma ASTM D 1889

EL PLATANAL

Se obtuvieron 22 muestras representativas de los diferentes estratos obtenidos de la clasificación por inspección manual visual a lo largo de todo el perfil estratigráfico, obtenidas de cada una de las 04 Calicatas ejecutadas, ubicadas de la siguiente manera:

- Calicata C - 1 (06 Muestras)
- Calicata C - 2 (05 Muestras)
- Calicata C - 3 (06 Muestras)
- Calicata C - 4 (05 Muestras)

ZONA NORTE

Se obtuvieron 05 muestras representativas de los diferentes estratos obtenidos de la clasificación por inspección manual visual a lo largo de todo el perfil estratigráfico, obtenidas de cada una de las 02 Calicatas ejecutadas, ubicadas de la siguiente manera:

- Calicata C - 1 (03 Muestras)
- Calicata C - 2 (02 Muestras)

Los resultados de los ensayos de Laboratorio se muestran en el Anexo 3 de la presente tesis.

3.2.1 DETERMINACIÓN DE CONTENIDO DE HUMEDAD

CONTENIDO DE HUMEDAD NORMA ASTM D 2216

La humedad o contenido de humedad de un suelo es la relación, expresada como porcentaje, del peso de agua en una masa dada de suelo, al peso de las partículas sólidas.

Cálculos:

Se calcula el contenido de humedad de la muestra, mediante la siguiente fórmula:

$$w = \frac{\text{Peso de agua}}{\text{Peso de suelo sec al horno}} \times 100$$

$$w = \frac{M_{cws} - M_{cs}}{M_{cs} - M_c} \times 100 = \frac{M_w}{M_s} \times 100$$

En donde:

w = es el contenido de humedad, en porcentaje

M_{cws} = es el peso del recipiente más el suelo húmedo, en gramos

M_{cs} = es el peso del contenedor más el suelo secado en horno, en gramos:

M_c = es el peso del recipiente, en gramos

M_w = es el peso del agua, en gramos

M_s = es el peso del suelo seco, en gramos.

Realizadas las calicatas y evaluado el perfil estratigráfico que mostraba cada una de ellas, se tomaron muestras representativas de los estratos para obtener su contenido de humedad natural con la que podemos definir si el suelo se encuentra en estado seco, húmedo ó saturado y así evaluar los parámetros en su condición más desfavorable (caso saturado) si así el suelo se presentara.

Las tablas siguientes muestran los resúmenes de los valores de las humedades naturales obtenidas de cada estrato obtenido.

EL PLATANAL

CALICATA 01	PROFUNDIDAD	HUMEDAD NATURAL (%)
MUESTRA 01	0.00m. – 0.40m.	8.09
MUESTRA 02	0.40m. – 0.60m.	11.58
MUESTRA 03	0.60m. – 1.50m.	8.91
MUESTRA 04	1.50m. – 1.95m.	8.75
MUESTRA 05	1.95m. – 2.50m.	8.92
MUESTRA 06	2.50m. – 3.10m.	11.72

CALICATA 02	PROFUNDIDAD	HUMEDAD NATURAL (%)
MUESTRA 01	0.00m. – 0.40m.	6.18
MUESTRA 02	0.40m. – 0.95m.	9.20
MUESTRA 03	0.95m. – 1.60m.	11.20
MUESTRA 04	1.60m. – 2.30m.	8.40
MUESTRA 05	2.30m. – 3.20m.	10.56

CALICATA 03	PROFUNDIDAD	HUMEDAD NATURAL (%)
MUESTRA 01	0.00m. – 0.50m.	4.65
MUESTRA 02	0.50m. – 0.85m.	8.76
MUESTRA 03	0.85m. – 1.15m.	10.49
MUESTRA 04	1.15m. – 1.35m.	7.19
MUESTRA 05	1.35m. – 1.95m.	8.77

MUESTRA 06	1.95m. – 3.20m.	9.40
------------	-----------------	------

CALICATA 04	PROFUNDIDAD	HUMEDAD NATURAL (%)
MUESTRA 01	0.00m. – 0.60m.	6.05
MUESTRA 02	0.60m. – 1.30m.	4.52
MUESTRA 03	1.30m. – 1.90m.	6.92
MUESTRA 04	1.90m. – 2.70m.	5.08
MUESTRA 05	2.70m. – 3.10m.	5.66

ZONA NORTE

CALICATA 01	PROFUNDIDAD	HUMEDAD NATURAL (%)
MUESTRA 01	0.00m. – 0.70m.	3.25
MUESTRA 02	0.70m. – 2.50m.	8.60
MUESTRA 03	2.50m. – 3.40m.	4.20

CALICATA 02	PROFUNDIDAD	HUMEDAD NATURAL (%)
MUESTRA 01	0.00m. – 0.40m.	1.78
MUESTRA 02	0.40m. – 3.20m.	3.68

3.2.2 ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO **ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE SUELOS POR TAMIZADO ASTM D 422**

Este ensayo nos permite cuantificar la distribución tamaños de las partículas del suelo.

Esta norma describe el método para determinar los porcentajes de suelo que pasan por los distintos tamices de la serie empleada en el ensayo, hasta el de 75 μ m (N ° 200).

Para realizar el análisis granulométrico por tamizado se procede de dos formas: Por cuarteo y usando todo el Agregado Grueso, pudiéndose combinar ambos métodos. Al final de cualquiera de los dos métodos llegamos a determinar la distribución del agregado de acuerdo al tamaño de sus partículas.

a) Por Cuarteo

El cuarteo es el proceso de reducir una muestra representativa a un tamaño conveniente, o de dividirla en dos o más partes para efectuar ensayos con ellas.

Se realiza sobre todo en muestras cuya grava no es limpia, sino que contiene mucho material arcilloso que rodea al agregado grueso. Esto ocurre generalmente en afirmado o en muestras que contienen alto material de diámetro menor al del tamiz N° 200 (material arcilloso). Para ello se procede de la siguiente manera:

Se extiende la muestra en una superficie limpia y llana o sobre una lona, y se mezcla con una pala. Se hace de modo que el material se deposite en forma cónica, y luego se aplasta el cono con la pala formando una capa circular de espesor uniforme.

Con una escuadra o tablón rectangular de madera, se divide en 4 partes aproximadamente iguales, se escogen dos partes opuestas y se unen, desechándose las otras dos.

- Se repite esta operación hasta tener la cantidad de material necesario para el análisis, más o menos 2 a 3 Kg.
- Se seca en horno durante 16 horas a una temperatura de 110 grados centígrados o a la intemperie si el clima lo permite, hasta que tenga peso constante.
- Se disgregan los terrones arcillosos del material. Se pesa la muestra seca sin lavar y se anota como P1 (Peso de la muestra secada al horno).
- Si se pesa la muestra en una bandeja, se descuenta el Peso de la misma:

$P1 = \text{Peso (bandeja + muestra)} - \text{Peso bandeja}$.

- Se lava, vertiendo el agua con material suspendido en el tamiz N° 200, y se elimina el material que pasa por dicho tamiz, que vendría a ser la parte de arcilla del agregado.

Cuando el agregado contiene un material arcilloso, es preferible antes de lavarlo dejarlo en remojo por unas horas para que se disuelva la arcilla.

Con la finalidad de no maltratar el tamiz N° 200, se puede lavar la grava separada del fino, para verter sobre esta malla solo material fino que no la deteriora.

- Se seca la muestra lavada en horno a 110 grados por 16 horas, hasta que tenga peso constante. Una manera práctica de observar si el material esta completamente seco, es colocar un vidrio sobre la muestra, si se empaña es que todavía contiene humedad, si no se empaña, la muestra está seca.
- Se colocan los tamices ordenados en forma descendente en cuanto a su diámetro para que los diámetros mayores queden arriba, siendo la última en colocar la malla N° 200, debajo de la cual se coloca una base.
- Se pasa el agregado por los tamices y se agita el tiempo necesario hasta que no pase muestra al siguiente tamiz o a la base. Para lograr esto en el agregado fino el tiempo de agitación debe ser aproximadamente 15'. Es preferible realizar por separado el tamizado del agregado fino y grueso, para lo cual se hace pasar primero el material por la malla N° 4.
- Se debe contar con otra base o fondo para tamizar por separado cada malla debajo de la cual se coloca la misma y se tamiza hasta que no pase material a ésta, lo que pasa se coloca en el tamiz siguiente. El material que queda retenido en el tamiz se coloca en la base y luego se pesa. En el caso del agregado grueso es fácil colocarlo

en la base, en el agregado fino es necesario usar una escobilla para limpiar la malla y de este modo no perder material.

- Se procede de la misma manera con cada uno de los tamices, anotándose en cada uno el peso que retiene. También se anota el material que queda en la base de bajo de la malla N° 200. Esto nos permite verificar si no hay error: Se puede anotar el peso seco lavado antes de pasarlo por los tamices, entonces la suma de los pesos retenidos en los distintos tamices hasta la malla N° 200 mas el peso que queda en la base debe coincidir con éste. Sin embargo en la práctica siempre hay una pequeña diferencia pero debe ser mínima.

b) Considerando Todo el Agregado Grueso.

Cuando la grava está limpia es decir sin mucho material fino impregnado, se puede trabajar con toda ésta.

- Extendemos todo el material y lo dejamos secar por lo menos 24 horas exponiéndola al sol o en ambiente cerrado seco. Este tiempo puede prolongarse si la muestra está muy húmeda.
- Pesamos todo el material (PT).
- Tamizamos el material por la malla N° 4.
- Tamizamos la grava por los distintos tamices desde el tamaño mayor hasta la malla N° 4, anotando el peso retenido en cada tamiz.



Grava retenida por los distintos tamices desde el tamaño mayor hasta la malla N° 4

- Tomamos un peso determinado del agregado Fino (que en nuestro caso fue de 1000 gr. a 1500 gr.) lo que se conoce como fracción.
- Lavamos la muestra eliminando lo que pasa la malla N° 200, de manera similar al explicado en el método del cuarteo, secamos después la muestra en el horno a 110°C hasta que tenga peso constante.



Lavado del agregado fino

- Tamizamos la porción de agregado fino por los distintos tamices menores a la malla N° 4 hasta la N° 200 y anotamos el peso retenido en cada uno de los tamices.



Pesos retenidos en los tamices menores a la malla N° 4

Cálculos.

a) Para Método del Cuarteo.

- La suma de los pesos retenidos en los distintos tamices hasta el tamiz N° 200 es P2 (Peso de la muestra lavada y secada al horno).
- La diferencia entre el peso inicial (P1) y el peso de la muestra lavada y secada al horno es el material que pasa la malla N° 200
Material que pasa la malla N° 200 = P1-P2

- Porcentajes retenidos y que pasan cada malla:

$$\% \text{ parcial retenido en un tamiz} = \frac{\text{Peso retenido en el tamiz} \times 100}{P1}$$

$$\% \text{ que pasa la malla N}^\circ 200 = \frac{(P1-P2) \times 100}{P1}$$

% Acumulado retenido en un tamiz = Suma de % parciales retenidos hasta dicho tamiz.

% Acumulado que pasa cada malla = 100 - % acumulado retenido en dicha malla.

b) Considerando Todo el agregado.

- Peso de la grava : Suma de los pesos retenidos en los distintos tamices hasta el tamiz N° 4 (Pg).

- Peso de Agregado fino : Diferencia entre el peso total y el peso de grava

$$Pf = Pt - Pg$$

$$\% \text{ Agregado Grueso} = Pg \times 100/Pt$$

$$\% \text{ Agregado Fino} = Pf \times 100/Pt$$

- Porcentajes retenidos en cada malla:

Agregado Grueso:

Desde el tamiz de mayor tamaño hasta el N° 4:

$$\% \text{ parcial retenido en un tamiz} = \frac{\text{Peso retenido en el tamiz} \times 100}{P1}$$

Agregado Fino:

Para tamices menores de la malla N° 4:

P2 entre la suma de los pesos retenidos en los distintos tamices hasta el tamiz N° 200.

$$\text{Material que pasa la malla N}^\circ 200 = P1 - P2$$

$$\text{Peso parcial retenido en un tamiz} = \frac{\text{Peso retenido en el tamiz} \times \% \text{ A.F.} \times 100}{\text{P1}}$$

- Porcentajes acumulados retenidos en cada malla :

% Acumulado retenido en un tamiz = Suma de % parciales retenidos hasta dicho tamiz.

% Acumulado que pasa cada malla = 100 - % acumulado retenido en dicha malla.

3.2.2.1 CLASIFICACIÓN DE SUELOS

Un sistema de clasificación de los suelos, es una agrupación de estos con características semejantes. El propósito es estimar en forma fácil las propiedades de un suelo por comparación con otros del mismo tipo, cuyas características se conocen.

Son tantas las propiedades y combinaciones en los suelos y múltiples los intereses ingenieriles, que las clasificaciones están orientadas al campo de ingeniería para la cual se desarrollaron. Para estos fines se desarrollaron varios tipos de clasificación de suelos entre los cuales destacan más y son los más usados el del Sistema AASHTO el cual clasifica a los suelos por su calidad para obras de ingeniería como también el de la Clasificación SUCS que determina el tipo de suelo de acuerdo a sus características.

Clasificación AASHTO

El Departamento de Caminos Públicos de USA (Bureau of Public Roads) introdujo uno de los primeros sistemas de clasificación, para evaluar los suelos sobre los cuales se construían las carreteras, posteriormente en 1945 fue modificado y desde entonces se le conoce como Sistema AASHTO.

El sistema describe un procedimiento para clasificar suelos en grupos, basado en las determinaciones de laboratorio de granulometría, límite líquido e índice de plasticidad.

La evaluación en cada grupo se hace mediante un "índice de grupo".

Se informa en números enteros y si es negativo se informa igual a 0.

El grupo de clasificación, incluyendo el índice de grupo, se usa para determinar la calidad relativa de suelos de terraplenes, material de Subrasante, sub bases y bases.

El valor del índice de grupo debe ir siempre en paréntesis después del símbolo del grupo, como: A-2-6 (3); A-7-5 (17), etc.

Cuando el suelo es NP o cuando el límite líquido no puede ser determinado, el índice de grupo debe considerarse (0).

Si un suelo es altamente orgánico (turba) puede ser clasificado como A-8 sólo con una verificación visual, sin considerar el porcentaje bajo 0,08 mm, límite líquido e índice de plasticidad. Generalmente es de color oscuro, fibroso y olor putrefacto y fuerte.

SISTEMA DE CLASIFICACIÓN AASHTO

SISTEMA : AASHTO

Clasificación General	Materiales Granulares (35 % o menos del total pasa el tamiz No. 200)						Materiales limo-arcillosos (más del 35 % del total pasa el tamiz No. 200)				
	A-1		A-3	A-2			A-4	A-5	A-6	A-7	
	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7			A-7-5* A-7-6	
Porcentaje de material que pasa el tamiz No. 10	50 max										
No. 40	30 max	50 max	51 min								
No. 200	15 max	25 max	10 max	35 max	35 max	35 max	35 max	36 min	36 min	36 min	
Características de la fracción que pasa el tamiz No. 40 Límite líquido, w_L Índice Plástico, I_p	6 max		NP	40 max 10 max	41 min 10 max	40 max 11 min	41 min 11 min	40 max 10 max	41 min 10 max	40 max 11 min	41 min 11 min
Índice de Grupo ^b	0		0	0			4 max	8 max	12 max	16 max	20 max

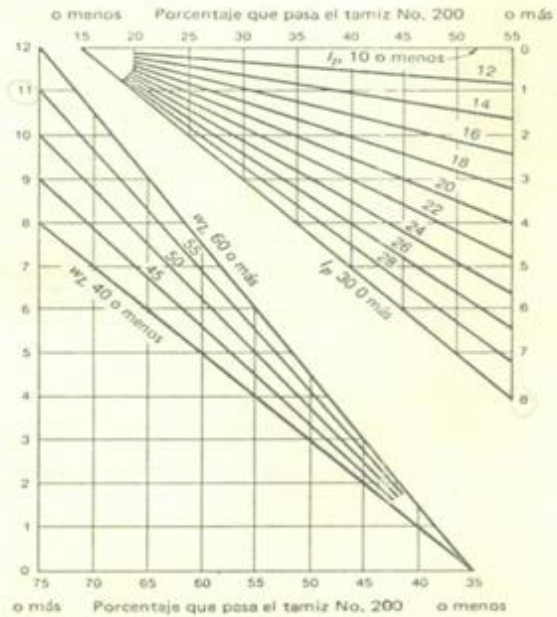
^aVer Fig. A

^bÍndice de Grupo = $IG = 0.2a + 0.005ac + 0.01bd$ (Ver Fig. B)

Sistema de clasificación AASHTO



A Rangos de límite líquido e índice de plasticidad para los grupos de suelos A-2, A-5, A-6 y A-7.



B Cuadro para obtener el índice de grupo del suelo. El índice de grupo es igual a la suma de las lecturas en las escalas verticales.

Clasificación SUCS

El sistema desarrollado por el Dr. Arturo Casagrande utiliza la textura para dar términos descriptivos tales como: “GW”, grava bien graduada; “GC”, grava arcillosa; “GP”, Grava mal graduada, etc.

Este sistema de clasificación se ha extendido en cooperación con la Oficina de mejoramiento de terrenos (Reclamation) de los Estados Unidos, y se denomina actualmente Sistema de clasificación unificado.

Está basado en la identificación de los suelos según sus cualidades estructurales y de plasticidad, y su agrupación con relación a su comportamiento como materiales de construcción en ingeniería. La base de la clasificación de suelos está en las siguientes propiedades:

1. Porcentaje de grava, arena y finos (fracción que pasa por el tamiz N° 200)
2. Forma de la curva de distribución granulométrica.
3. Características de plasticidad y compresibilidad.

Se establecen fracciones de suelos: Cantos rodados, gravas, arena y finos (limo o arcilla). Los límites de demarcación entre las diversas fracciones y aspectos descriptivos, simbología, descripciones y criterios de clasificación de laboratorio, se dan en la siguiente Tabla de: Sistema Unificado de Clasificación de suelos, que se incluye.

Los suelos se separan en tres divisiones:

1. Suelos de grano grueso.
2. Suelos de grano fino.
3. Suelos altamente orgánicos.

Los suelos de grano grueso son aquellos que contienen 50 por ciento o menos de material más pequeño que la malla del tamiz N° 200, y suelos de grano fino son

aquellos que contienen más del 50 por ciento de material más pequeño que el tamiz N° 200.

Los suelos altamente orgánicos pueden identificarse generalmente por inspección visual.

Los suelos de grano grueso se dividen en gravas (G) y arenas (S).

Las gravas son aquellos suelos de grano grueso que tienen un porcentaje mayor al 50% de la fracción gruesa (la que no pasa por el tamiz N° 200) retenida en el tamiz N°4.

Las arenas son aquellos que su porción del 50% de la fracción gruesa es mayor que el porcentaje retenido en el tamiz N° 4.

Tanto las gravas (G), como las arenas (S), se dividen en cuatro grupos secundarios, GW, GP, GM y GC y SW, SP, SM y SC, respectivamente, según la cantidad y tipo de los finos y la forma de la curva granulométrica.

En la tabla se muestran los tipos representativos de suelos encontrados en cada uno de estos grupos secundarios, bajo el encabezamiento de "Nombres Típicos".

Los suelos de grano fino se subdividen en limos (M) y arcillas (C), según su límite líquido y su índice de plasticidad.

Los suelos altamente orgánicos son usualmente muy comprensibles y tienen características inadecuadas para la construcción. Se clasifican dentro del grupo designado por el símbolo Pt. Turba (Peat). El humus y los suelos de pantano son ejemplos típicos de este grupo de suelos.

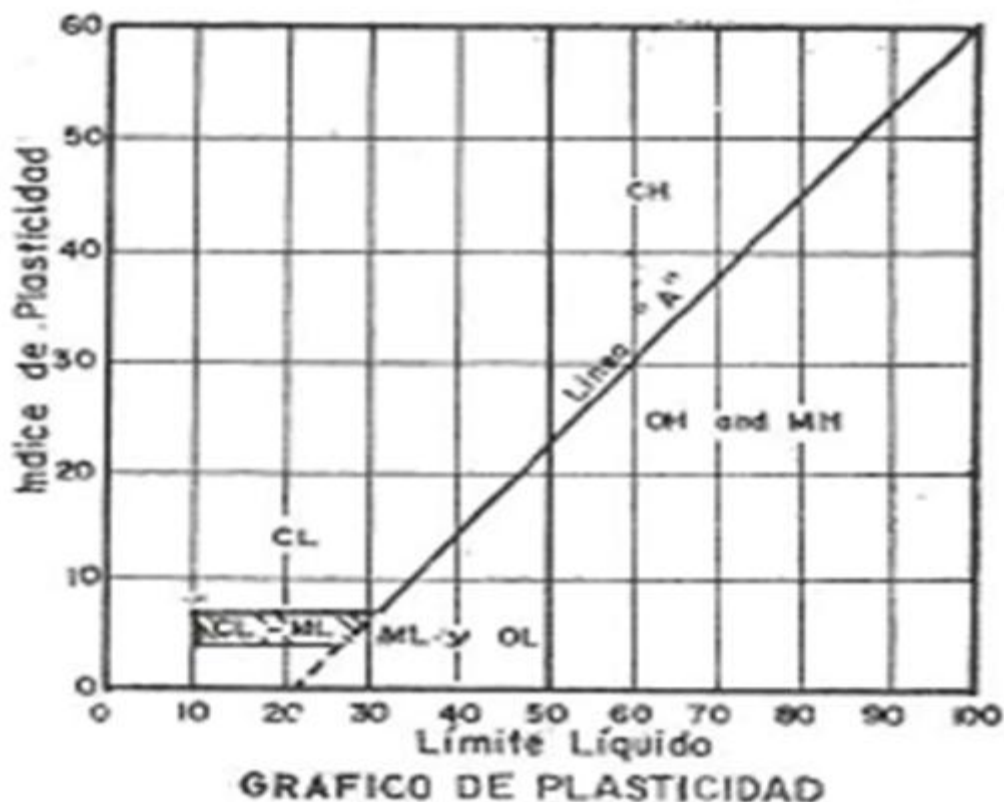
SISTEMA DE CLASIFICACIÓN SUCS

Divisiones mayores		Símbolo de grupo	Nombres típicos	Criterios de clasificación para suelos granulares		
Suelos de grano grueso Más del 50% del material es mayor en tamaño que el tamiz No. 200	Gravas (Más de la mitad de la fracción gruesa es mayor que el tamiz No. 4)	GW	Gravas bien gradadas, mezclas gravosas, pocos o ningún fino	$C_u = D_{60}/D_{10} > 4$ $C_c = 1 < D_{30}^2/D_{10} \times D_{60} < 3$		
		GP	Gravas pobremente gradadas, mezclas grava-arena, pocos o ningún fino	No cumplir todos los requisitos de gradación para GW		
		GM $\frac{I_p}{a}$	Gravas limosas, mezclas grava-arena-limo	Limites de Atterberg por debajo de la línea A ó $I_p < 4$	A los materiales sobre la línea A con $4 < I_p < 7$ se considera de frontera y se les asigna doble símbolo	
		GC	Gravas arcillosas, mezclas gravo-arena-arcillosas	Limites de Atterberg por encima de la línea A ó $I_p > 7$		
	Arenas (Más del 50% de la fracción gruesa es menor que el tamiz No. 4)	Arenas limpias (pocos o ningún fino)	SW	Arenas bien gradadas, arenas gravosas, pocos o ningún fino	$C_u = D_{60}/D_{10} > 6$ $C_c = 1 < D_{30}^2/D_{10} \times D_{60} < 3$	
			SP	Arenas pobremente gradadas, arenas gravosas, pocos o ningún fino	No cumplir todos los requisitos de gradación para SW	
		Arenas con finos (cantidad apreciable de finos)	SM $\frac{I_p}{a}$	Arenas limosas, mezclas arena-limo	Limites de Atterberg por debajo de la línea A ó $I_p < 4$.	Si el material está en la zona sombreada con $4 < I_p < 7$ se considera de frontera y se le asigna doble símbolo
			SC	Arenas arcillosas, mezclas arena-arcilla	Limites de Atterberg por encima de la línea A ó $I_p > 7$	
Suelos de grano fino Más del 50% del material para el tamiz No. 200	Limos y arcillas (límite líquido $U_L < 50$)	ML	Limos inorgánicos y arenas muy finas, polvo de roca, arenas finas limosas o arcillosas, o limos arcillosos con poca plasticidad.	<ol style="list-style-type: none"> Determinar el porcentaje de arenas y gravas de la curva de granulometría. Dependiendo del porcentaje de fino (fracción menor que el tamiz No. 200) los suelos gruesos se clasifican como sigue: Menos del 5% — GW, GP, SW, SP Más del 12% — GM, GC, SM, SC de 5 a 12% — Casos de frontera que requieren doble símbolo 		
		CL	Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas gravosas, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas magras.			
		OL	Limos orgánicos, arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad			
	Limo y arcillas (límite líquido ≥ 50)	MH	Limos inorgánicos, suelos limosos o arenosos finos micáceos o diatomáceos, suelos elásticos			
		CH	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas grasas			
		OH	Arcillas orgánicas de plasticidad media a alta, limos orgánicos			
	Suelos altamente orgánicos	Pt	Turba y otros suelos altamente orgánicos			

Las divisiones de los grupos GM y SM en las subdivisiones “d” y “u” es solamente para caminos y aeródromos. Las subdivisiones están basadas en los límites de Atterberg.

El sufijo “d” es usado cuando LL es 28 o menos y el PI es 6 o menos. Sufijo “u” es usado cuando LL es mayor de 28.

Clasificación en la línea divisoria, usada para suelos que poseen características de dos grupos es designado por la combinación de símbolos de grupos. Por ejemplo: GW– GC, mezcla de arena y grava bien graduada con arcilla como aglutinante.



Siendo realizados los análisis granulométricos y las clasificaciones respectivas de cada muestra en el Laboratorio según la norma ASTM D-422, se obtuvieron los siguientes resultados:

EL PLATANAL**CALICATA C-01**

CALICATA 01	PROFUNDIDAD	CLASIF. SUCS	CLASIF. AASHTO	% FINO
MUESTRA 01	0.00m. – 0.40m.	GM - GC	A – 2 - 4	14.13
MUESTRA 02	0.40m. – 0.60m.	GW	A – 2 - 4	2.62
MUESTRA 03	0.60m. – 1.50m.	GP – GM	A1 – a	9.57
MUESTRA 04	1.50m. – 1.95m.	GM - GC	A1 – a	13.68
MUESTRA 05	1.95m. – 2.50m.	GW - GM	A1 – a	5.07
MUESTRA 06	2.50m. – 3.10m.	GW	A1 – a	3.98

CALICATA C-02

CALICATA 02	PROFUNDIDA D	CLASIF. SUCS	CLASIF. AASHTO	% FINO
MUESTRA 01	0.00m. – 0.40m.	GP – GM	A1 – a	11.62
MUESTRA 02	0.40m. – 0.95m.	GM	A1 – a	12.16
MUESTRA 03	0.95m. – 1.60m.	GP – GM	A1 – a	11.70
MUESTRA 04	1.60m. – 2.30m.	GM	A1 – a	12.45
MUESTRA 05	2.30m. – 3.20m.	GM	A1 – a	14.60

}

CALICATA C-03

CALICATA 03	PROFUNDIDA D	CLASIF. SUCS	CLASIF. AASHTO	% FINO
MUESTRA 01	0.00m. – 0.50m.	GM - GC	A – 2 - 4	14.01
MUESTRA 02	0.50m. – 0.85m.	GM	A1 – a	12.97
MUESTRA 03	0.85m. – 1.15m.	GM	A1 – a	12.04
MUESTRA 04	1.15m. – 1.35m.	GW - GM	A1 – a	6.08
MUESTRA 05	1.35m. – 1.95m.	GM - GC	A – 2 - 4	15.28
MUESTRA 06	1.95m. – 3.20m.	GP - GM	A1 – a	9.86

CALICATA C-04

CALICATA 04	PROFUNDIDA D	CLASIF. SUCS	CLASIF. AASHTO	% FINO
MUESTRA 01	0.00m. – 0.60m.	GM	A 1 - a	13.03
MUESTRA 02	0.60m. – 1.30m.	GW	A1 – a	3.25
MUESTRA 03	1.30m. – 1.90m.	GM	A1 – a	12.03
MUESTRA 04	1.90m. – 2.70m.	GW - GM	A1 – a	8.32
MUESTRA 05	2.70m. – 3.10m.	SM	A 1 - b	22.79

ZONA NORTE

CALICATA 01	PROFUNDIDA D	CLASIF. SUCS	CLASIF. AASHTO	% FINO
MUESTRA 01	0.00m. – 0.70m.	GM	A 1 - b	18.63
MUESTRA 02	0.70m. – 2.50m.	GP - GM	A1 – a	11.44
MUESTRA 03	2.50m. – 3.40m.	GP - GM	A1 – a	7.74

CALICATA 02	PROFUNDIDA D	CLASIF. SUCS	CLASIF. AASHTO	% FINO
MUESTRA 01	0.00m. – 0.40m.	GM	A 1 - a	14.92
MUESTRA 02	0.40m. – 3.20m.	GP - GC	A1 – a	9.80

3.2.3 LÍMITES DE CONSISTENCIA 121

LÍMITES DE CONSISTENCIA ASTM D 4318.

3.2.3.1 Determinación del Límite Líquido ASTM 423

Objetivo.

El límite líquido de un suelo es el contenido de humedad expresado en porcentaje del suelo secado en el horno, cuando éste se halla en el límite entre el estado plástico y el estado líquido.

El valor calculado deberá aproximarse al centésimo.

Equipo.

Cápsula de evaporación. Una vasija de porcelana de 115 mm (4 ½”) de diámetro aproximadamente.

Espátula. Hoja flexible de 3" de longitud y ¾" de ancho aproximadamente.

Aparato del límite líquido (o de Casagrande).



Aparato de Casagrande

De operación manual. Es un aparato consistente en una taza de bronce con sus aditamentos.

De operación mecánica. Es un aparato equipado con motor para producir la altura y el número de golpes

Acanalador. Que sirve para hacer una hendidura en el material, existen dos tipos: Bronce para material arcilloso y Laminar para material no plástico.



Tipos De Acanaladores

Recipientes. De material resistente a la corrosión, y cuya masa no cambie con repetidos calentamientos y enfriamientos.

Balanza. Una balanza con sensibilidad de 0.01 gr.



Estufa. Termostáticamente controlado y que pueda conservar temperaturas de 110 ± 5 °C (230 ± 9 °F) para secar la muestra.

Procedimiento.

Se toma una muestra que pese aproximadamente 100 g de una porción de material completamente mezclado que pase el tamiz de 0.425 mm (N ° 40), como se muestra en la siguiente foto.



Material que pasa el tamiz N° 40

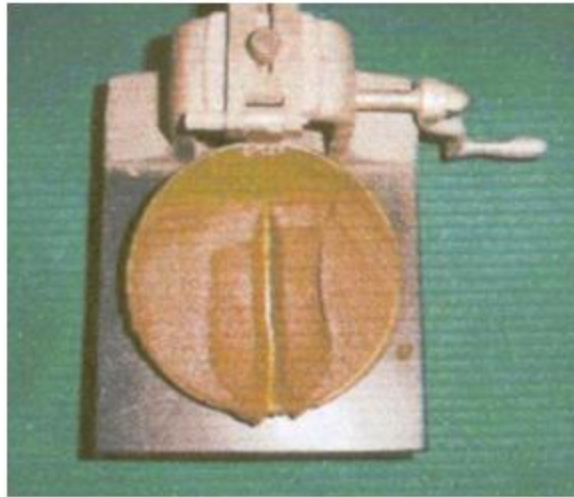
Se deposita el material en un tazón y le añadimos agua, envolviendo hasta que la humedad sea uniforme y le de a la mezcla una consistencia moldeable.

Trasladamos una porción de la muestra a la cuchara de bronce del casagrande, llenándola aproximadamente un tercio del total, con la espátula emparejamos el material dándole la forma de un círculo que tiene una profundidad máxima de 1 cm.



Colocación Del Material En La Cuchara De Casagrande

Con el acanalador se realiza una hendidura en el centro del círculo formado, de un extremo a otro, y limpiamos la hendidura con la espátula de modo que esa perfectamente visible, como se muestra en la siguiente foto.



Hendidura hecha con el Acanalador

Giramos la manija de la tasa de bronce, a una velocidad de dos (2) revoluciones por segundo aproximadamente, hasta que las dos mitades de la pasta de suelo se pongan en contacto en el fondo de la ranura, a lo largo de una distancia de cerca de 0.5" o 1.27 cm. Anotamos el número de golpes requeridos para cerrar la ranura, en una longitud de 1.27cm, como se muestra en la siguiente foto



Unión de las dos mitades de la pasta de suelo en la copa de Casagrande

Se retira una tajada de suelo aproximadamente del ancho de la espátula, Pesamos y anotamos. Colocamos el suelo dentro del envase en el horno a 110 ± 5 °C hasta obtener un peso constante y volvemos a pesar tan pronto como se haya enfriado pero antes de que pueda haber absorbido humedad higroscópica. Anotamos el peso de la muestra seca.



Obtención de la muestra para ser llevado al horno.

Repetimos la operación anterior por lo menos en dos ensayos adicionales, con el suelo restante en la vasija de porcelana, al que se le hemos agregado agua suficiente para ponerlo en un estado de mayor fluidez. Nuestro objetivo es obtener muestras de tal consistencia que al menos una de las determinaciones del número de golpes requeridos para cerrar la ranura del suelo se halle en cada uno de los siguientes intervalos: 25-35; o valores comprendidos entre 10 y 40

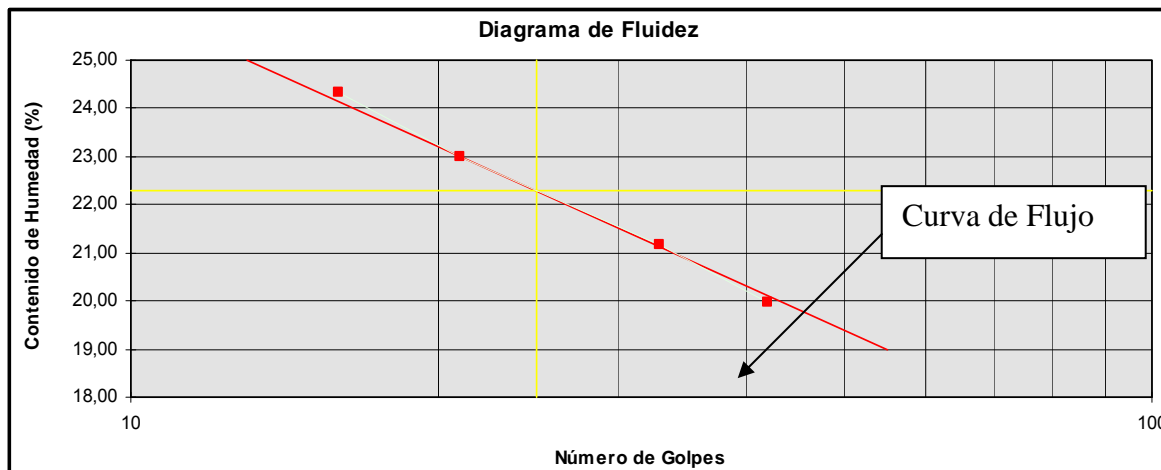
Cálculos.

Calculamos el contenido de humedad del suelo, expresándolo como porcentaje del peso del suelo secado en el horno, como sigue:

$$\text{Contenido de humedad} = \frac{\text{Peso del agua}}{\text{Peso del suelo secado en el horno}} \times 100$$

Preparación de la curva de fluidez. Trazamos una, "curva de fluidez" que represente la relación entre el contenido de humedad y el correspondiente número de golpes de la taza de bronce, en un gráfico de papel semilogarítmico. Con el contenido de humedad como abscisa sobre la escala aritmética, y el número de golpes como ordenada sobre la escala logarítmica. La curva de flujo es una línea recta promedio, que pasa tan cerca como sea posible a través de los tres o más puntos dibujados.

Límite líquido. Tomamos el contenido de humedad correspondiente a la intersección de la curva de flujo con la ordenada de 25 golpes como límite líquido del suelo (Véase en el siguiente gráfico).



W = L.L. (%)

DIAGRAMA DE FLUIDEZ

3.2.3.2 Determinación del Límite Plástico e Índice de Plasticidad ASTM D 424-54.

Es la determinación en el laboratorio del límite plástico de un suelo, y el cálculo del índice de plasticidad (I.P.) si se conoce el límite líquido (L.L.) del mismo suelo.

Se denomina límite plástico (L.P.) a la humedad más baja con la que pueden formarse barritas de suelo de unos 3 mm de diámetro, rodando dicho suelo entre la palma de la mano y una superficie lisa, sin que dichas barritas se desmoronen.

Equipo.

Espátula, de hoja flexible, de unos 3" de longitud por 3/4" de ancho.

Cápsula para evaporación, de porcelana o similar.

Balanza, con aproximación a 0.01 g.

Horno o Estufa, termostáticamente controlado regulable a 110 ± 5 °C (230 ± 9 °F).

Tamiz, de 425 mm (N° 40).

Tazón para depositar y mezclar el material a ensayar.

Recipientes para determinar el contenido de humedad.

Espátula de acero inoxidable, con hoja de aproximadamente 80 x 20 mm, para mezclar el material con el agua.

Superficie lisa. Comúnmente se utiliza un vidrio grueso esmerilado.

Preparación de la Muestra.

Tomamos aproximadamente 20g. de muestra que pase por el tamiz N° 40, amasamos con agua hasta que podamos formar con facilidad una esfera con la masa de suelo. Tomamos una porción de unos 6 g de dicha esfera como muestra para el ensayo.



Preparación de la muestra para límite plástico

Procedimiento.

Moldeamos la mitad de la muestra en forma de elipsoide y, a continuación, se rueda con los dedos de la mano sobre una superficie lisa, con la presión estrictamente necesaria para formar cilindros.



Formación de la muestra cilíndrica de límite plástico

Si antes de llegar el cilindro a un diámetro de unos 3.2 mm (1/8") no se ha desmoronado, volvemos a hacer una elipsoide y a repetir el proceso, cuantas veces sea necesario, hasta que se desmorone aproximadamente con dicho diámetro.

Colocamos la porción obtenida en recipientes y pesamos, nosotros como mínimo usamos tres muestras por ensayo, llevamos las muestras al horno.

Una vez que las muestras estén secas registramos y anotamos el peso. Con las tres muestras sacamos un valor promedio de Límite plástico.

Resultados.

El límite plástico es el promedio de las humedades. Se expresa como porcentaje de humedad, con una cifra decimal y se calcula así:

$$\text{Limite Plástico} = \frac{\text{Peso de agua}}{\text{Peso de suelo secado al horno}} \times 100$$

Cálculo del índice de plasticidad.

Podemos definir el índice de plasticidad de un suelo como la diferencia entre su límite líquido y su límite plástico.

$$\text{I.P.} = \text{L.L.} - \text{L.P}$$

- Cuando el límite líquido o el límite plástico no puedan determinarse, el índice de plasticidad se informará con la abreviatura NP (no plástico).
- Si el Limite Plástico es mayor al Limite Liquido, es que realmente ese suelo no presenta Limite Plástico.
- El Limite Liquido siempre es mayor al Limite Plástico

Las siguientes tablas muestran los valores de los límites de consistencia obtenidos de las muestras de las calicatas ejecutadas.

EL PLATANAL

CALICATA 01	PROFUNDIDAD	L.L. (%)	L.P. (%)	I.P (%)
MUESTRA 01	0.00m. – 0.40m.	26.35	20.19	6.16
MUESTRA 02	0.40m. – 0.60m.	32.55	26.30	6.25
MUESTRA 03	0.60m. – 1.50m.	21.70	17.81	3.89
MUESTRA 04	1.50m. – 1.95m.	21.90	17.62	4.28
MUESTRA 05	1.95m. – 2.50m.	22.90	20.81	2.09
MUESTRA 06	2.50m. – 3.10m.	20.45	17.07	3.39

CALICATA 02	PROFUNDIDAD	L.L. (%)	L.P. (%)	IP (%)
MUESTRA 01	0.00m. – 0.40m.	20.60	17.91	2.69
MUESTRA 02	0.40m. – 0.95m.	20.00	17.60	2.40
MUESTRA 03	0.95m. – 1.60m.	20.30	18.34	1.96
MUESTRA 04	1.60m. – 2.30m.	21.70	19.07	2.63
MUESTRA 05	2.30m. – 3.20m.	21.50	18.53	2.97

CALICATA 03	PROFUNDIDAD	L.L. (%)	L.P. (%)	IP (%)
MUESTRA 01	0.00m. – 0.50m.	24.55	18.02	6.54
MUESTRA 02	0.50m. – 0.85m.	43.10	37.70	5.40
MUESTRA 03	0.85m. – 1.15m.	24.40	21.10	3.30
MUESTRA 04	1.15m. – 1.35m.	23.20	19.49	3.71
MUESTRA 05	1.35m. – 1.95m.	25.50	19.41	6.09
MUESTRA 06	1.95m. – 3.20m.	25.25	21.33	3.92

CALICATA 04	PROFUNDIDAD	L.L. (%)	L.P. (%)	IP (%)
MUESTRA 01	0.00m. – 0.60m.	24.60	21.74	2.86
MUESTRA 02	0.60m. – 1.30m.	19.10	16.23	2.87
MUESTRA 03	1.30m. – 1.90m.	20.00	17.02	2.98

MUESTRA 04	1.90m. – 2.70m.	18.80	16.20	2.60
MUESTRA 05	2.70m. – 3.10m.	18.40	16.36	2.04

ZONA NORTE

CALICATA 01	PROFUNDIDAD	L.L. (%)	L.P. (%)	IP (%)
MUESTRA 01	0.00m. – 0.70m.	21.40	17.83	3.57
MUESTRA 02	0.70m. – 2.50m.	27.05	21.96	5.09
MUESTRA 03	2.50m. – 3.40m.	23.30	N.P.	N.P.

CALICATA 02	PROFUNDIDAD	L.L. (%)	L.P. (%)	IP (%)
MUESTRA 01	0.00m. – 0.40m.	22.00	18.42	3.58
MUESTRA 02	0.40m. – 3.20m.	20.00	14.49	5.51

3.2.4 DENSIDAD NATURAL DE LOS MATERIALES

Se realizaron los ensayos de densidad natural de campo con el método de Cono con Arena en los estratos de los suelos más representativos, cuando las condiciones de la estratigrafía del suelo lo permitan, este ensayo sirvió para conocer el estado actual de los estratos que conforman el subsuelo, verificando la condición natural, si se encuentra compacta, semi compacta ó suelta.

Así mismo en los estratos de suelos gruesos no se pudo determinar la densidad natural por la siguiente razón, el suelo presentaba mucha grava de tamaños superiores a 4" imposibilitando la realización del ensayo.

En estos casos de acuerdo a la condición del suelo en cada estrato, de si al momento de excavar se presentaba un material suelto, medianamente suelto o compacto; se considera un valor aproximado de densidad natural.

El procedimiento de éste ensayo es el siguiente:

- Se utilizará el aparato del balón para medir el volumen del agujero, y la cantidad total de suelo removida de los agujeros debe colocarse al horno para determinar el contenido de humedad del suelo en el terreno.
- Se debe pesar el recipiente del aparato de cono de arena, lleno de arena para obtener el peso W_j' y las latas de cierre hermético con tapa para obtener el valor W_c' . Se deberá colocar el aparato de densidad por balón sobre su placa de base sobre una superficie plana y obtener la lectura de cero. Colocar la lectura de cero en el tablero. Luego se procede al terreno y se excava un agujero utilizando la placa de base provista con el cono de arena. Colocar cuidadosamente todo el suelo removido del agujero en una de las latas con cierre hermético. Antes de colocar la placa sobre el sitio, es importante asegurar que la superficie de la zona de excavación sea plana y lisa como se muestra en las siguientes fotos.



Colocación de la de placa de base



Colocación del aparato de Densidad sobre la placa



Fin del Ensayo en campo

- A continuación, con la válvula cerrada, voltear boca-abajo el aparato del cono de arena sobre la placa y abrir la válvula. Cuando la arena cese de caer en el agujero, es necesario cerrar la válvula y levantar el conjunto. A continuación es preciso recuperar tanta arena del hueco y la placa como sea posible, y colocarla en el saco provisto.
- A continuación se debe colocar el aparato del balón sobre la placa, bombear el balón dentro del agujero para tomar una medida de volumen y registrar la lectura final en el recipiente de agua. Si el aparato está equipado con un manómetro de presión, es preciso verificar que la presión no sea

superior a 0.2 Kg. /cm² (3 psi).

Con esto se termina el trabajo de campo y es posible entonces regresar al laboratorio y comenzar con el trabajo de laboratorio inmediato que es el siguiente:

- Se debe pesar la lata con suelo húmedo obtenida en el campo y registrar dicho peso en la línea apropiada de su formato. Echar el contenido de la lata en un recipiente pesado y colocarlo dentro del horno para secado. También se debe pesar el recipiente con cono parcialmente vacío de arena y registrar su peso.
- Se debe colocar la lectura del volumen del balón en el tablero y substraer la lectura promediada de cero para obtener el volumen del hueco para toda la clase. Registrar en el formato correspondiente tanto el valor de las lecturas final e inicial, como el volumen del hueco V_h' .

Ahí termina el trabajo inmediato de laboratorio y empieza el trabajo posterior de laboratorio, que es el siguiente:

- Se vuelve al laboratorio al día siguiente para pesar las muestras secadas al horno y poder de esa forma encontrar el peso seco del suelo removido de los agujeros.
- Se deberá calcular el contenido de humedad y los pesos unitarios húmedos y secos respectivamente del agujero del ensayo.
- Se deberá contar también con la densidad (g/cm³) de la arena utilizada en el ensayo de densidad en el terreno; el peso de la arena requerida para llenar el cono y el espacio existente en la placa de base; y la calibración del aparato de densidad por medio del balón.

Para determinar el peso de arena necesario para llenar el cono y el espacio de la placa de base se puede seguir el siguiente procedimiento:

- Colocar la placa sobre una superficie plana. Pesar el cono de arena con su recipiente adjunto lleno de arena y anotar dicho peso. Voltear boca abajo el cono y la botella con la válvula cerrada y colocarlo sobre la placa. Abrir la válvula y permitir que caiga la arena hasta que se note que ha parado de fluir; a continuación cerrar la válvula.
- Volver a pesar la arena remanente en el recipiente. La diferencia entre los pesos obtenidos en los pasos anteriores es el peso de arena necesario para llenar el cono y el espacio en la placa de base. Repetir esta serie de pasos hasta obtener un segundo. Promediar los dos valores y anotarlos.

Para calibrar el aparato del balón, se recomienda el siguiente procedimiento:

- Colocar la placa sobre una superficie plana y obtener una lectura de cero bombeando con agua contra dicha superficie plana. A continuación, colocar la placa de base sobre el molde patrón de compactación u otro recipiente de volumen conocido que no introduzca peligro de ruptura del balón. Colocar el aparato del balón sobre la placa y bombear el balón en el molde por lo menos tres veces. Tomar el promedio de las tres lecturas finales (las cuales deberían ser casi idénticas). Tratar de utilizar la misma presión de balón que se utilizó en el campo (bien por estimación o por lectura de manómetro).

Estos resultados se muestran en el cuadro adjunto que resume los valores encontrados.

EL PLATANAL

CALICATA 01	<u>PROFUNDIDAD</u>	DENSIDAD NATURAL (gr/cm³)	HUMEDAD NATURAL (%)
MUESTRA 01	0.85m	2.010	6.61
MUESTRA 02	2.00m	1.857	8.53
MUESTRA 03	3.10m	1.955	11.86

CALICATA 02	<u>PROFUNDIDAD</u>	DENSIDAD NATURAL (gr/cm³)	HUMEDAD NATURAL (%)
MUESTRA 01	1.50m	1.831	8.13
MUESTRA 02	3.20m	1.831	7.33

CALICATA 03	PROFUNDIDAD	DENSIDAD NATURAL (gr/cm³)	HUMEDAD NATURAL (%)
MUESTRA 01	1.50m	1.781	8.32

MUESTRA 02	3.20m	1.950	8.11
---------------	-------	-------	------

CALICATA 04	PROFUNDIDAD	DENSIDAD NATURAL (gr/cm ³)	HUMEDAD NATURAL (%)
MUESTRA 01	1.10m	2.001	3.82
MUESTRA 02	3.10m	2.010	4.00

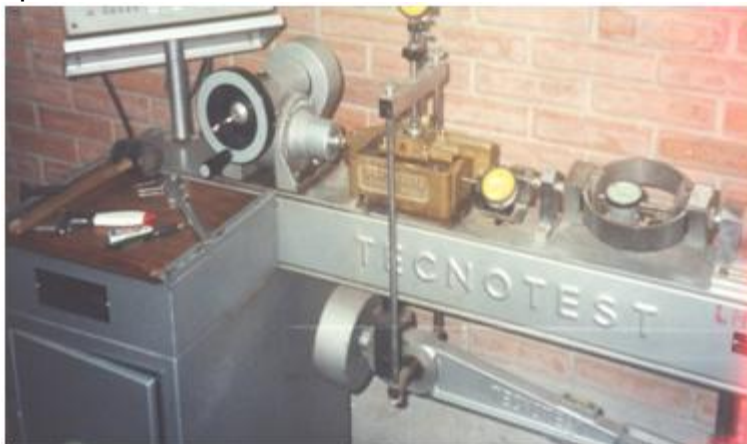
3.2.5. ENSAYO CORTE DIRECTO

Objetivo.

Determinar de forma rápida los parámetros de resistencia (ϕ y c) de un suelo.

Equipo.

Aparato de Corte Directo. Ver foto N° 44.



Piedras porosas. Las piedras porosas deben ceñirse a lo siguiente:

Deben ser de carburo de silicio, óxido de aluminio o de un metal que no sea

susceptible a la corrosión por sustancias contenidas en el suelo o la humedad del mismo.

Dependiendo del tipo de suelo que se va a ensayar, las piedras porosas (foto N° 45) deben tener la calidad adecuada para desarrollar el contacto necesario con la muestra y, además, deben evitar la intrusión excesiva de partículas de suelo dentro de sus poros.

FOTO N ° 45: PIEDRAS POROSAS.



Dispositivo para la aplicación de la fuerza normal. Debe estar capacitado para aplicar rápidamente la fuerza especificada sin excederla y para mantenerla durante el proceso de ensayo.

Dispositivo para la aplicación de la fuerza de corte.

La capacidad depende más que todo del tipo de control: con control de deformaciones o con control de esfuerzos. Se prefiere generalmente el primero por la facilidad para determinar, tanto el esfuerzo último, como la carga máxima.

El equipo con control de deformaciones debe tener la capacidad para cortar la muestra a una velocidad de desplazamiento uniforme, con una desviación de $\pm 10\%$ y debe permitir el ajuste de la velocidad de desplazamiento dentro de un rango más o menos amplio.

La velocidad de aplicación de la carga, depende de las características de

consolidación del suelo. Se logra usualmente por medio de un motor con caja de transmisión y la fuerza de corte se determina por medio de un indicador de carga.

Balanza. Debe tener una sensibilidad de 0.1 g o 0.1 % del peso de la probeta.

Deformímetros o diales. Deben ser adecuados para medir los cambios en el espesor de la muestra con una sensibilidad de 0.002mm (0.0001") y la deformación con sensibilidad de 0.02 mm (0.001").

Estufa u Horno de secado. Capaz de mantenerse a $110\text{ }^{\circ}\text{C} \pm 5\text{ }^{\circ}\text{C}$ ($230 \pm 9\text{ }^{\circ}\text{F}$)

Recipientes para muestras de humedad.

Equipo para el remoldeo o compactación de probetas.

Misceláneos. Incluyen: cronómetro, sierra de alambre, espátula, cuchillos, enrasadores, agua destilada y demás elementos necesarios.

FOTO N ° 46: DIVERSOS ELEMENTOS DEL ENSAYO DE CORTE DIRECTO.



Exposición General.

El ensayo de corte directo impone sobre un suelo las condiciones idealizadas. Es decir, induce la ocurrencia de una falla a través de un plano de localización predeterminado. Sobre este plano actúan dos fuerzas o esfuerzos- un esfuerzo normal debido a una carga vertical P_v aplicada externamente y un esfuerzo

cortante debido a la aplicación de una carga horizontal P_h . Estos esfuerzos se calculan simplemente como:

$$\sigma_v = \frac{P_v}{A} \quad (1)$$

$$\tau = \frac{P_h}{A} \quad (2)$$

Donde A es el área nominal de la muestra (o de la caja de corte) y usualmente no se corrige para tener en cuenta el cambio de área causada por el desplazamiento lateral de la muestra P_h .

Estos esfuerzos deberían satisfacer la ecuación de Coulomb:

$$\tau = c + \sigma_v \tan \phi \quad (3)$$

Como en la ec. (3) existen dos cantidades desconocidas (c y ϕ), se requiere obtener los valores, como mínimo, de esfuerzo cortante τ y el esfuerzo normal que tienen el mismo significado dado en la construcción del círculo de Mohr, en lugar de resolver una serie de ecuaciones simultáneas para c y $\tan \phi$, es posible dibujar en un plano de ejes coordenados los valores de τ contra σ_v para los diferentes ensayos (generalmente con σ_v como ordenada), dibujar una línea a través del lugar geométrico de los puntos resultantes, o del promedio del lugar geométrico de los puntos, y establecer la pendiente de la línea como el ángulo ϕ y el intercepto con el eje τ como la cohesión c .

Para materiales no cohesivos, la cohesión debería ser cero por definición y la ecuación. (3) se convierte en:

$$\tau = \sigma_v \tan \phi \quad (4)$$

Las inexactitudes del ensayo y los efectos de tensión superficial de los materiales húmedos no cohesivos a menudo producen un valor de cohesión aparente, que debería despreciarse a menos que sea más de 10 a 15 KPa. Si el valor de la cohesión es grande siendo el suelo material no cohesivo, debería investigarse la razón para haber obtenido dicha cohesión.

El ensayo de corte directo se caracteriza por lo siguiente:

El tamaño de las muestras hace que efectuar ensayos consolidados –no drenados y consolidados drenados no requiera demasiado tiempo, pues el tiempo de drenaje es bastante corto aún para materiales con bajo coeficiente de permeabilidad, debido a que el camino de drenaje es muy pequeño.

Se ha introducido cajas con muestra cuadrada de forma que la reducción de área durante el ensayo puede fácilmente tenerse en cuenta si se desea.

La máquina de corte directo es mucho más adaptable a los equipos electrónicos de medición, de forma que no se requiere de forma continua de un operario para efectuar ensayos consolidados-drenados, que pueden durar varios días.

Se ha encontrado que los parámetros del suelo c y ϕ obtenidos por el método del corte directo son casi tan confiables como los valores triaxiales (probablemente esto se debe más a problemas del operador que al hecho de que los equipos tengan igual capacidad de comportamiento). Lo anterior no quiere indicar que el ensayo triaxial sea indeseable; si no más bien que, si se desean únicamente los parámetros de suelos, los valores que brinda el ensayo de corte directo se han encontrado usualmente bastante aceptables. Hay alguna información como el comportamiento de presión de poros durante el corte que no puede ser evaluado utilizando este ensayo de corte directo.

Este ensayo de corte directo puede clasificarse como sigue:

1. Ensayos no consolidados-no drenados o ensayos U. El corte se inicia antes de consolidar la muestra bajo la carga normal P_v . Si el suelo es cohesivo, y

saturado, se desarrollará exceso de presión de poros. Este ensayo es análogo al ensayo triaxial no consolidado drenado.

2. Ensayo consolidado-no drenado .Se aplica la fuerza normal, y se observa el movimiento vertical del deformímetro hasta que pare el asentamiento antes de aplicar fuerza cortante. Este ensayo puede situarse entre los ensayos triaxiales consolidado-no drenado y consolidado-drenado.

3. Ensayo consolidado-drenado. La fuerza normal se aplica, y se demora la aplicación del corte hasta que se halla desarrollado todo el asentamiento; se aplica a continuación la fuerza cortante tan lento como sea posible para evitar el desarrollo de presiones de poros en la muestra. Este ensayo es análogo al ensayo triaxial consolidado-drenado.

Para suelos no cohesivos, estos tres ensayos dan el mismo resultado, esté la muestra saturada o no, y por supuesto, si la tasa de aplicación del corte no es demasiado rápida.

Para suelos no cohesivos, los parámetros de suelos están marcadamente influidos por el método del ensayo y por el grado de saturación, y por el hecho de que el material esté normalmente consolidado o sobreconsolidado. Generalmente, se obtienen para suelos sobreconsolidados dos conjuntos de parámetros de resistencia. Un conjunto para ensayos hechos con cargas inferiores a la presión de preconsolidación y un segundo juego para cargas normales mayores que la presión de preconsolidación. Donde se sospeche la presencia de esfuerzo de preconsolidación en un suelo cohesivo sería aconsejable hacer seis o más ensayos para garantizar la obtención de los parámetros adecuados de resistencia al corte.

A. SUELO NO COHESIVO – TRABAJO DE LABORATORIO

1. Pesamos un plato grande de agregado seco (suelo granular) con suficiente

material para hacer por lo menos tres ensayos a la misma densidad.

2. Ensamblamos cuidadosamente la caja de corte (retroceder cualquier separación existente entre las partes de la caja y los tornillos de empalme) y fijar la caja en posición.

3. Colocamos cuidadosamente la muestra en la caja de corte hasta cerca de 5 mm del borde de la superficie del anillo y colocar el pistón de carga (incluyendo la piedra porosa) sobre la superficie del suelo.

COLOCACIÓN DE LA MUESTRA EN LA CAJA DE CORTE DIRECTO.



4. Aplicar la carga normal P_v deseada y colocar el dial para determinar el desplazamiento vertical (con presión de 0.01 mm por división). Recordar incluir el peso del pistón de carga y la mitad superior de la caja de corte como parte del peso P_v .

Para ensayos consolidados, registrar en el dial el desplazamiento vertical y comenzar el ensayo, solo cuando el asentamiento ha parado. Para suelos no cohesivos esto puede hacerse a partir de la aplicación de P_v .

5. Separamos dos partes de la caja de corte desplazando los tornillos espaciadores que se encuentran en la parte superior de la caja de corte.

A continuación fijamos el bloque de carga apretando los tornillos de fijación provisto para tal propósito a los lados de la parte superior de la caja de corte.

Inmediatamente después separamos los tornillos espaciadores de manera que se libere la parte inferior de la caja de corte; en este momento la carga normal, la mitad de la carga de la caja y el bloque o pistón de carga se encuentran actuando sobre la muestra de suelo.

6. Ajustamos el deformímetro de carátula (0.01 mm/división) para medir el desplazamiento en cortante.

7. Como nuestro ensayo es saturado, saturamos la muestra llenando la caja de corte y permitiendo transcurrir suficiente tiempo (5 minutos), para que tenga lugar la saturación.

Nos aseguramos de que las piedras porosas que se encuentran en la caja de corte estén saturadas si el suelo al ensayarse contiene alguna humedad.

FOTO N° 48: SATURACIÓN DE LA MUESTRA EN LA CAJA DE CORTE.



8. Comenzar la carga horizontal (cortante) y tomamos lectura del deformímetro de carga, del deformímetro de desplazamiento cortante, y del deformímetro vertical (cambio de volumen).

9. Retiramos la muestra de la caja de corte y repetimos los pasos 1 a 8 sobre por lo menos dos muestras adicionales respecto a la cantidad de suelo usada en el primer ensayo.

Usamos un valor diferente de P_v para cada ensayo (En nuestro caso usamos valores de 1KG, 2KG, 4KG).

RETIRANDO LA MUESTRA DE LA CAJA DE CORTE.



Cálculos.

Los siguientes cálculos son aplicables tanto a suelos cohesivos como a suelos no cohesivos.

1. Calculamos el esfuerzo normal nominal como:

$$\sigma_v = \frac{P_v}{A}$$

Donde A = área de la sección transversal de la muestra de suelo en la caja de corte

P_u = carga total normal incluido el peso del bloque de carga y la mitad superior de la caja de corte.

2. Dibujamos una curva de desplazamiento horizontal δh contra la fuerza cortante horizontal P_h para obtener el mayor valor de la fuerza cortante última. Para calcular esfuerzo cortante como:

$$\tau = \frac{P_h}{A}$$

Una vez obtenidas las muestras representativas para su análisis en el laboratorio se prosiguió a ejecutar los ensayos de Corte Directo según la norma ASTM D 3080 en muestras inalteradas y remoldadas del material de relave a diferentes contenidos de humedad y también del relave en Pulpa con la finalidad de encontrar sus parámetros de

resistencia del material estudiado, en el Laboratorio Geotécnico del CISMID de la Universidad Nacional de Ingeniería.

En las siguientes tablas se muestran los resultados obtenidos en los diferentes ensayos realizados:

MATERIAL RELAVE	HUMEDAD (%)	DENSIDAD (gr/cm3)	Angulo de Fricción (ϕ)	<u>COHESION</u> (Kg/cm2)
CAJA 01	4.57	1.80	30.60	0

3.2.7. ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL



Equipo de ensayo Triaxial.

Se realizó el ensayo de Compresión Triaxial del tipo UU, no consolidado y no drenado según la Norma ASTM D2850, en el laboratorio Geotécnico de la Universidad Nacional de Ingeniería (CISMID).

Este ensayo se realizó en muestras inalteradas, extraída de la caja 01 que fueron

moldeadas del relave aireado que se encuentra depositado en la parte alta del Platanal a la altura del Nivel 28, obteniéndose sus parámetros de resistencia y deformación, los mismos que fueron corroborados con el ensayo de Corte Directo. Obteniéndose los siguientes resultados:

MUESTRA	TIPO	ANGULO DE FRICCION (ϕU)	<u>COHESION</u> (Kg/cm²)
CAJA 02	Inalterado	33.0 °	0.00

CAPITULO IV

PARAMETROS DE DISEÑO DE LAS PRESAS EN ESTUDIO

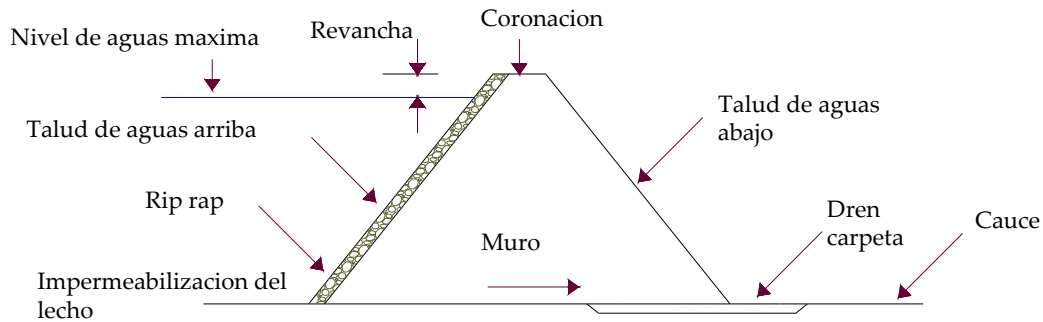
Las presas tienen tres características que las distinguen de otras estructuras de ingeniería: la acumulación de grandes masas de materiales que sirven para su construcción, la gigantesca cantidad de material en un espacio limitado que produce enormes presiones sobre la cimentación, y la influencia destructora del material almacenado sobre la cimentación y la estructura misma, lo que puede producir filtraciones, erosión y rotura. En consecuencia, los diques dependen de las condiciones de los alrededores, particularmente de la geología del sitio, en un grado mayor que otras obras de ingeniería.

Un dique de tierra debe ser seguro y estable durante todas las fases de construcción y operación del embalse. Para lograr esto debe seguirse el siguiente criterio:

- Los taludes del relleno deben ser estables durante la construcción y bajo todas las condiciones de operación, incluyendo el vaciamiento rápido del embalse en el caso de presas de almacenamiento.
- El relleno debe diseñarse de modo que no origine esfuerzos excesivos sobre la cimentación.
- El flujo de precolación a través del relleno, cimientos y apoyo debe ser controlado para que no tenga lugar una erosión interna y no ocurran desprendimientos en la zona donde la filtración emerge. La cantidad de agua perdida por precolación debe ser controlada para que no interfiera con las funciones del proyecto.
- El terraplén debe ser seguro contra el desborde del oleaje.
- El talud de aguas Arriba debe ser protegido contra la erosión por oleaje, y la cresta y el talud de aguas abajo deben ser protegidos contra la erosión debida al viento y la lluvia.

Un dique de tierra diseñada para satisfacer los anteriores criterios debe ofrecer seguridad permanente siempre que se empleen métodos adecuados de construcción y se ejerza un control permanente. La aplicación de los procedimientos a un caso específico depende del propósito del diseño, del

tamaño, la importancia de la estructura y del problema en conjunto.



Tomando como base los estudios realizados por las empresas Geomaster S.A.C. y CESEL S.A. en las presas “Zona Norte Expansión y El Platanal” respectivamente, obtuvimos las propiedades físico – mecánicas de los materiales involucrados para la evaluación y modelamientos geotécnicos para la ampliación de los depósitos de relave mencionados anteriormente. Dicho estudio se desarrollo de la siguiente manera:

4.1. DEL TERRENO DE FUNDACIÓN

El término terreno de fundación se refiere a la superficie del valle y las laderas. Los requerimientos esenciales de la cimentación para una presa de tierra son los que constituyen una superficie de sustentación estable bajo todas las condiciones de saturación y carga; y que provea una resistencia suficiente a la percolación para prevenir la excesiva pérdida de agua; la percolación ocurre cuando el contenido de humedad excede la capacidad del material para retener la humedad.

Aunque la cimentación no es realmente diseñada, ciertas precauciones deben tenerse presentes en el diseño para asegurar que cumple con los requerimientos esenciales. Dos cimentaciones no son nunca exactamente iguales; cada una presenta sus propios y diferentes problemas que requieren preparación y tratamientos especiales. Deben tenerse en cuenta métodos de estabilización de cimentaciones deficientes, reducción de percolación en terrenos permeables y ubicación de dispositivos para la intercepción de percolación subterránea y acondicionarlos a las condiciones locales.

Pueden adoptarse soluciones teóricas basadas en principios de Mecánica de

Suelos para problemas que comprendan terrenos de fundación permeable o deficiente. Muchas de estas soluciones son relativamente complejas, y pueden ser efectivas solo en la magnitud en que las permeabilidades reales en varias direcciones o la resistencia de la fundación puedan determinarse mediante costosas y detalladas pruebas de campo y laboratorio. Para estas estructuras es usualmente más económico diseñar la cimentación sobre la base de un buen criterio esforzándose deliberadamente en la adopción de factores substanciales de seguridad.

Existe diferentes tipos de tratamiento apropiados para diferentes condiciones, los terrenos de fundación se agrupan en 3 clases principales de acuerdo a sus características más importantes:

- Terrenos de fundación de roca
- Terrenos de fundación de material granular grueso (arena y grava)
- Terrenos de fundación de material granular fino (limo y arcilla)

Es evidente que los terrenos de cimentación de diverso origen tales como aluvión fluvial, morrenas glaciares, escarpes, y otros procesos de erosión, desintegración y depósito están caracterizados por infinitas variaciones en las combinaciones, arreglo estructural y características físicas de sus materiales constituyentes. Los depósitos pueden ser aproximadamente estratificados y contener capas de arcilla, limo, arena fina y grava, o pueden ser masas lenticulares del mismo material sin ninguna regularidad de ocurrencia y de variada extensión del espesor.

En el caso de ambas presas, el terreno de fundación existente es muy similar, estamos hablando de un terreno de fundación de relleno, poco contaminado; producido por el deslizamiento de los taludes colindantes, del tipo Coluvial y Aluvial gravoso grueso; con presencia de piedras de tamaños variables. Mediante calicatas de exploración y análisis de laboratorio, se llegó a la conclusión de que se trata de un suelo del tipo gravoso, formado por gravas de caras angulosas mezcladas con limo arcilloso fino, que a medida que se profundiza su contenido de humedad aumenta y luego disminuye; estos suelos se encuentran inestables y con alto índice de vacíos que pueden

generar grandes asentamientos ante cargas extremas.

De los ensayos de laboratorio del terreno de cimentación se pudo determinar que se trata de un suelo Gravo Limoso (GM) y se obtuvieron los siguientes parámetros:

Φ	36.0°
C	0.1 Kg./cm ²
γ_1	1.86 ton/m ³ (90%)
Es	200 a 300 Kg./cm ²
μ	0.25

Los parámetros obtenidos de la ladera del cerro son los siguientes:

Φ	30.0°
c	0.05 Kg./cm ²
γ	1.80 ton/m ³

4.2. DEL MATERIAL DE RELAVE

Los parámetros de resistencia del relave obtenidos mediante los ensayos de laboratorio dieron los siguientes resultados, los cuales serán usados para analizar la estabilidad de las presas de relave:

Caja 4 (Slump 9") :

Φ	41.35°
c	0.0 Kg./cm ²
γ	2.16 gr./cm ³
Gs	3.61 gr./cm
Absorción	1.31 %

Caja 5 (Slump 7") :

Φ	42.35°
c	0.0 Kg./cm ²
γ	2.08 gr./cm ³
Gs	3.37 gr./cm
Absorción	3.56 %

n

Caja 13 (Slump 10'') :

Φ	41.06°
c	0.0 Kg./cm ²
γ	2.18 gr./cm ³
Gs	3.32 gr./cm
Absorción	3.34 %

Caja 14 (Slump 8'') :

Φ	41.43°
c	0.0 Kg./cm ²
γ	2.16 gr./cm ³
Gs	3.53 gr./cm
Absorción	2.66 %

4.3. DIQUE DE ARRANQUE

El dique de embalse de la presa Zona Norte fue un terraplén del tipo puramente homogéneo que está compuesto de un material de clase única. El dique de la presa El Platanal fue constituido por el terreno de fundación, es decir que no se elevó ningún dique por el contrario se procedió a excavar la poza formándose a los extremos el dique de arranque enterrado. En el caso de la presa Zona Norte Expansión por material de préstamo de la cantera Cobriza, el cual será compactado para reducir la permeabilidad a un nivel aceptable 95% y así proveer una adecuada barrera al agua. La compactación proporciona los principales medios de resistencia sísmica para el relleno de presas de relaves, y está demás sobre-enfatizar su importancia bajo las condiciones peruanas. El relleno de tierra o relaves debe ser compactado hasta por lo menos 90% o 95% de las máximas densidades secas obtenibles con las Pruebas de Compactación Modificadas (ASTM D-1557) o Estándar (ASTM D-698), respectivamente. Una adecuada compactación del relleno de tierra puede alcanzarse usualmente colocándolo en capas horizontales delgadas (<0.3 m) seguidos por 4 a 6 pases del equipo compactador pudiendo utilizarse también camiones de transporte minero cargados. Para materiales tales como arena cicloneada, con menos del 10% de finos de 0.074 mm, los requerimientos de

una densidad relativa estarán alrededor de 75-80%. Los compactadores vibratorios y aún los buldózer pueden compactar eficientemente este tipo de materiales limpios. Tanto el relleno de tierra como la arena cicloneada deben ser inspeccionadas y probadas durante la colocación y construcción de las presas de relaves, para asegurar que el material y su compactación estén dentro de las especificaciones deseadas.

El relleno con desmote de mina es diferente porque su tamaño más grueso no requiere las pruebas de rutina de densidad del relleno, y se adoptan los requisitos del procedimiento. Un grado adecuado de compactación puede ser logrado en muchos casos sí se distribuye el material en capas horizontales de aproximadamente 1 m de espesor y se le somete a compactaciones de por lo menos 5 pasadas de camiones cargados (>120 Tns de capacidad) sobre la superficie completa de cada capa. Esto requiere que las rocas de tamaño mayor que el espesor señalado sean retiradas del relleno, usualmente con la cuchilla de un buldózer durante su esparcimiento. La colocación del desmote de la mina mediante vaciado únicamente, sin esparcimiento y compactación, no produce un relleno de aceptable calidad para las zonas estructurales de la presa.

Los parámetros obtenidos en el laboratorio para el material de la cantera Cobriza son los siguientes:

Φ	34.0°
C	0.2 Kg./cm ²
γ_1	2.12 gr./cm ³ (100% MDS)
γ_2	2.014 gr./cm ³ (95 % MDS)
Es	1800 a 2000 Kg/cm ²
μ	0.40

4.4. GEOMETRÍA DEL MODELO ESTUDIADO

4.4.1. Coronación

El ancho de la coronación de una presa de tierra depende de varias consideraciones como las siguientes:

- ♣ Naturaleza de los materiales del relleno y mínima distancia de percolación

permisible a través del relleno con el embalse a nivel normal.

- ♣ Altura e importancia de la estructura.
- ♣ Posible requerimiento de una carretera.
- ♣ Practicidad de una construcción.

Un ancho mínimo de coronación debe ser tal que dé una gradiente de percolación segura con el embalse totalmente lleno. Debido a las dificultades prácticas para determinar este factor, el ancho de la coronación es como regla general determinado empírica y ampliamente por la experiencia anterior. Se sugiere la siguiente fórmula para la determinación del ancho de la coronación en pequeñas presas de tierra:

$$w = \frac{z}{3} + 3.05$$

Donde:

w = ancho de la coronación en metros.

z = altura de la presa en metros por encima del punto mas bajo del cauce.

Para facilidad de construcción con equipo mecánico, el ancho mínimo no debe ser menor de 3.0 m, además se debe tener en cuenta que a mayor ancho de coronación el comportamiento de la presa frente a un sismo será mejor. En ciertos casos el ancho mínimo puede determinarse por los requerimientos de una carretera a lo largo de la presa.

En la coronación debe ponerse algún tipo de pavimento para protegerlo contra la acción de la lluvia y del viento lo mismo que contra el desgaste producido por el tráfico cuando sirve como carretera. El tratamiento usual consiste en colocar una capa de roca fina seleccionada o ripio con un espesor mínimo de 10 cm. En el caso de que la coronación forme parte de una carretera, el ancho de la pista y la naturaleza del pavimento deben estar de acuerdo con los de la carretera que une. Debe disponerse drenaje superficial mediante un bombeo de por lo menos 7 cm. o inclinando la cresta hacia el talud aguas arriba. Se prefiere este último método aunque el talud aguas abajo esté protegido contra la erosión con una cobertura tan resistente como la usada

para la protección del talud de aguas arriba.

Si la coronación de la presa debe servir como carretera, generalmente se construyen a lo largo de sus bordes guardavías las del tipo de cables o vigas. Si no se prevé el paso de una carretera la coronación puede determinarse mediante postes ubicados cada 7.50m o pedrones colocados a lo largo de la coronación, aunque en muchos casos no se requiere ningún dispositivo.

La función principal del dique es la de almacenar y evitar el desplazamiento del relave. Y debido a que es un dique de poca altura, el ancho de la coronación que se está tomando es de 3 m.

4.4.2. Altura

La altura del dique está limitada por la topografía de su emplazamiento, aunque otros factores pueden determinar una altura máxima menor. Debido a que la función principal de la presa es la de contención, el factor más importante es la capacidad de almacenamiento, la que debe tener suficiente capacidad para suministrar almacenaje a los relaves a lo largo de toda la vida de la mina, teniendo en mente criterios económicos y prácticos relacionados al relleno de la presa, a la desviación del agua superficial y al recubrimiento del embalse sí es que esto fuera necesario. Este criterio es más difícil de satisfacer en terrenos de inclinación pronunciada. Por razones prácticas, económicas y de construcción, las alturas de las represas deben limitarse a aproximadamente 70 a 100 m. Y el incremento anual en la elevación del dique, deben ser de 5 a 10 m. En otros casos, podrán requerir varios embalses por separado. Cuando se requiera un recubrimiento del embalse para el control de infiltraciones, los taludes del embalse deben ser diseñados de acuerdo a los requerimientos establecidos por el PAMA (programa de adecuación del medio ambiente) descrito en el capítulo 2 de la presente tesis, estos requerimientos pueden ser modificados de acuerdo a las necesidades del proyecto siempre y cuando exista un sustento técnico el cual asegure que al realizar estos cambios no existirá problemas de falla en la estructura.

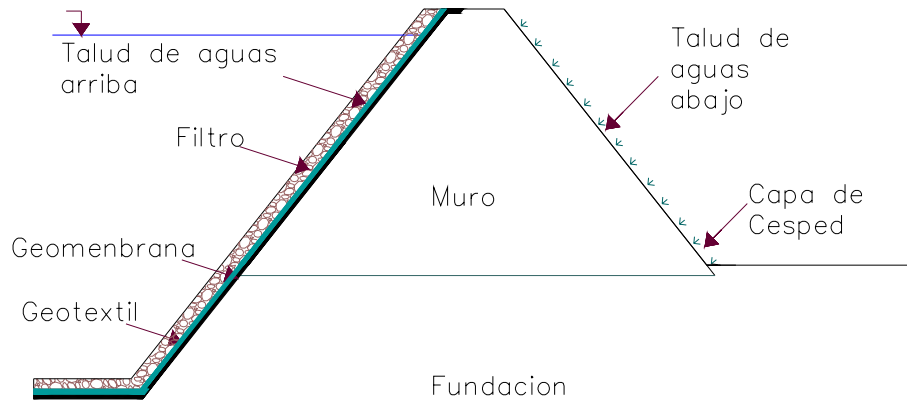
4.4.3. Taludes

En la presa se pueden distinguir dos tipos de taludes: Talud aguas arriba y Talud aguas abajo. El diseño de los taludes es diferente en cada caso debido a que sus parámetros varían entre sí.

Talud aguas arriba.- La pendiente del Talud aguas arriba está en función del muro y su altura; y del sismo de diseño. El talud aguas arriba de la presa debe protegerse de la acción destructiva del relave que almacenará, porque al ser depositado en la presa, la parte sólida del relave tendera a sedimentarse y la parte líquida tratara de filtrarse en la presa. Es por eso que después de la compactación del relleno se colocara una manta de geomembrana sobre el cual irá un filtro graduado al pie del talud aguas arriba, para proteger el talud de la filtración de agua.

Talud aguas abajo.- La pendiente del Talud aguas abajo del muro resistente ha demostrado ser un elemento clave en la estabilidad sísmica del muro. A menor pendiente, más estable será el muro, pero a su vez mayor será el requerimiento de material de relleno siendo a veces su costo una limitante.

De igual manera que el talud aguas arriba; la pendiente del Talud aguas abajo está en función del muro y su altura; y del sismo de diseño. El talud aguas abajo debe protegerse de la erosión y la acción del viento y de la escorrentía de lluvia mediante una capa de roca, piedras o césped. Debido a la incertidumbre de obtener adecuada protección mediante una cobertura vegetal, en muchos lugares, especialmente en las regiones áridas, se prefiere la protección por medio de piedras o roca y debe usarse cuando su costo no sea excesivo. Las capas de 0.60 m. de espesor son fáciles de colocar, pero una de 0.30 m. generalmente suministra protección suficiente. Si se siembra césped, debe seleccionarse el que sea adecuado para una determinada localidad; generalmente es necesario esparcir uniformemente fertilizantes y semillas para promover la germinación y fomentar el crecimiento del césped.



4.4.4. Filtros

El propósito de una capa horizontal de drenaje es el de permitir la descarga de percolación y reducir la posibilidad de fallas por entubamiento, debido a la erosión interna que comienza cerca al pie de aguas abajo y prosigue aguas arriba a lo largo de la base de la presa, esto ocurre en zonas débiles que permiten la filtración. Se cumple este propósito creando un peso sobre la porción de la cimentación de aguas abajo de la zona impermeable de la presa donde existen grandes fuerzas de percolación. La capa debe ser permeable de modo que permita el drenaje y debe diseñarse para evitar el movimiento de partículas de la cimentación o del relleno por las descargas de percolación.

Los filtros ayudan a controlar la infiltración interna dentro de la presa por medio de drenes para reducir los niveles de saturación o la superficie freática, y zonas de filtración para prevenir el socavamiento, son esenciales para la estabilidad estática, la infiltración es una causa significativa de las fallas de las presas aguas abajo, de línea central, retención de aguas. Muchos de esos casos están relacionados con la infiltración emergente en la cara del dique y pueden ser prevenidos con la inclusión de drenajes internos adecuados.

Los filtros son especialmente importantes para prevenir la migración de los relaves dentro y a través del desmonte minero grueso. Los filtros requieren un control muy cuidadoso durante su colocación, el lavado y cernido del material del filtro, estos procedimientos no son compatibles con las condiciones y economía del minado. Una

ubicación selectiva de las porciones más finas y gruesas del desmonte de mina para cumplir funciones de filtro puede no ser confiable. Como una buena alternativa se pueden utilizar telas sintéticas en las presas de relaves, y confiar en que resistirán los procesos de deterioro que ocurran durante la vida operativa de la mayoría de los embalses.

Para satisfacer el criterio de estabilidad de los filtros y para proveer un amplio incremento en la permeabilidad entre la base y el filtro, se recomiendan los siguientes límites que son satisfactorios para usarlos con grava y arena natural o con roca triturada:

$$1) \quad \frac{D_{15} \text{ del filtro}}{D_{15} \text{ del material de base}} = 5 \text{ a } 40,$$

siempre que el filtro no contenga más del 5% del material más fino que 0.074 mm. (Malla N°200)

$$2) \quad \frac{D_{15} \text{ del filtro}}{D_{85} \text{ del material de base}} = 5 \text{ o menos}$$

$$3) \quad \frac{D_{85} \text{ del filtro}}{\text{Max. Abertura del tubo de drenaje}} = 2 \text{ o más}$$

4) La curva de tamaño de granos del filtro debe ser aproximadamente paralela a la del material de base.

En lo anterior D_{15} es el tamaño del cual el 15% del total de partículas de suelo es menor; el porcentaje es en peso y se determina por el análisis mecánico. El tamaño D_{85} es aquel del cual el 85% del total de partículas de suelo es menor. Si se requiere más de una capa de filtro se sigue el mismo criterio; el filtro más fino es considerado como “material de base” para la selección de la gradación del filtro más grueso.

Además de las relaciones límites establecidas para un diseño adecuado de los filtros, la partícula de 7.6 cm. de tamaño debe ser la máxima utilizada en un filtro para reducir la segregación de las partículas y su desacomodo durante la colocación de los materiales; el filtro no debe tener porcentajes de finos que pasen la malla N°200 mayor de 5%. Es importante compactar el material de filtro a la misma densidad que la requerida que la del relleno.

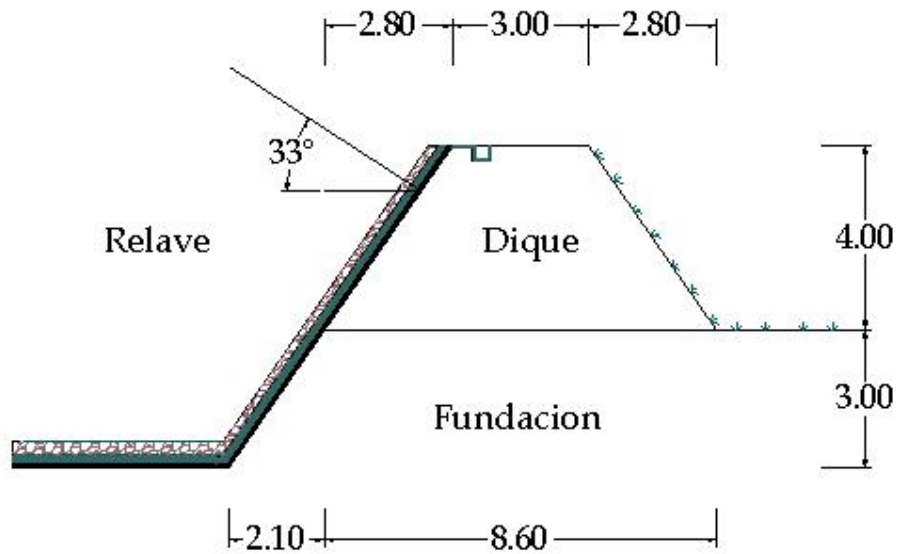
Los filtros de protección son con mucha frecuencia contruidos en capas, cada capa más gruesa que la de abajo. Debido a esto, son en ocasiones denominados filtros reversos.

El material a utilizar como filtro fue tomado de la cantera Cobriza y debido a que de acuerdo a los resultados obtenidos del análisis granulométrico (una de las curvas granulométricas no posee D_{15}), este material era inapropiado ya que no cumplió con los requisitos que debe cumplir el material de filtro, fue necesario triturar las gravas gruesas del material hasta que su gradación sea la adecuada para que cumpla el papel de filtro.

4.4.5. Dique de Arranque

La presa Zona Norte Expansión esta comprendida por un dique de tres lados, mientras que la presa El Platanal esta conformada por un dique de cuatro lados; en ambos casos se ha provisto un borde libre de 1m. para eliminar la posibilidad de la ocurrencia de desbordamiento de la presa por el flujo a agua que se acumula en el depósito; ya que el reboce por la cresta es una de las causas principales de fallas en las presas de relaves. Se debe prevenir a toda costa el reboce de las presas de relave ya que podría ocasionar una falla catastrófica con la liberación repentina de grandes cantidades de relaves y aguas toxicas.

La geometría del dique se muestra a continuación:



4.4.6. Método para el control de infiltración

Las diversas medidas para el control de la infiltración que han sido utilizadas para los embalses de relaves incluyen desviaciones, revestimientos, sistemas de bombeo de retorno, recubrimientos sintéticos internos, y recubrimientos de suelo compactado. Todos ellos dependen críticamente de los más altos niveles de control de calidad e inspección durante la construcción e instalación, y a menos que éstos estándares sean mantenidos, los intentos de controlar la infiltración pueden ser un poco más que un gran desperdicio tanto de dinero como de esfuerzo. Es útil pensar en las medidas de control de la infiltración como la creación de una gran tina alrededor del depósito de relaves. Mediante esta analogía, es fácil comprender cómo una imperfección en un pequeño porcentaje del área total del embalse puede transmitir infiltración de igual manera como lo haría el drenaje de una tina.

En estos proyectos se optó por el uso de recubrimientos sintéticos, los cuales se usan ampliamente para recubrir el piso de los embalses de relaves de cianuración de oro y plata, adoptando tecnología derivada de las operaciones de «heap leaching» (pilas de lixiviación). Algunos de los materiales

más comúnmente usados incluyen polietilenos de alta densidad (HDPE), polietilenos de muy baja densidad (VLDPE), cloruro de polivinilo (PVC) y polietileno clorosulfonado (Hypalón), éstos varían en cuanto a sus propiedades, requerimientos para su aplicación en el terreno, y necesidad de coberturas de protección. Todas, sin embargo, son químicamente compatibles con los efluentes típicos de relaves.

Existen muchos requerimientos fundamentales que deben ser cubiertos por cualquier recubrimiento sintético de los embalses. Estos son:

- El material debe ser de buena calidad y manufactura.
- El recubrimiento no puede ser colocado sobre suelos naturales, blandos, sensitivos a la humedad o a la congelación.
- El lecho debe ser cuidadosamente preparado para evitar la proyección de rocas y otros materiales que puedan perforar el recubrimiento.
- Deben evitarse las tuberías u otros implementos que se proyectan a través del recubrimiento y que requieren de un sellado.
- Para pegar o soldar en el campo los paneles individuales del recubrimiento debe contarse con supervisión experimentada, utilizando procedimientos apropiados para el material de recubrimiento teniendo en cuenta las condiciones de temperatura durante la instalación.
- La instalación de recubrimientos y su soldadura en el campo deben ser inspeccionadas, probadas y documentadas cuidadosamente.

La instalación del recubrimiento puede ser utilizada realizando labor sin mucha capacitación, siempre y cuando el personal esté apropiadamente entrenado. Sin embargo, aquellos que supervisen y dirigen la operación deben tener experiencia en aplicaciones a gran escala con el material involucrado. La tecnología del recubrimiento sintético recién está siendo introducida en el Perú

en algunas nuevas operaciones de (heap-leaching). Los recubrimientos sintéticos pueden afectar también al diseño y construcción de las represas de relaves, requiriendo usualmente que la inclinación de su talud «aguas arriba» sea inferior a 3H: 1V. Debido a las dudas en la integridad de los recubrimientos, en relación con la instalación y el efecto de los terremotos, no debe confiarse en los recubrimientos sintéticos para el mantenimiento estructural de la represa. La represa debe ser diseñada como si los recubrimientos no estuvieran presentes, con taludes estables bajo las condiciones freáticas correspondientes, y con provisiones adecuadas de filtros internos y de drenaje.

La preparación del terreno o superficie de apoyo es uno de los procedimientos fundamentales de la instalación de geomembranas. Todos los procedimientos posteriores podrían llegar a carecer de sentido en el caso que el revestimiento fuese ejecutado sobre un terreno inadecuado. Será entonces ésta la primera fase constructiva en la instalación del revestimiento.

En los depósitos de relaves se colocó una geomembrana segura entre los relaves y el medio ambiente, incluyendo el agua potable, porque puede resistir la presión ejercida en ella por los relaves y los objetos afilados de la pila de relaves. Los depósitos de relaves fueron constituidos por varios módulos revestidos interiormente con geomembrana.

El procedimiento comienza con la recepción, por parte del instalador, del terreno o superficie de apoyo, nivelada y compactada, se debe verificar que esta superficie proporciona un apoyo continuo y uniforme para el revestimiento, es decir todas las superficies que serán impermeabilizadas estarán lisas, sin elementos que puedan perforar o cortar la geomembrana, nivelada en forma continua y uniforme; sin cambios abruptos de pendiente.

Considerando que las condiciones climáticas puedan variar notablemente el suelo, es decir puedan formarse grietas por desecación del suelo o se formen charcos por escurrimiento de agua, es aconsejable que la superficie a ser aceptada sea la misma que será revestida en la jornada de trabajo. Ocasionalmente bajo condiciones climáticas adversas y cuando la superficie

preparada va a permanecer expuesta por tiempos prolongados es recomendable considerar la instalación de revestimientos provisionales de polietileno. Aunque es una solución bastante costosa en ocasiones es conveniente si se le compara con los costos de atrasos y reparación de suelos. Luego de la aceptación del terreno se debe proceder a efectuar la construcción de las zanjas de anclaje para el revestimiento. La geomembrana será colocada sobre el talud aguas arriba, anclada a todo lo largo de la cresta y en el fondo.

Todos los materiales de cimentación deberán estar compactados y libres de partículas mayores a ½" de diámetro y no deberá contener ninguna clase de material angular grueso como grava chancada, rocas angulosas, estacas o pedazos de metal. Es recomendable que antes de instalar la geomembrana sobre el subsuelo se coloque sobre este una capa de arena o un geotextil con características antipunzonantes y alta resistencia a la tracción que permita que el tráfico que se realice sobre las plataformas por la aplicación del material o por la maquinaria pesada encargada del transporte del material, no cause daño a la geomembrana.

El manto deberá estar orientado en forma paralela a la línea de máxima pendiente y de manera tal que logre minimizar la tensión en las juntas de campo.

Después del relleno de la presa se requiere encapsular la estructura y rehabilitar el sitio. Generalmente se utilizan las arcillas naturales que son las formas más comunes de contención de relaves. En áreas donde la arcilla no se consigue fácilmente o donde los costos del transporte son altos, se opta por la colocación de Geomembranas.

4.4.7. Anclajes

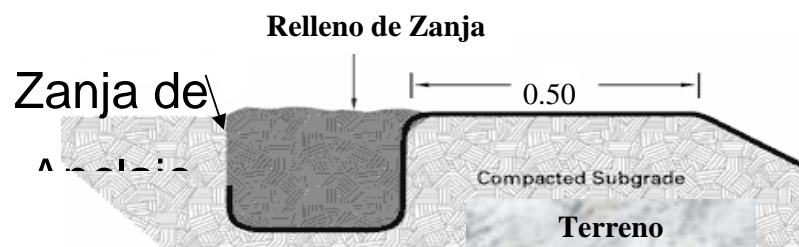
La zanja de anclaje fue excavada, antes de la colocación de la geomembrana, en forma paralela a todo el perímetro del terreno que fue impermeabilizado, al ancho y a la profundidad que se indican en los planos de construcción antes de la colocación del sistema de impermeabilización, la zanja de anclaje irá en la parte superior del dique.

En el caso de taludes en donde las zanjas de anclaje deben soportar los esfuerzos recibidos por el peso propio de la geomembrana se deberá tener especial cuidado en la terminación del borde superior sobre el cual retorna la geomembrana; bordes angulosos e irregulares podrían llegar a perforar la geomembrana y constituir una posible zona de falla del sistema de impermeabilización.

La zanja por lo general tendrá una sección mínima de 0.30m de ancho x 0.30m de profundidad y deberá encontrarse a una distancia de por lo menos 50 cm. de la corona del talud. Las dimensiones mencionadas pueden ser mayores y varían dependiendo del diseño del proyecto por lo general si el tamaño del talud aumenta, las dimensiones de la zanja aumentarán también, debido a que deberá soportar mayores esfuerzos y permitir el buen funcionamiento del sistema de impermeabilización.

Éstas zanjas luego serán rellenadas con el mismo material proveniente de dicha excavación; la superficie de apoyo de la zanja de anclaje es uno de los puntos de fijación del revestimiento por lo que debe estar nivelada y compactada, además debe estar libre de afloramientos rocosos, grietas, depresiones y cambios abruptos de pendientes. Así también se deberá redondear levemente las esquinas de la zanja para así evitar curvas agudas en la geomembrana.

Para revestimientos de estructuras de hormigón, se aplica el mismo concepto pero además evitando los cantos angulosos y terminaciones gruesas que puedan dañar la membrana.



ZANJA DE ANCLAJE PARA FIJACIÓN DE GEOMEMBRANA

La fase final de preparación del terreno consiste en la remoción de escombros, además del rodillado de la superficie que deberá ser compactada según las especificaciones del proyecto. Generalmente se considera una compactación igual ó superior al 90% del Proctor Modificado, de manera tal que evite asentamientos diferenciales que puedan inducir deformaciones importantes a la geomembrana. Los terrenos no cohesivos que no pueden ser compactados satisfactoriamente deberán ser quitados y ser sustituidos por un terreno correctamente compactado. Las gravas o trozos de arena no deberán exceder los 3/8 pulgada de diámetro y no serán permitidas en las primeras 6 pulgadas de espesor del subsuelo del terreno. Una solución alternativa en aquellos casos en que no es factible realizar una adecuada compactación y preparación del terreno, es el uso de geotextiles no tejidos agujados como interfaz entre la superficie de apoyo y la geomembrana.

4.5. MODELAMIENTO INICIAL DE LAS PRESAS

Los principales objetivos asociados al diseño de los Depósitos de Relaves son:

- Almacenar en forma permanente y segura los relaves en un depósito diseñado bajo estándares internacionales.
- Evitar la contaminación en zonas aledañas al depósito.
- Construir el depósito de relaves considerando una vida útil no menor a 4 años.
- Obtener el menor costo y el mayor beneficio en la construcción de la etapa inicial, al utilizar el material excavado del fondo del vaso del depósito (material de relleno) como material en la construcción del dique.
- Instalar sistemas de monitoreo para asegurar que la presa cumple con los criterios de diseño.

Las bases y criterios de diseño que fueron adoptados en el estudio se basan en estándares internacionales para el diseño de presas. Particularmente, el diseño de la presa cumple con las siguientes guías y recomendaciones:

1. Canadian Dam Safety Association (CDSA) “Dam Safety Guidelines for Existing Dams”, 1995.
2. International Commission on Large Dams (ICOLD), particularmente ICOLD Bulletin 98 “Tailings Dams and Seismicity - Review and Recommendations”, 1995.

EL PLATANAL



El depósito de Relaves El Platanal de Cobriza fue ubicado en un relleno antiguo ubicada en la ex – cancha de fútbol a unos 200 m de la margen izquierda del Río Mantaro, y al oeste del relleno de desechos sólidos.

Su diseño considera una capacidad suficiente para el almacenamiento de aproximadamente 600,000 TM de relaves, equivalente a un horizonte de operación estimado en 6 años.

El método constructivo del depósito de relaves El Platanal será utilizando cuatro diques de contención ubicados al este, al oeste, al sur y al norte de la ex – cancha de fútbol.

El crecimiento del depósito de relaves fue siguiendo el método aguas arriba el cual considerando las características físicas y de resistencia de los materiales resulta ser adecuado y seguro desde el punto de vista de estabilidad para el tipo de relaves producidos.

La construcción del depósito de relaves El Platanal esta dividido en dos etapas; las cuales serán descritas más adelante en la sección de la metodología de construcción.

El diseño del depósito de relaves ha considerado varios aspectos principales:

- Características de los relaves
- Fundación
- Pendientes y sistema de disposición de los relaves.
- Capacidad de almacenamiento de crecidas en el depósito.

Los diques del depósito tendrán una altura máxima de 6 m asociada a la cota 2,076 msnm. En la corona del dique.

Se considera taludes de 1.5H:1V en las caras de aguas arriba y 2.0H:1V aguas abajo excepto a lo largo de toda la longitud contenida por el muro de concreto ubicado en el talud aguas abajo del dique ubicado al oeste del depósito que tendrá un talud de 1.5H:1V. El ancho de la coronación será de 3 metros. El cuerpo del dique será construido con material granular de préstamo y se planea obtenerlos de los cortes de las faldas de los cerros ubicados al sur de la ex - cancha de fútbol, el mismo que se encuentra acumulado y listo para ser utilizado.

Con el objeto de controlar filtraciones a través del cuerpo del dique y en el fondo del vaso del depósito, se coloca un revestimiento impermeable compuesta de una geomembrana de alta elasticidad, la cual descansará sobre un material de protección compactado de 20cm de espesor para evitar el punzonamiento de la membrana con las gravas existentes (cama de apoyo).

METODOLOGÍA DE CONSTRUCCIÓN

Esta etapa del depósito, permitirá la disposición de relaves durante los primeros 6 años para una producción de 281 ton/día. El plano EGEOPLA-08, el cual nos fue proporcionado por el departamento de ingeniería de la compañía minera DOE RUN PERU se encuentra en el Anexo 1 de la presente tesis muestra la configuración de los diques a construir.

A continuación se presenta un listado general de la secuencia de construcción del depósito de relaves El Platanal en su etapa inicial (ver plano EGEOPLA-01 en el anexo 1):

- En la primera fase de la construcción del depósito se considera construir los canales perimetrales ubicado en el sector sur del depósito, con el propósito de captar las aguas de escorrentías de lluvias que pueden afectar el proceso constructivo del depósito, la ubicación y detalle de estos canales de coronación se muestran en el plano EGEOPLA-07 en el anexo 1 de la presente tesis.
- Reemplazar el material suelto presente en los taludes al este y oeste de la ex – cancha de football a una distancia mínima de 5 metros con el fin de prepararlo como material de fundación para recibir a los diques que se colocarán en dichos sectores.
- Se deberá de construir al pie de los taludes existentes dos muros de contención para mejorar la estabilidad de los taludes y poder realizar las obras de mejoramiento de los taludes en cada dique.
- Colocación y compactación de 20 cm (mínimo) de material de protección (material fino para evitar el punzonamiento de la geomembrana)
- Recubrimiento con geomembrana elástica lisa de mínimo 1.5 mm (60 mil) en toda el área del depósito.
- Colocar el sistema de drenaje para la captación de aguas de la pulpa de relave la cual estará constituida por tuberías de 8”, material granular y geotextil. La

pendiente mínima de este sistema de drenaje será 1.5% en dirección aguas debajo de los diques.

- Finalmente se procederá a la instalación del sistema de suministro de relaves en el depósito y el sistema de tratamiento de aguas sobrenadante de la pulpa de relaves.

Para el análisis de estabilidad se ha considerado el estudio de riesgo sísmico, considerado los factores de seguridad mínimos de 1.5 (estático a largo plazo) y para el caso del análisis seudo estático el factor de seguridad de 1.2. Si el factor de seguridad resulta menor que 1.0, se producirán desplazamientos en el dique. La magnitud de este desplazamiento podrá ser calculada utilizando el método de relaciones empíricas de Makdisi y Seed (1978), para evaluar si resulta ó no una falla catastrófica de los diques.

ZONA NORTE EXPANSIÓN



Para el Estudio Geotécnico efectuado se ha considerado que el muro de gaviones o dique de retención tendrá como finalidad servir de pie de arranque para depositar los relaves en la Zona Norte Expansión la cual se encuentra en su etapa inicial. (Ver plano CR-03 en el Anexo 1).

Este tipo de estructuras de retención será construido utilizando un muro de gaviones o dique de contención, empotrándola adecuadamente en el subsuelo, para el caso del muro de gaviones se construirá una losa de cimentación de concreto cuyo espesor será de 0.25 m, sirviendo de apoyo a las cajas del muro de gaviones. (Ver plano CR – 05 en el Anexo 1)

Para el caso del dique de contención este se cimentará a 1.00 m de profundidad sobre el suelo gravo-arenoso existente, de encontrarse material de relleno este deberá ser eliminado. La construcción se ejecutara por capas de material compactado adecuadamente siguiendo las especificaciones técnicas, planos y detalles adjuntos a este Estudio.

Esta se encuentra localizada entre la Sub-Estación eléctrica y siguiendo la dirección del antiguo canal de relave que se ve limitado al Oeste por el cerro existente, hacia el NE con las taludes naturales del cerro circundante. El área efectiva máxima a depositar se estima en 57,300 m², delimitado por un perímetro máximo de 1,041m. Generando un volumen máximo de almacenamiento de 925,547m³. La disposición de los relaves se adecuara a la morfología y topografía del lugar. El muro de contención, en esta zona se construirá circundante al talud superior desde la Bocamina Nivel 28 Sur paralelo a las tuberías que transportan el relave grueso, luego bordearía a la subestación eléctrica y limitada por el acantilado queda hacia el río Mantaro. La forma en que se depositará los relaves será formando un escalón hasta alcanzar la cota máxima de 2325 m.s.n.m, donde el talud conformado tendrá una pendiente de 1: 1.50 hasta alcanzar la banquetta indicada cuyo ancho mínimo será de 10 m. (Ver plano CR – 04 en el Anexo 1)

CAPÍTULO V

VERIFICACION DEL COMPORTAMIENTO DE LAS PRESAS DE RELAVE EL PLATANAL Y ZONA NORTE INICIAL AL CULMINAR SU VIDA UTIL DE SERVICIO.

5.1 Evaluación y Verificación de las características reales de las presas al culminar su vida útil

EL PLATANAL

Tomando en cuenta las condiciones del Depósito de Relaves de la zona El Platanal en Cobriza al haber culminado su vida útil, así como de los resultados obtenidos de los Ensayos de Campo y Laboratorio efectuados en muestras representativas de los materiales tanto del dique de relave que ha conformando en la zona sur, relave en pulpa que viene siendo depositado, además del material del talud de la quebrada de descarga.

Hemos efectuado el modelamiento geotécnico en diez secciones transversales típicas obtenidas de los planos topográficos TOP-029-COB y TOP-030-COB de diciembre del 2006 según levantamiento realizado por el departamento de Ingeniería de DOE RUN PERU Cobriza División del deposito de relave en las condiciones finales, estas secciones transversales corresponden a las condiciones más favorables y desfavorables de la presa y diques que se van a elevar considerando todo el perímetro de la presa.

El análisis de estabilidad a realizar considera dos aspectos importantes como son la topografía y la disposición de los relaves en su condición final y la que se va a recomendar con el crecimiento máximo proyectado, como se indico anteriormente los modelamientos geotécnicos consideran los 03 diques que confinan la presa, determinándose las evaluaciones de estabilidad en las siguientes secciones:

DIQUE ZONA SUR (FRENTE AL DEPOSITO DE RESIDUOS (DOMESTICOS))

- SECC 03
- SECC 05
- SECC 07

- SECC 09
- SECC 11

DIQUE ZONA NORTE (QUEBRADA DE DESCARGA)

- SECC 3A
- SECC 4A
- SECC 5A

DIQUE ZONA ESTE Y OESTE (MANTO ROCOSO Y TALUD DE INGRESO)

- SECC 1A
- SECC 2A

Sobre estas secciones se han perfilado los tipos y condiciones de los materiales que conforman la presa y diques identificándose esencialmente nueve tipos de materiales, lo que permitirá la evaluación global del Análisis de Estabilidad de la presa de relaves El Platanal en sus condiciones finales, La siguiente tabla muestra en resumen las propiedades físicas y mecánicas de los materiales investigados:

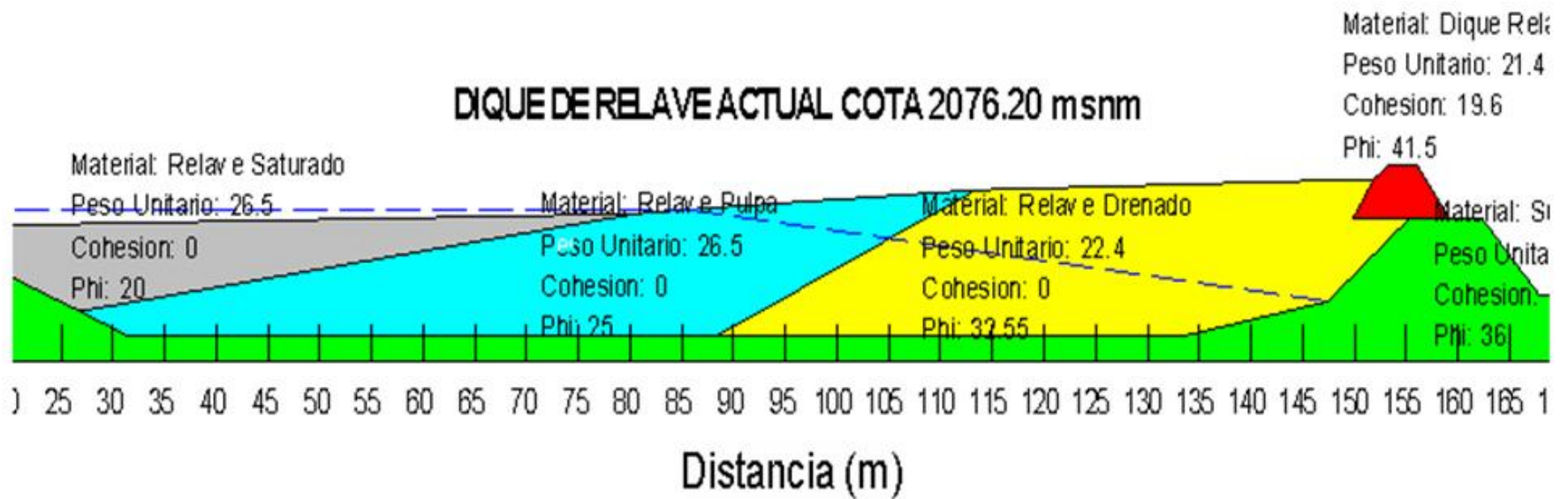
Tipo de Material	Peso Unitario (kN/m³)	Ángulo de Fricción (°)	Cohesión (kPa)
Dique de Relave Conformado	21.4	41.50	19.6
Relave en Pulpa depositado saturado	26.5	20	0
Relave en pulpa depositado	26.5	25	0
Relave Drenado depositado	22.4	32.55	0
Dique de arranque compactado	22.8	38	30

Suelo de apoyo coluvial suelto	18.6	36	10
Talud de Ingreso suelo coluvial	18.0	30.0	5
Roca Fracturada	19.0	35	10
Roca sana	24.0	45	200

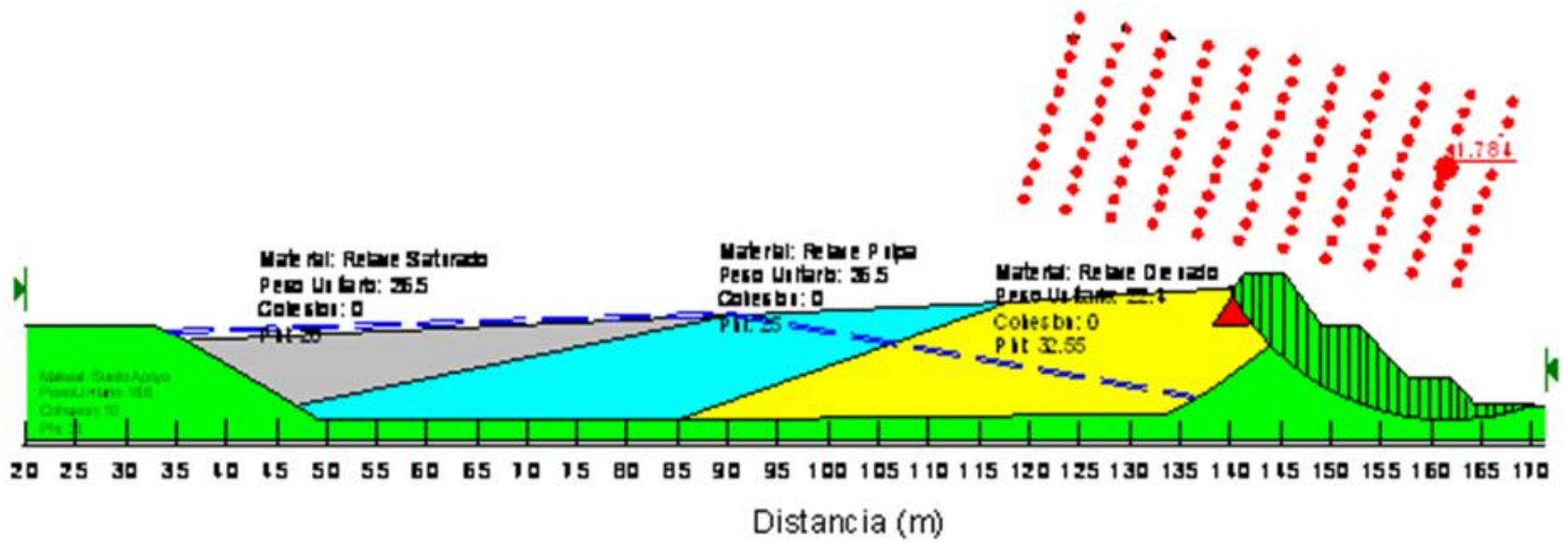
Estos análisis corresponden a la fecha en que se efectuó los trabajos de campo en diciembre del 2006, continuando con las mismas características en febrero del 2007, con lo cual se determinó la condición de estabilidad a la fecha. Las secciones correspondientes con sus respectivas cotas del dique de relave se muestran en el siguiente resumen:

**DIQUE ZONA SUR
(FRENTE AL DEPOSITO DE RESIDUOS DOMESTICOS)**

- SECCION 03, Cota 2076.40 msnm DIQUE DE RELAVE FRONTAL
- SECCION 05, Cota 2076.30 msnm DIQUE DE RELAVE FRONTAL
- SECCION 07, Cota 2076.20 msnm DIQUE DE RELAVE FRONTAL
- SECCION 09, Cota 2076.40 msnm DIQUE DE RELAVE FRONTAL
- SECCION 11, Cota 2076.35 msnm DIQUE DE RELAVE FRONTAL



Condiciones finales de la presa con material de relave drenado que se ha conformando hasta la cota 2076.20 m.s.n.m.



Después de los análisis de estabilidad en condición estática y pseudos estática para cada una de las 5 secciones analizadas considerando las condiciones finales de la presa, es decir con la ampliación existente del dique de arranque con material de relave drenado hasta la altura que presenta en febrero del 2007 con una cota promedio de 2076.40 msnm se han podido obtener los siguientes resultados.

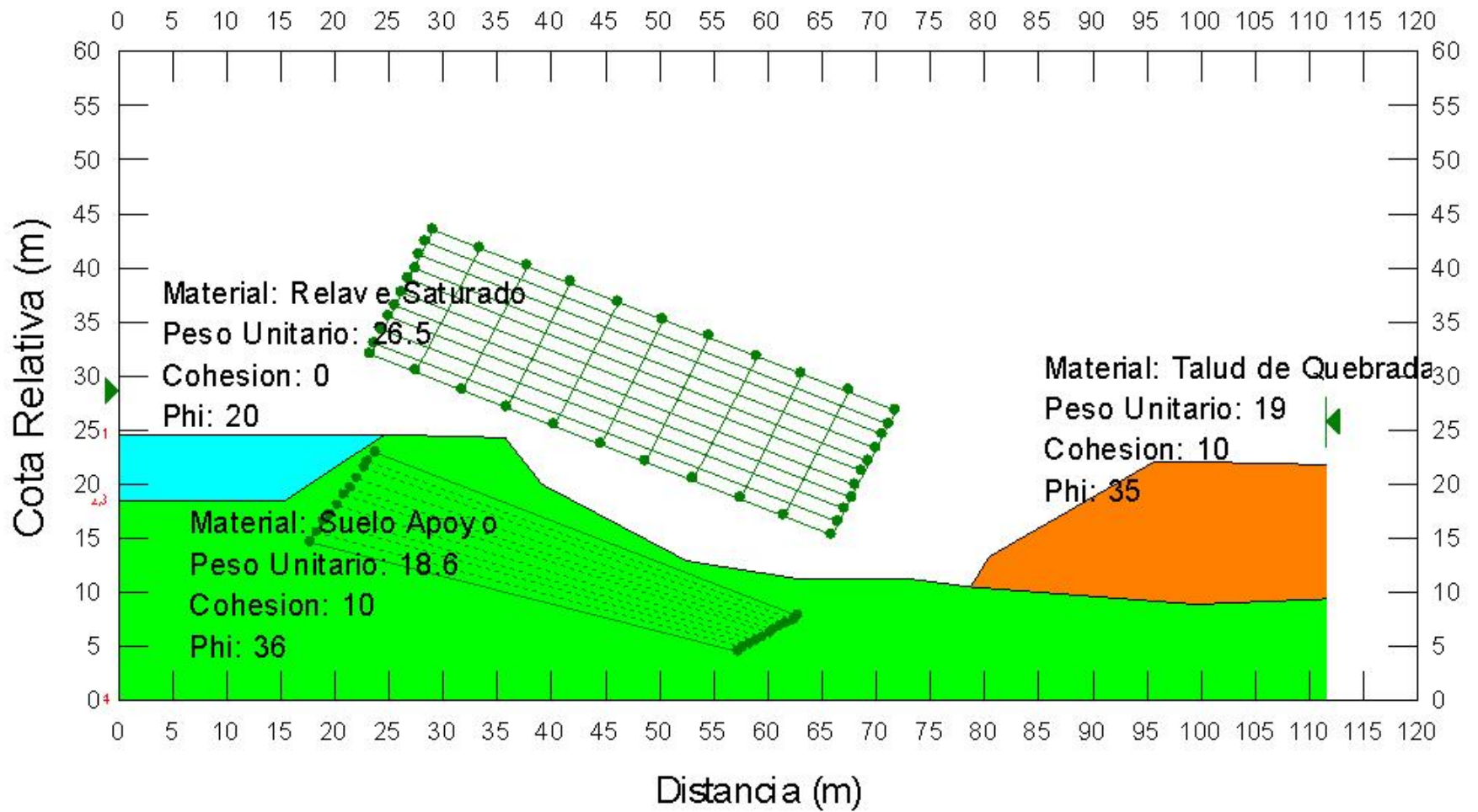
ANÁLISIS DE ESTABILIDAD	COTA DEL DIQUE DE RELAVE	Fs. Estático	Fs. Dinámico	Condición
Sección 03	2076.4	2.178	1.513	Estable
Sección 05	2076.3	1.794	1.408	Estable
Sección 07	2076.20	1.784	1.355	Estable
Sección 09	2076.40	2.368	1.714	Estable
Sección 11	2076.35	2.557	1.804	Estable

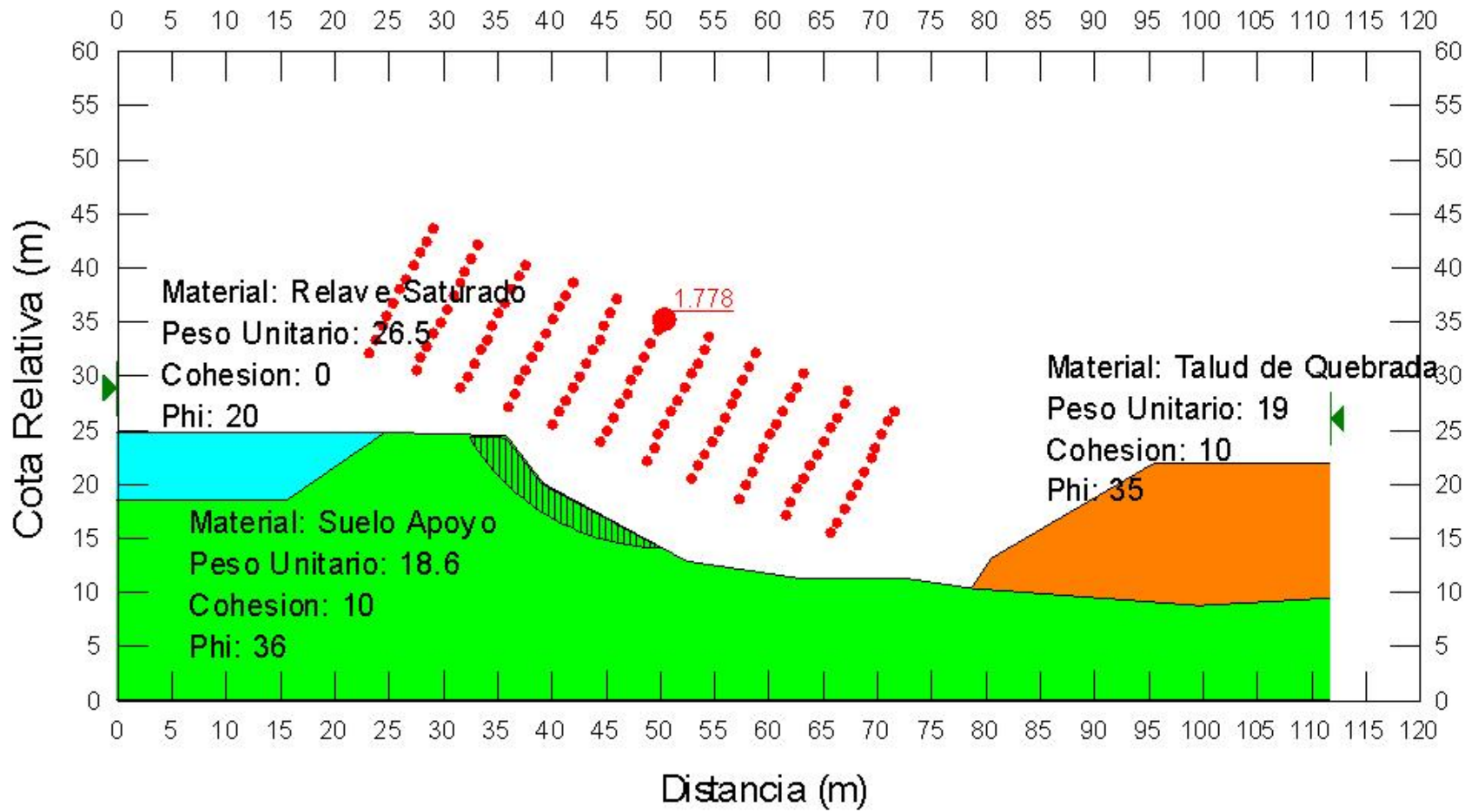
Las condiciones mínimas para garantizar la estabilidad de la presa para una condición estática, el Fs debe ser mayor a 1.50 y para la condición dinámica el factor de seguridad debe ser mayor a 1.20.

Los modelamientos de las diferentes secciones se pueden apreciar en el anexo 4 de la presente tesis

**DIQUE ZONA NORTE
(ZONA DE QUEBRADA DE DESCARGA)**

- SECCION 3A, Cota 2096.40 msnm DIQUE CONFORMADO SIN MURO
- SECCION 4A, Cota 2096.30 msnm DIQUE CONFORMADO SIN MURO
- SECCION 5A, Cota 2096.20 msnm DIQUE CONFORMADO SIN MURO





Después de los análisis de estabilidad en condición estática y pseudos estática para cada una de las 03 secciones analizadas considerando la condición en la que encuentra la presa obtuvimos los siguientes resultados:

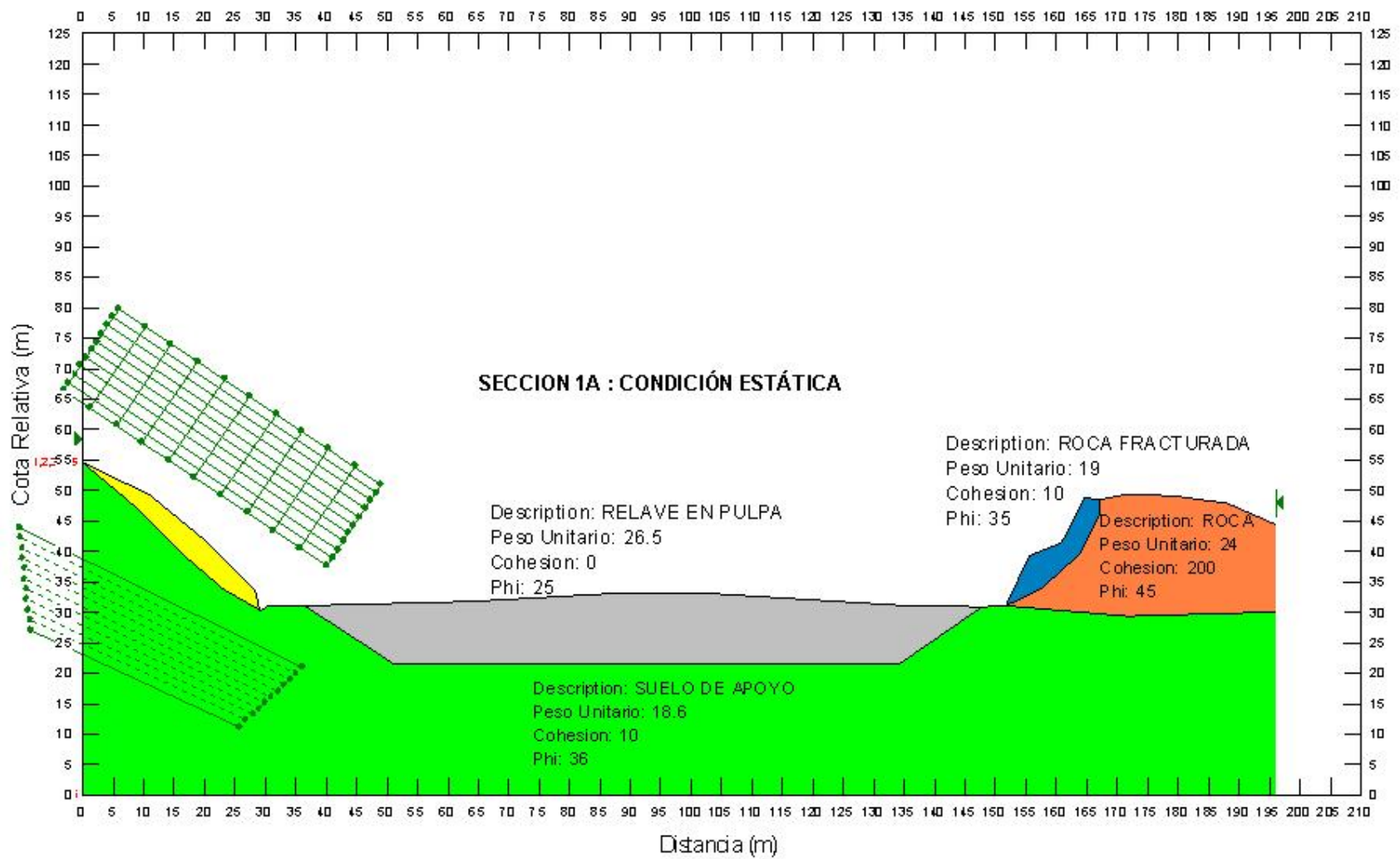
ANÁLISIS DE ESTABILIDAD	COTA DEL DIQUE MAXIMO	Fs. Estático	Fs. Dinámico	Condición
Sección 3A	2076.40	1.564	1.227	NO FALLA
Sección 4A	2076.30	1.778	1.367	NO FALLA
Sección 5A	2076.20	3.752	2.486	NO FALLA

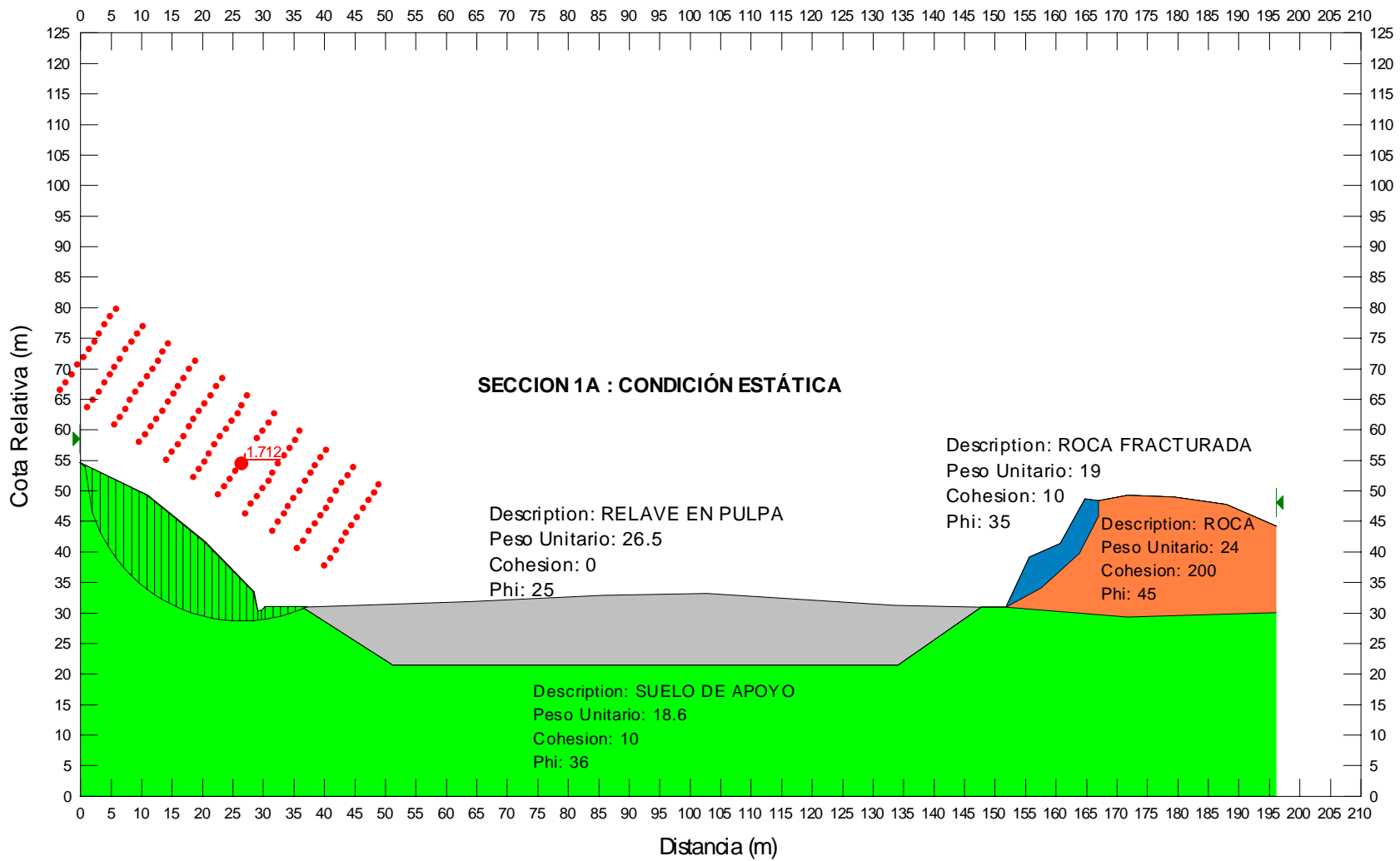
De acuerdo a los resultados obtenidos se puede confirmar que los resultados son favorables para el crecimiento del dique de arranque el cual se piensa proyectar a 15m. de altura, pues para las condiciones estáticas y dinámicas, los factores de seguridad obtenidos están por encima de los mínimos permisibles.

El suelo existente en la quebrada es un material de relleno inestable y con propiedades inadecuadas para servir de soporte en el crecimiento de la presa, por lo que deberá ser retirado y conformado nuevamente en capas compactadas.

DIQUE ZONA ESTE
(ZONA TALUD DEL CERRO CAMINO DE ACCESO)

- SECCION 1A, Cota 2096.40 msnm DIQUE CONFORMADO Y APOYADO EN CERRO
- SECCION 2A, Cota 2096.30 msnm DIQUE CONFORMADO Y APOYADO EN CERRO





Después de los análisis de estabilidad en condición estática y pseudos estática para cada una de las 02 secciones analizadas, se ha podido encontrar que el dique de la presa lado ESTE pegado al talud del cerro paralelo al camino de acceso se encuentra en buenas condiciones para que se eleve hasta una altura promedio de 15m considerando la cota en la fecha del análisis, los factores de seguridad salen por encima del mínimo permisible, por lo que se podrá crecer el dique conformado con material de cantera.

ANALISIS DE ESTABILIDAD	COTA DEL DIQUE MAXIMO	Fs. Estático	Fs. Dinámico	Condición
Sección 1A	2091.40	1.712	1.620	NO FALLA
Sección 2A	2091.30	1.488	1.158	NO FALLA

De acuerdo a los resultados obtenidos se puede confirmar que los resultados son favorables para el crecimiento del dique de arranque proyectado a 15m. de altura, pues para las condiciones estáticas y dinámicas analizadas, los factores de seguridad obtenidos son aceptables, puesto que se encuentran por encima y en el límite de lo permisible.

El suelo existente en los taludes del cerro corresponden a depósitos coluviales poco inestable, pero como el dique que se va a elevar se va a apoyar directamente sobre el talud del cerro, además el relave cuando sea depositado va a confinar el material del talud y no generará problemas de inestabilidad.

El talud del lado oeste de la presa no ha sido analizado puesto que se trata de un pequeño cerro de piedra el cual no presentaría problemas de inestabilidad para el dique que se apoya en esa parte de la presa.

ZONA NORTE EXPANSION

Con el fin de evaluar la estabilidad global y condiciones finales del depósito de Relaves - Zona Norte, donde actualmente la presa ha dejado de recibir relave desde julio del año 2006 debido a que ha culminado con su vida útil, se realizara la evaluación de las condiciones de estabilidad del dique de relave, relave depositado y del suelo de apoyo del área donde se encuentra la presa de relaves, los cuales comprenden trabajos de investigación, describiendo las características de superficie y subsuelo, identificando los materiales que conforman los elementos de la presa.

Por otro lado, se determinarán las características Físico - Mecánicas del suelo dentro de la profundidad activa, así también, se evaluará un análisis de estabilidad de taludes en condiciones Estática y pseudo estática, también se evaluará la determinación de probables riesgos ante amenazas originadas por sismos.

Para el análisis de asentamiento se tomaron las secciones en función a los levantamientos topográficos de la presa de relaves actual, el cual ha sido realizado recientemente en Enero del 2007 y comprobada con el plano TOP – 0041 – COB proporcionado por el área de geología de DOE RUN PERU de enero del 2007.

Las propiedades de los materiales que intervienen en el diseño de la presa Zona Norte Expansión se presentan en el siguiente cuadro:

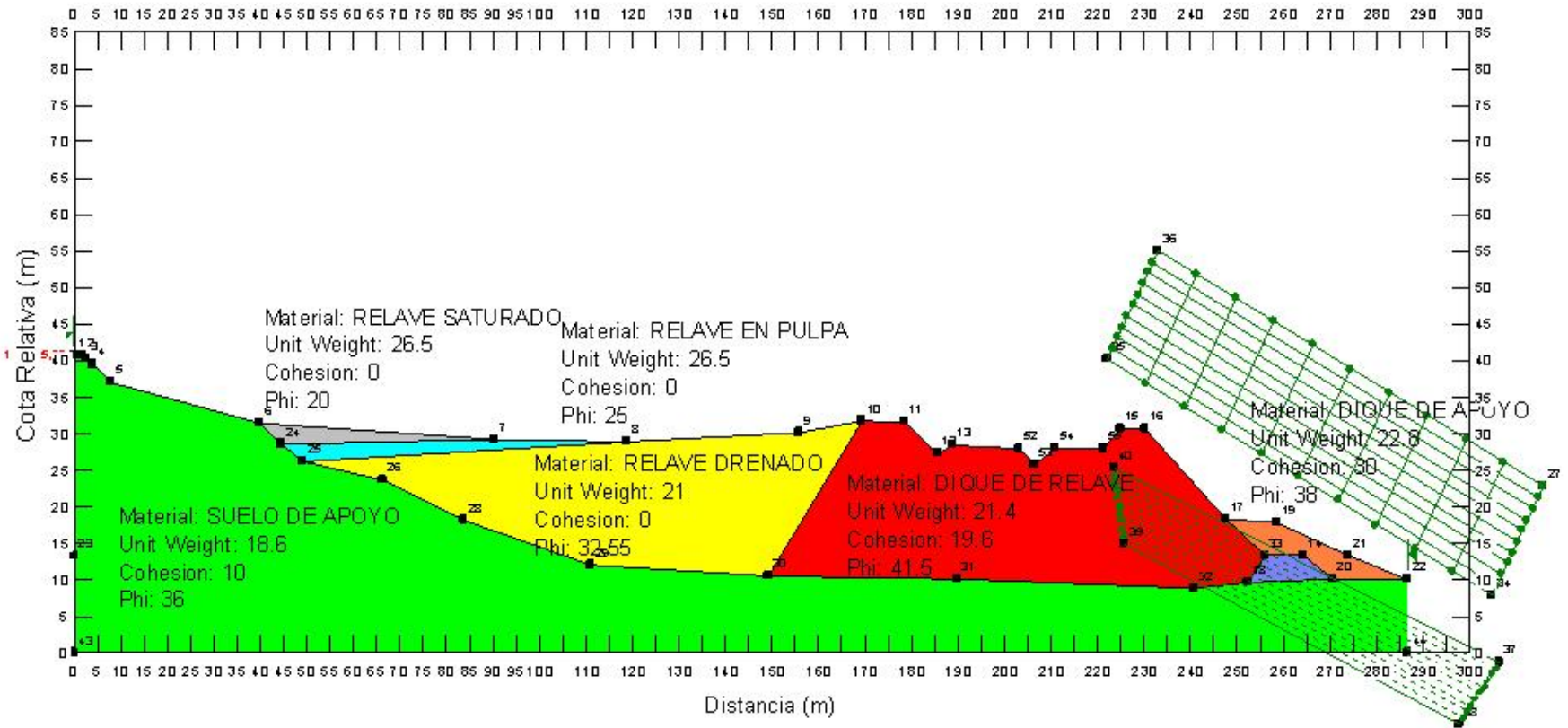
Tipo de Material	Peso Unitario (kN/m³)	Ángulo de Fricción (°)	Cohesión (kPa)
Dique de Relave Conformado	21.4	41.50	19.6
Relave en Pulpa depositado saturado	26.5	20	0
Relave en pulpa depositado	26.5	25	0
Relave Drenado depositado	21	32.55	0

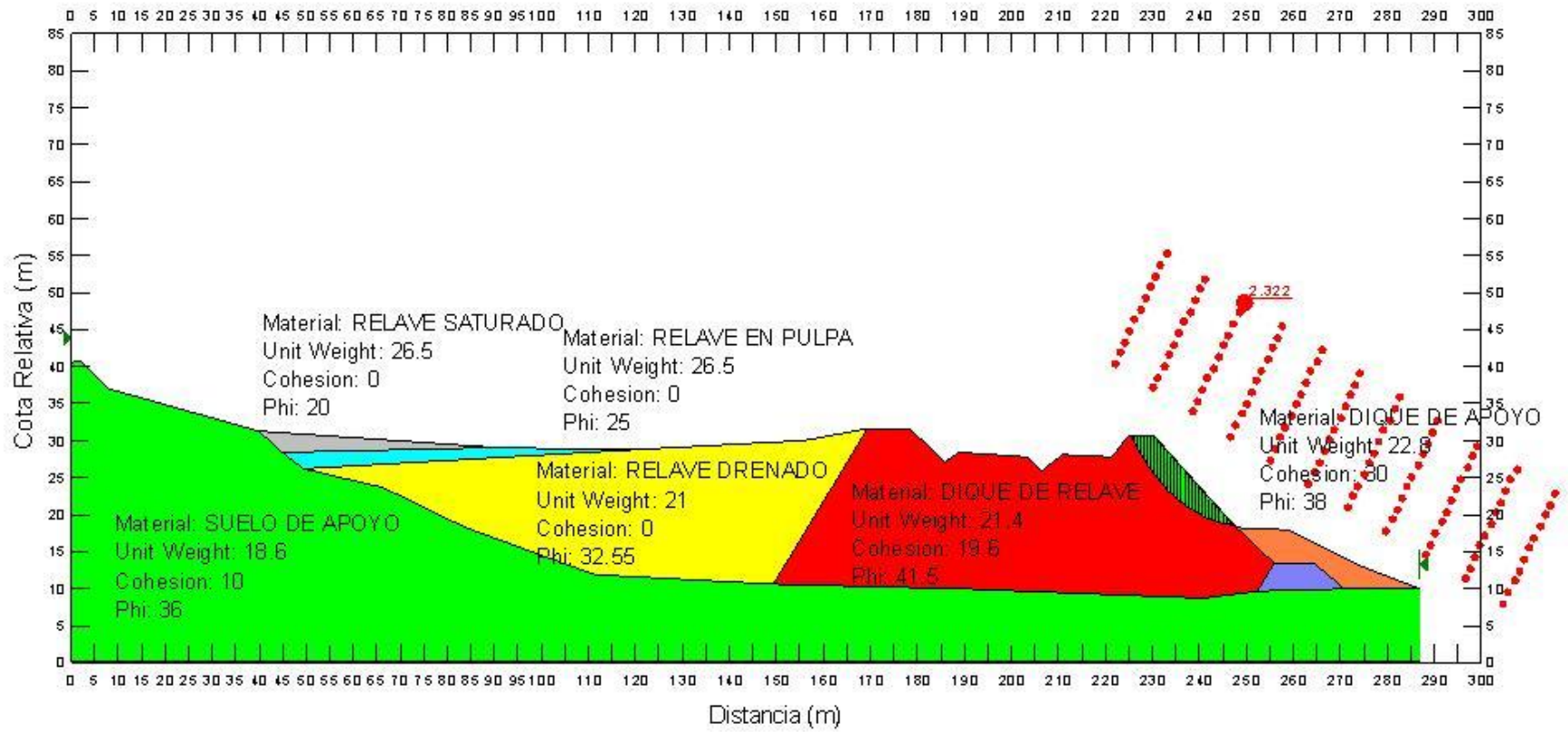
Dique de arranque compactado	22.8	38	30
Suelo de apoyo coluvial suelto	18.6	36	10

Las secciones correspondientes con sus respectivas cotas del dique de relave se muestran en el siguiente resumen:

- Sección Corte 3-3
cota 2332.40msnm
- Sección Corte 5-5 cota 2332.30msnm
- Sección Corte 7-7 cota 2332.20msnm
- Sección Corte 9-9 cota 2332.40msnm

El siguiente gráfico muestra el modelamiento final de la sección analizada considerando los parámetros geotécnicos de los suelos más representativos.





ANALISIS DE RESULTADOS

Después de los análisis de estabilidad en condición estática y pseudos estática para cada una de las 4 secciones analizadas, se ha podido verificar el perfecto funcionamiento de la pera al culminar su vida útil, lo cual nos permitirá diseñar una sobre elevación como se describirá en el capítulo VII de la presente tesis, los resultados obtenidos se muestran en el siguiente cuadro:

ANALISIS DE ESTABILIDAD	COTA DEL DIQUE DE RELAVE	Fs. Estático	Fs. Dinámico	Condición
Sección 03	2332.40	2.322	1.762	Estable
Sección 05	2332.30	2.223	1.670	Estable
Sección 07	2332.20	2.482	1.851	Estable
Sección 09	2332.40	2.534	1.905	Estable

CAPÍTULO VI

ANÁLISIS DE RIESGO GEOTECNICO PARA ESTABILIDAD INTERNA Y EXTERNA DE LAS PRESAS EVALUADAS.

6.1. Introducción a los métodos determinísticos del análisis del riesgo

El presente trabajo tanto en las presas de “EL PLATANAL y ZONA NORTE” se pretende aplicar la metodología basada en la valoración de riesgo aplicados a estabilidad de taludes, centrándose en determinar el riesgo potencial de deslizamientos latente en la zona designada al estudio.

En resumen el riesgo es definido por la siguiente expresión:

RIESGO = PELIGRO X VULNERABILIDAD

Donde el peligro esta asociado a la probabilidad de ocurrencia de un evento (deslizamiento) y la vulnerabilidad al grado de daño o perdida que estos eventos puedan inducir sobre los elementos cercanos al evento de deslizamiento.

Para la cuantificación del riesgo se debe tratar todas las componentes de riesgo, por separado analizando cuidadosamente todas las variables que implicar determinar cada una de ellas.

6.1.1. Análisis de peligro

El peligro esta asociado directamente a la probabilidad de que un evento de deslizamiento ocurra o no, por lo cual se necesita la mayor información referente ha:

- Topografía de la zona de estudio
- Estudio geotécnico de la zona (próximas a los taludes)
- Geología de la zona
- Geomorfología
- Monitoreo Geotécnico de Taludes de la zona
- Hidrogeología del Talud
- Registro de Periodos de Lluvias
- Tectónica y Actividad Sísmica de la zona (Registro de magnitudes de sismo registradas anteriormente)
- Registro de eventos pasados asociados a deslizamientos
- Tipos de fallas pasados en taludes de la zona

Cada una de estas variables deben ser tratadas y evaluadas tomando en cuenta la variabilidad inherente e incertidumbre de cada parámetro de cada una de ellas, para poder estimar los resultados mediante distribuciones probabilísticas que indiquen la situación de peligro al deslizamiento en la zona.

Para la presente investigación se tomara en consideración solamente las siguientes variables para el caso en análisis.

- Topografía de la zona de estudio
- Estudio geotécnico de la zona (zona a los taludes)
- Geología de la zona
- Actividad sísmica de la zona

6.1.2. Análisis de vulnerabilidad

La vulnerabilidad es el grado a que un sistema, o parte de un sistema, pueden reaccionar adversamente a la ocurrencia de un evento peligroso.

Las vulnerabilidades se pueden definir también como el nivel de daño potencial, o grado de pérdida, de un elemento de riesgo particular (expresado en una escala de 0 a 1) sujeto a un deslizamiento de una intensidad dada (Fell, 1994).

Las estimaciones de vulnerabilidad se pueden basar en la relación inferida entre el tipo de intensidad de deslizamiento esperado, y el daño probable que el deslizamiento causaría.

Elementos de riesgo

Son los elementos que podrían ser afectados adversamente por un peligro, tal como los deslizamientos. Estos elementos son muy diversos en naturaleza y son divididos generalmente en los siguientes grupos:

- Poblaciones, personas
- Edificios, estructuras, servicios e infraestructura
- Propiedades
- Actividades
- Ambientales

Para el presente proyecto de investigación se tomara en cuenta los elementos en riesgo del tipo de servicio e infraestructura que afectara a la carretera ubicada dentro de la zona de estudio.

6.1.3. Metodología aplicada

A continuación se pretende explicar y detallar la metodología a seguir en la presente investigación para la valoración del riesgo al deslizamiento en las zonas donde se desarrolla la elevación de las presas “EL PLATANAL y ZONA NORTE”.

6.1.3.1. Análisis de riesgo de deslizamiento

El Análisis de Riesgo es una herramienta que permite hacer una clara identificación de amenazas y factores de vulnerabilidad en un escenario dado, y por lo tanto determinar los riesgos existentes, visualizando potenciales daños y pérdidas ante la ocurrencia de un evento peligroso.

Cabe señalar para ambos proyectos se evaluó el análisis de riesgo de deslizamiento mediante el programa GEO-SLOPE, determinando el factor de seguridad que se obtiene al evaluar las zonas de estudio.

6.1.3.2. Análisis de los parámetros de suelo (relave) implicados en el análisis de estabilidad

Los parámetros de diseño del suelo (relave) que sirvió para la elevación de las presas en estudio (“EL PLATANAL y ZONA NORTE”) fueron obtenidos por medio de análisis realizados al relave por la empresa GEOMASTER S.A.C. determinando las características propias de este material que servirá como nuevo dique de las presas.

6.1.3.3. Estimación de parámetros de diseño para taludes con relave

En este inciso se describen, a grandes rasgos, los puntos críticos en el diseño del talud realizados con el relave.

Se sugiere abandonar el concepto de que el uso de suelos de bajos costos, es lo más económico para las obras. Este tipo de suelos, debido a sus propiedades mecánicas mediocres genera empujes más altos hacia las estructuras de retención y, sobretodo, acumula agua, la cual genera empujes hidrostáticos que son altísimos, ya que equivalen a más del doble de los que generan los empujes de tierras y las sobrecargas. Estos empujes hidrostáticos resultan ser los causantes del 92% de las fallas de muros, terraplenes y taludes. Para nuestro proyecto en las zonas del “EL PLATANAL y ZONA NORTE”, se tomo como elemento de elevación, el

relave al cual se le habían realizados los análisis correspondientes determinando características adecuadas para poder trabajar con este tipo de material. De esta manera se aprovecha el material (relave) que se encontraba acumulado en otras presas que ya habían llegado a su máxima capacidad de almacenamiento, esto ayuda a bajar los costos de la construcción del dique y a la vez se elimina el material con lo cual las presas de donde se extraerá el material podrán extender su tiempo de uso.

La principal recomendación para diseñar taludes y/o terraplenes, es el tener un buen sistema de drenaje y subdrenaje de la estructura: canalizar el agua superficial, que no se acumule en el respaldo o en la estructura misma, para evitar la creación de presiones hidrostáticas. Este puede lograrse por cunetas, contracunetas, drenes de chimenea, drenes de penetración, plantillas drenantes, etc.

Se recomienda una longitud de refuerzo, del refuerzo primario, terraplén o talud por reforzar. La separación del refuerzo primario puede variar, dependiendo de su resistencia, aunque se sugiere no hacerla mayor a 0.50 m, para conseguir, de esta manera, una excelente interacción entre suelo y refuerzo.

El refuerzo secundario podrá ser una geomembrana o un geotextil, especialmente cuando estos se usen, además, para formar el “encapsulado” del suelo que se está conformando en forma de talud.

Seguidamente se presentan unas recomendaciones empíricas del diseño de los taludes:

Las suposiciones básicas que se deben de utilizar para el diseño empírico son las siguientes:

- Los suelos de cimentación por debajo del pié del talud son estables e indeformables, y cualquier inestabilidad potencial deberá quedar limitada por el tipo de suelo del relleno.
- El nivel de aguas freáticas deberá estar por debajo del pié del talud.
- Las propiedades del suelo quedarán determinadas a través de su peso volumétrico γ , y su ángulo de fricción reducido ϕ' (grados) y la cohesión del suelo.
- No se presentarán cargas adicionales en el talud, debidas a sismo.
- El refuerzo primario se logrará a base de algún geosintético: geotextil o geomembrana.

- El factor de seguridad mínimo FS para taludes es de 1.5, en análisis estáticos y 1.2 en análisis dinámicos.

6.1.3.4. Estimación de los parámetros de resistencia del relave

La estimación de los parámetros de resistencia hallados se resume en el siguiente cuadro:

DESCRIPCION	PESO UNITARIO Tn/m ³	FRICCION	COHESION	PESO UNITARIO POR ENCIMA Tn/m ³	
Dique Relave	2.14	41.50	19.6	2.24	
Relave Saturado	2.65	20.00	0	2.81	
Relave Pulpa	2.70	25.00	0	2.81	
Relave Drenado	2.10	32.55	0	2.20	
Dique de Arranque	2.28	38.00	30	2.35	
Suelo de apoyo	1.86	36.00	10	2.30	

Dichos parámetros cumplen con las resistencias necesarias para permitir la elevación de las presas EL PLATANAL y ZONA NORTE, debido que alcanzan valores adecuados para poder trabajar con este tipo de material.

6.2. Métodos Probabilísticos de Análisis de Riesgo

El riesgo sísmico puede evaluarse probabilísticamente con el método desarrollado por Cornell (1968). La primera parte del método consiste en una revisión de la actividad sísmica del pasado, para determinar las fuentes sismogénicas considerando las características tectónicas de la región. Luego se determina la recurrencia de las zonas sismogénicas y con la atenuación sísmica se calculan los valores probables de intensidades sísmicas.

6.2.1. Análisis de confiabilidad mediante métodos prácticos

El análisis de confiabilidad, entendido como la probabilidad de que los sistemas cumplan con la función para la cual han sido desarrollados durante un periodo de tiempo especificado, en cierto ambiente operativo, puede definirse como una evaluación consistente del riesgo de diseño utilizando la teoría de probabilidades.

6.2.3. Selección del método apropiado

De acuerdo a los métodos de análisis disponibles dentro del programa GEOSLOPE se determinó más conveniente utilizar el método de Morgenstern – Price.

6.3. Métodos probabilísticos de análisis de estabilidad

El programa de computo SLOPE/W puede realizar un análisis probabilístico de la estabilidad del talud para ver la variabilidad e incertidumbre asociada con el análisis de los parámetros ingresados. Un análisis probabilístico le permite cuantificar estadísticamente la probabilidad de falla del talud usando el método de Monte Carlo. El resultado de todos los ensayos de Monte Carlo pueden ser usados para calcular la probabilidad de falla y generar una densidad de probabilidad del factor de seguridad y funciones de distribuciones. La variabilidad puede ser considerada para los parámetros de los materiales como unidades de peso, la cohesión y el ángulo de fricción, condiciones de poro-presión, aplicación de cargas lineales, y coeficientes sísmicos.

CAPÍTULO VII

ESTUDIO DE ALTERNATIVAS PARA LA ELEVACIÓN DE LAS PRESAS DE RELAVE EL PLATANAL Y ZONA NORTE

7.1. INTRODUCCIÓN

Se realizaron dos visitas a las presas con el fin de poder verificar las condiciones de los suelos que intervienen en la elevación de las presas, entre ellos el terreno de fundación, el material de relleno (Cantera Cobriza), el material de relave en sus diversas condiciones.

Con estos proyectos se planea controlar el problema de contaminación en el Río Mantaro que se puede presentar si estas presas superan su máxima capacidad de almacenamiento o por infiltración de aguas del relave hacia el suelo de fundación y evitar el contacto de los pobladores con el material de desecho; como también el problema de disposición de relave producto de los trabajos propios de la mina.

7.2. INVESTIGACIÓN DE CAMPO COMPLEMENTARIO

Con la finalidad de obtener muestras representativas alteradas e inalteradas de todos los materiales que conforman las presas para poder realizar los ensayos de caracterización y especiales de resistencia se hicieron muestreos representativos del material del dique de relave que se viene conformando, del relave depositado tanto del sector drenado ó aireado como del sector saturado o en pulpa y del material de cantera de cerro que fue utilizado para la conformación del dique de arranque, estas muestras fueron analizadas en laboratorio de la empresa Geomaster SAC y los ensayos especiales fueron realizados en la Universidad Ricardo Palma.

Así mismo se efectuaron en la corona del dique de relave y en el relave depositado dentro de las presas ensayos de Penetración Estándar SPT, el ensayo nos va a permitir determinar la resistencia del relave con la profundidad y al mismo tiempo nos permite extraer muestras alteradas

con cada ensayo efectuado mediante la caña partida que posee el equipo y la posteadora manual que se utilizó, las cuales fueron debidamente muestreadas e identificadas.



Toma de muestras representativas del material de relave drenado

7.2.1 ENSAYOS DE PENETRACION ESTÁNDAR SPT

Los ensayos de penetración estándar fueron desarrollados utilizando tuberías de perforación AQ con un muestreador de caña partida de diámetro de 60 mm estandarizado para el ensayo SPT, las mismas que son hincadas mediante golpes con un martillo que cae de una altura de 76 cm. con peso de 140 Lb. Que es impulsado por un motor-Malacate o por la fuerza de los hombres sujeto a una sog a que corre a través de una polea.

Se contabilizo el número de golpes por cada 15 cm de penetración para una penetración total de 45 cm. sobre la corona del dique en estudio y del material de relave drenado y en pulpa.

Debido al mismo proceso de colocación del material conformado por relave drenado para la sobre elevación del dique, se pudo encontrar que todo este dique de relave presenta una alta resistencia a la penetración, debido a la elevada compacidad del material de relave drenado el cual tiene la propiedad de solidificación por acción química de los componentes minerales del relave a medida que disminuye su humedad, haciéndose dificultoso los trabajos de exploración para medir la resistencia a la penetración, encontrándose en todos los casos valores de N por encima de 50 golpes para penetrar los primeros 15cm.

Sin embargo para los ensayos SPT realizados dentro de la presa de relaves se encontraron zonas donde la resistencia es muy baja debido a que el material se encontraba con alto contenido de humedad y en estado casi saturación, además con baja densidad relativa.

Los ensayos fueron efectuados a cada metro de profundidad, empleándose líneas de tuberías de 1.5" de diámetro cuyas longitudes variaban entre 0.90m, 1.50m., 3.0m., para alcanzar las profundidades de los ensayos se utilizo la posteadora manual tipo Auger de mayor diámetro que obtenían las muestras sin humedecimiento del sondaje con la finalidad de obtener muestras lo más representativas posibles a su condición actual.



Realización del ensayo de Penetración Standard (SPT)

Las muestras o testigos de relave obtenidos en forma continua fueron colocados en la caja de madera porta testigos, de dimensiones 50cm. de ancho por 1m de largo aproximadamente, debidamente muestreados y con separadores que permitan la distribución en forma secuencial.



Posteriormente las cajas han sido pintadas con los datos de identificación más importantes como son: Ubicación del ensayo, Profundidad total alcanzada, Intervalo de la Profundidad, Número de Caja, como se puede apreciar en las fotografías que se anexan.



Cajas porta testigos con las muestras de relave que fueron obtenidas de forma secuencial en los ensayos SPT.

En gabinete los números de golpes obtenidos en campo se normalizan con la siguiente formula:

$$N_{70} = NC_N \eta_1 \eta_2 \eta_3 \eta_4$$

Donde:

- C_N : Presión calculada de sobrecarga.
- η_1 : Corrección de martillo.
- η_2 : Corrección de longitud de la barra.
- η_3 : Corrección por el toma muestras.
- η_4 : Corrección de diámetro de perforación.

EQUIPOS UTILIZADOS

Para la ejecución de los ensayos realizados se contaron con los siguientes equipos, materiales y herramientas:

- 1) EQUIPO DE PENETRACIÓN ESTANDAR DEL TIPO SPT montada sobre un trípode variable de hasta 5m de altura, equipado con todos los accesorios necesarios de perforación, como son:
 - 01 Martillo de acero de 140 Lb de peso según norma ASTM.
 - 01 Trípodes desmoldable de acero telescópico de 5m. de altura.
 - 01 Poleas para guiar los golpes del martillo.
 - 02 Sogas para sujetar el martillo que gira a través de la polea.

- Barras de Perforación guías Línea AQ de hasta 15 ml.
 - 01 juego de llaves STILLSON de diferentes medidas.
 - 01 escobilla de acero.
- 2) Herramientas para las operaciones de izamiento del varillado, acople y desacople de las tuberías AQ y caña partida.
 - 3) Accesorios para desmontaje de muestras y colocación de tuberías.
 - 4) Muestreadores de caña Partida del tipo SPT con puntas cónicas.
 - 5) Cajas Porta testigos de madera para colocación de muestras recuperadas.
 - 6) Cajas de madera y cartón para obtención de muestras alteradas e inalteradas para ensayos de laboratorio de mecánica de suelos.
 - 7) 01 Posteadora Manual de cuchara abierta y cerrada para obtención de muestras.

7.2.2 RESUMEN DE LOS TRABAJOS REALIZADOS

ELPLATANAL

Los ensayos SPT realizados a lo largo de la corona del dique de relave donde se quiere continuar con la sobre elevación y dentro del depósito de relave alcanzaron las profundidades máximas hasta donde se produjo el rechazo a la penetración debido a la alta resistencia del relave conformado ó hasta una profundidad que no alcance la geomembrana para no dañarla.

La siguiente Tabla describe el resumen de los sondeos realizados:

DIQUE DE RELAVE (CORONA)	
N° de ensayo	Profundidad (m)
SPT N° 01	Rechazo al primer metro
SPT N° 02	Rechazo al primer metro

SPT N° 03	Rechazo al primer metro
SPT N° 04	Rechazo al primer metro

RELAVE DEPOSITADO	
N° de ensayo	Profundidad (m)
SPT N° 05	3.45
SPT N° 06	5.35
SPT N° 07	5.90
SPT N° 08	3.70
SPT N° 09	4.60
Total	23.00

REGISTRO GENERAL DE LOS TRABAJOS EJECUTADOS:

DIQUE INTERMEDIO

SPT N° 01

El ensayo de Penetración Estándar SPT N° 01 se efectuó en la parte superior del dique de relave (corona), correspondiente al dique intermedio, en donde los valores de N superaban los 50 golpes por cada 15cm de penetración, debiéndose paralizar el ensayo por el rechazo que ofrecía el relave conformado a la penetración, su ubicación a la cota de 2076.60msnm.

El relave conformado en este sector hasta la profundidad ensayada corresponde a un material clasificado según las normas SUCS como del tipo SM y no presenta límites de consistencia. Este ensayo se inició a una profundidad de 0.15m. ofreciendo el rechazo a la penetración debido a la rigidez que presenta el dique, siendo su porcentaje de fino de este material igual a 43.34%, y con una humedad natural de 8.45%.

SPT N° 02

El ensayo de Penetración Estándar SPT N° 02 se efectuó en la parte superior del dique de relave conformado (corona), correspondiente a la sobre elevación del dique, en donde los valores de N superaban los 50 golpes por cada 15cm de penetración, debiéndose paralizar el ensayo por el rechazo que ofrecía el relave conformado a la penetración, su ubicación a la cota de 2076.70msnm.

El relave conformado en este sector hasta la profundidad ensayada corresponde a un material clasificado según las normas SUCS como del tipo SM y no presenta límites de consistencia así mismo no se registro profundidad de penetración en este ensayo debido a que hubo rechazo desde el inicio por presentar un material muy duro y cementado, siendo su porcentaje de fino de este material igual a 44.13%, y con una humedad natural de 6.39%.

SPT N° 03

Este ensayo se efectuó en la parte superior del dique de relave conformado (corona), correspondiente a la sobre elevación del dique, en donde los valores de N superaban los 50 golpes por cada 15cm de penetración, debiéndose paralizar el ensayo por el rechazo que ofrecía el relave conformado a la penetración, su ubicación del ensayo de Penetración se registro en la cota de 2076.70msnm.

El primer ensayo SPT se efectuó entre las profundidades de 0.20m a 0.35m ofreciendo un rechazo a la penetración desde el inicio del ensayo con un número total de mas 50 golpes por cada 15cm de penetración, el cual registro rechazo, teniendo el estrato una alta densidad relativa, así mismo su porcentaje de finos es de 31.53%, y con una humedad natural de 7.79%, no presenta límites de consistencia, el material esta clasificado como una Arena Limosa (SM).

SPT N° 04.

El ensayo de Penetración Estándar SPT N° 04 se efectuó en la parte superior del dique de relave conformado (corona), correspondiente a la sobre elevación, en donde se registro rechazo a la hora de hacer el ensayo, su ubicación a la cota de 2076.40msnm, el suelo para todo el ensayo según clasificación SUSC es del tipo ML, no presenta límites de consistencia.

El inicio del ensayo se efectuó a una profundidad de 0.15m con un número de golpes superior a los 50 por cada 15cm de penetración, en los cuales se registro el rechazo, siendo su porcentaje de fino de este material igual a 54.63%, y con una humedad natural de 6.59%.

Los 04 ensayo de resistencia SPT realizados en la corona del dique, registraron rechazo debido a la dureza del material que conforma el dique de relave y por otro lado ninguno de estos puntos ensayados presentan límites de consistencia, este material de dique que se viene conformado presenta una alta resistencia que va en aumento a medida que pierde humedad.

PARTE INTERNA DE LA POZA DE RELAVES (RELAVE DEPOSITADO DRENADO Y EN PULPA)

SPT N° 05

Este ensayo de Penetración Estándar SPT-05 se efectuó dentro de la presa de relaves, en el sector donde se presenta el relave drenado al lado derecho a unos 9m alejado del dique de relave, su ubicación a una altitud de 2073.60msnm., alcanzo un registro de resistencia hasta la profundidad máxima de 3.45m, la clasificación del suelo es del tipo SM según SUSC, con un porcentaje de finos de 41.11% y un contenido de humedad natural de 7.37% hasta una profundidad de 1.00m, siguiendo con la perforación llegamos hasta una profundidad de 2.00m. En donde encontramos el mismo tipo de suelo SM, con un contenido de humedad de 15.35% y con un porcentaje de finos del orden de 36.55% no presentando límites de consistencia para ninguno de las muestras evaluadas.

En este ensayo se pudo apreciar que hasta la profundidad de 1.50m el relave presenta baja resistencia a la penetración ya que el tubo muestreador desde 0.30m se hunde con un golpe hasta dicha profundidad, luego se registra un aumento en la resistencia del suelo desde los 2.10m. hasta los 3.45m., variando el numero de golpes entre 9 a 18 golpes conforme aumenta la profundidad.

Debido al alto contenido de humedad del material al momento de retirar la caña partida con la muestra ensayada el sondaje se cerraba, decidiéndose hacer el ensayo de forma continua sin recuperación de muestra.

La tabla siguiente muestra los ensayos efectuados, así como el número de golpes normalizado a través de las correcciones de la presión efectiva, tipo de barra, de la estratigrafía, del diámetro de la caña partida, del tipo martillo usado:

Datos			Resultados								
Prof. (m.)	N	γ_w (kg/m ³)	σ'_v (kg/cm ²)	N	C _u	η_1	η_2	η_3	η_4	N ^{ve}	ϕ
0,00	1										
0,45	1		5,319	2	1,000	1,143	0,75	0,90	1,00	1,54	20,3
0,90	1		10,638	2	1,000	1,143	0,75	0,90	1,00	1,54	20,3
1,35	2		17,730	11	1,000	1,143	0,75	0,90	1,00	8,49	27,4
1,80	5		26,895	9	1,000	1,143	0,75	0,90	1,00	6,94	25,2
2,25	5		35,460	11	1,000	1,143	0,75	0,90	1,00	8,49	27,4
2,70	6										
3,15	5									13,89	30,8



SPT N° 06

Este ensayo de Penetración Estándar SPT-06 se efectuó dentro de la presa de relaves, en el sector donde se presenta el relave drenado al lado izquierdo a unos 14.5m alejado del dique de relave, se efectuó en la cota 2075.60msnm, donde la profundidad de penetración alcanzada fue de 5.35 m., la clasificación del material del suelo según SUSC es del tipo SM y no presenta límites de consistencia.

En este ensayo se pudo apreciar una variación en la resistencia del suelo, observándose dos zonas, la primera zona ubicada hasta la profundidad de 2.85m., con una resistencia baja obteniéndose valores de N de 1 golpe en cada tramo de prueba, seguidamente entre las profundidades de 2.85m. a 5.35m. se observa un aumento de la resistencia del suelo, oscilando el numero de golpes entre de 4 a 14 por cada 0.30m. de penetración.

De las muestras recuperadas hasta la profundidad de 2.00. se puede apreciar un material del tipo SM, con un porcentaje de humedad que varia desde 6.74% hasta 12.70%, con un porcentaje de

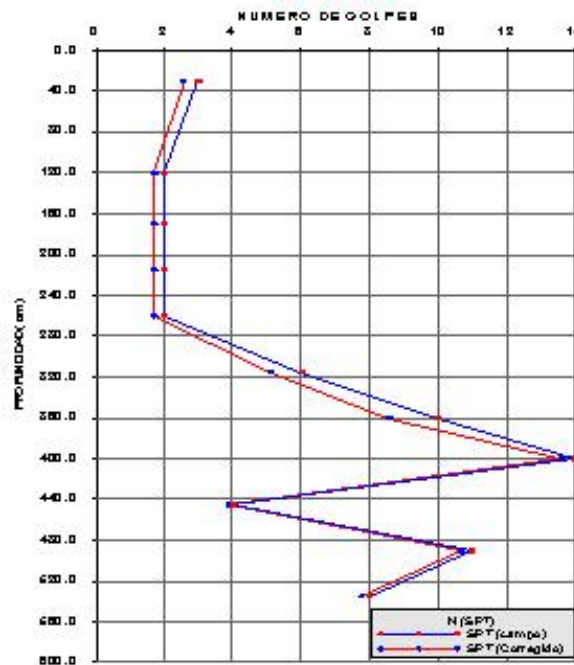
finos de 40.27% y 46.93%, en todo el tramo de prueba las muestras recuperadas no presentaron ningún límite de consistencia.

La tabla siguiente muestra los ensayos efectuados, así como el número de golpes normalizado a través de las correcciones de la presión efectiva, tipo de barra, de la estratigrafía, del diámetro de la caña partida, del tipo martillo usado:

Datos			Resultados									
Prof. (m.)	N	γ_s (kg/cm ³)	σ'_v (kPa)	N	C_c	τ_p	γ_p	γ_s	γ_l	γ_l	N ₆₀	ϕ
0.00	2											
0.30	2		3,246	3	1,000	1,143	0,75	1,00	1,00	1,00	2,57	21,8
1.20	2		14,184	2	1,000	1,143	0,75	1,00	1,00	1,00	1,71	20,5
1.70	2		20,084	2	1,000	1,143	0,75	1,00	1,00	1,00	1,71	20,5
2.25	2		25,413	2	1,000	1,143	0,75	1,00	1,00	1,00	1,71	20,5
2.40	2		30,732	2	1,000	1,143	0,75	1,00	1,00	1,00	1,71	20,5
3.25	6		27,233	6	1,000	1,143	0,75	1,00	1,00	1,00	2,14	24,6
3.60	3		42,222	10	1,000	1,143	0,75	1,00	1,00	1,00	6,57	27,1
4.00	7		47,200	14	1,000	1,143	0,65	1,00	1,00	1,00	13,60	30,6
4.32	2		52,222	4	1,000	1,143	0,65	1,00	1,00	1,00	3,82	23,1
4.80	2		57,218	11	1,000	1,143	0,65	1,00	1,00	1,00	10,62	28,2
5.22	3		62,237	8	1,000	1,143	0,65	1,00	1,00	1,00	7,77	26,8

EVALUACION DE LA ESTABILIDAD DE LA PRESA DE RELAVES PLATANAL CONSIDERANDO LA AMPLIACION DEL DIQUE DE ARRANQUE

SPT - 06



SPT N° 07

Este ensayo de Penetración Estándar SPT-07 se efectuó dentro de la presa de relaves, en el sector donde se presenta el relave drenado, frente a la relavera a unos 15.3m alejado del dique de relave, se efectuó en la cota 2073.90msnm, así mismo la profundidad de penetración máxima de este ensayo fue de 5.90 m, el suelo muestreado en toda la profundidad evaluada es del tipo SM según clasificación SUSC, no presentando límites de consistencia para ninguno de los materiales ensayados.

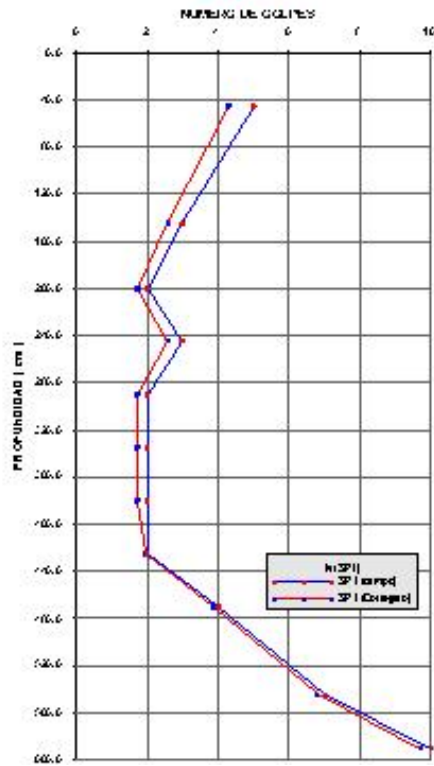
En este ensayo se pudo apreciar dos zonas claramente definidas en donde la resistencia del suelo hasta la profundidad de 4.25m. el relave se encuentra con baja resistencia obteniéndose valores del número de golpes N que varían de 1 a 3, luego se aprecia un incremento progresivo en la resistencia del relave a partir de los 4.25m. hasta los 5.90m. donde los valores de N alcanzan hasta los 10 golpes por cada 30cm de penetración, se paralizó el ensayo debido al temor de alcanzar la geomembrana y poderla dañar.

El porcentaje de finos (material que pasa la malla N° 200) varia entre 34.92% a 44.21%, así mismo su contenido de humedad hasta los 2m primeros metros oscila entre 3.01% a 5.05%, aumentando su humedad a partir de esta profundidad por lo que se tuvo que hacer el ensayo de forma continua por que el sondaje se cerraba al querer sacar la caña partida.

La tabla siguiente muestra los ensayos efectuados, así como el número de golpes normalizado a través de las correcciones de la presión efectiva, tipo de barra, de la stratigrafía, del diámetro de la caña partida, del tipo martillo usado:

Datos				Resultados							
Prof. (m)	N	γ_s (kg/cm ³)	σ'_v (kPa)	N	C_u	γ_1	γ_2	γ_3	γ_4	$N_{1/2}$	θ
0.00											
	2										
	3		5,919	5	1,000	1,149	0,75	1,00	1,00	4,29	29,3
0.35	2										
	2										
0.70	2		11,198	9	1,000	1,149	0,75	1,00	1,00	2,51	21,3
1.05	2										
	2										
1.40	2		20,840	2	1,000	1,149	0,75	1,00	1,00	1,71	20,5
1.75	2										
	2										
2.10	2		28,269	9	1,000	1,149	0,75	1,00	1,00	2,51	21,3
2.45	2										
	2										
2.80	2		34,273	2	1,000	1,149	0,75	1,00	1,00	1,71	20,5
3.15	2										
	2										
3.50	2		39,291	2	1,000	1,149	0,75	1,00	1,00	1,71	20,5
3.85	2										
	2										
4.20	2		44,318	2	1,000	1,149	0,75	1,00	1,00	1,71	20,5
4.55	2										
	2										
4.90	2		50,255	2	1,000	1,149	0,25	1,00	1,00	1,94	20,9
5.25	3										
	2										
	2		55,254	4	1,000	1,149	0,25	1,00	1,00	3,39	29,4
5.70	2										
	3										
	3										
6.15	4		64,419	7	1,000	1,149	0,25	1,00	1,00	8,30	28,1
6.50	4										
	4										
6.90	3		74,000	11	1,000	1,149	0,25	1,00	1,00	12,20	28,2

SPT - 07



SPT N° 08

Este ensayo de Penetración Estándar SPT-08 se efectuó dentro de la presa de relaves, en el sector donde se presenta el relave en pulpa, frente a la relavera lo mas cerca de al espejo de agua a unos 43.6m alejado del dique de relave, se efectuó en la cota 2072.40msnm.

Este ensayo se efectuó dentro de los límites de la poza de relaves lo mas cercano al espejo de agua que se encuentra en la poza, en el material de relave depositado en pulpa, alcanzando una profundidad de penetración máxima de 3.20m, la clasificación del suelo es del tipo SM según la clasificación SUSC, con un porcentaje de finos de 30.17%, y un contenido de humedad en los primeros 1.30m de profundidad que varia desde los 6.52% hasta 21.41%, no presenta límites de consistencia para ninguno de los estratos evaluados.

Para mayores profundidades evaluadas no se pudo recuperar muestra debido al comportamiento en pulpa y saturado que presentaba el relave depositado ya que al momento de retirar la caña partida para sacar la muestra recuperada el sondeo de la perforación se tapaba por cuanto solo se procedió a tener un registro de resistencia continua hasta la profundidad de 3.70m sin muestreos.

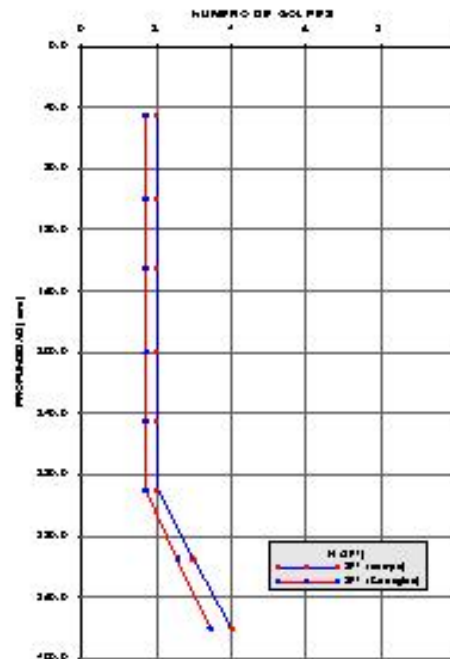
En este ensayo se pudo apreciar que el relave depositado en toda la profundidad evaluada presenta una baja resistencia a la penetración con valores de N menores a 2 golpes por cada 30cm de penetración.

La tabla siguiente muestra los ensayos efectuados, así como el número de golpes normalizado a través de las correcciones de la presión efectiva, tipo de barra, de la stratigrafía, del diámetro de la caña partida, del tipo martillo usado:

Cotas			Resultados									
Prof. (m)	N	γ (kg/m ³)	σ' (kPa)	N	C _u	η	η_c	η_r	η_s	N ₆₀	ϕ	
0.00	✓		5,82'	2	1,00	1,149	0,75	1,00	1,00	1,71	20,5	
0.30	✓		12,490	2	1,00	1,149	0,75	1,00	1,00	1,71	20,5	
0.60	✓		18,111	2	1,00	1,149	0,75	1,00	1,00	1,71	20,5	
0.90	✓		23,731	2	1,00	1,149	0,75	1,00	1,00	1,71	20,5	
1.20	✓		29,352	2	1,00	1,149	0,75	1,00	1,00	1,71	20,5	
1.50	✓		34,972	2	1,00	1,149	0,75	1,00	1,00	1,71	20,5	
1.80	✓		40,592	2	1,00	1,149	0,75	1,00	1,00	2,57	21,3	
2.10	✓		46,212	4	1,00	1,149	0,75	1,00	1,00	9,49	22,9	

EVALUACION DE LA ESTABILIDAD DE LA PRESA DE SOLANES PLATANAL CONSIDERANDO LA AMPLIACION DEL DIQUE DE ARRANQUE

SPT - 08



SPT N° 09

Este ensayo de Penetración Estándar SPT-09 se efectuó dentro de la presa de relaves, en el sector central donde se presenta el relave drenado, alejado unos 7.50m del dique de relave, se ubico en la cota 2073.80msnm.

Este ensayo se efectuó dentro de los límites de la poza de relaves, en el material de relave depositado drenado, su profundidad de penetración máxima alcanzó los 4.60m, todas las muestras recuperadas con la caña partida fueron clasificadas como un material tipo SM según SUSC, con un porcentaje de finos que varían desde 38.39% hasta 43.44%, y un contenido de humedad natural en los primeros 2m variando de 5.15% hasta 10.66%.

Todas las muestras recuperadas con la caña partida no presentan limites de consistencia, por otro lado se cambio la caña partida a partir de los 2.35m. por el cono peck debido a que las paredes del sondeo a esta profundidad se cerraba haciendo difícil los trabajos de recuperación de muestras por lo que solo se dedico a tener un registro de resistencia del terreno de forma continua sin recuperación de testigos.

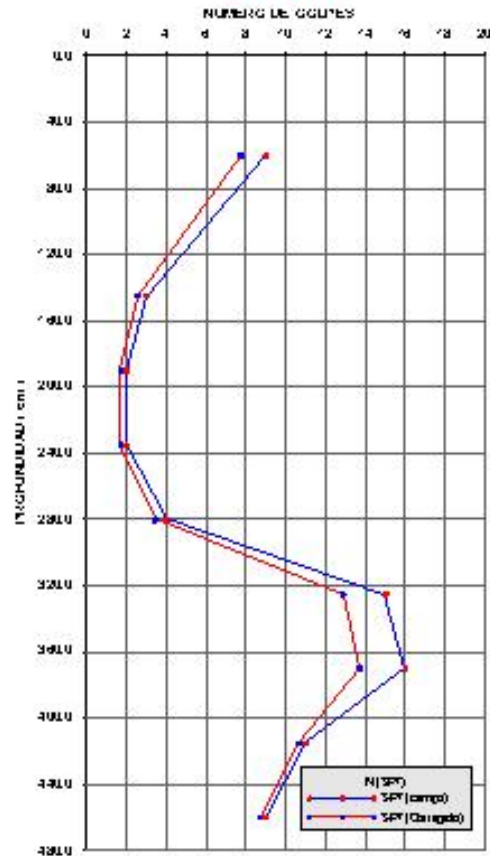
En este ensayo se pudo apreciar dos zonas claramente definidas en donde la resistencia del suelo hasta la profundidad de 2.80m. el relave se encuentra con baja resistencia obteniéndose valores del número de golpes N que varían de 2 a 9, luego se aprecia un incremento progresivo en la resistencia del relave a partir de los 2.65m. hasta los 4.60m. donde los valores de N alcanzan hasta los 16 golpes por cada 30cm de penetración, se paralizó el ensayo debido al temor de alcanzar la geomembrana y poderla dañar.

La tabla siguiente muestra los ensayos efectuados, así como el número de golpes normalizado a través de las correcciones de la presión efectiva, tipo de barra, de la estratigrafía, del diámetro de la caña partida, del tipo martillo usado:

Datos			Resultados								
Prof. (m)	N	γ_s (kg/cm ³)	σ' (kg/cm ²)	N	C _u	γ_T	γ_b	γ_s	γ_c	N ^u	ϕ
0.00	2		1,032	9	1,000	1,149	0,75	1,00	1,00	1,12	28,3
0.60	2		11,122	9	1,000	1,149	0,75	1,00	1,00	2,57	21,3
1.20	2		22,453	2	1,000	1,149	0,75	1,00	1,00	1,71	20,5
1.80	2		27,777	2	1,000	1,149	0,75	1,00	1,00	1,71	20,5
2.40	3		32,028	4	1,000	1,149	0,75	1,00	1,00	3,49	22,3
3.00	3		36,415	15	1,000	1,149	0,75	1,00	1,00	12,38	30,2
3.60	3		42,124	16	1,000	1,149	0,75	1,00	1,00	12,72	30,7
4.20	3		48,059	11	1,000	1,149	0,25	1,00	1,00	10,89	28,3
4.80	3		54,272	9	1,000	1,149	0,25	1,00	1,00	8,74	27,5

EVALUACION DE LA ESTABILIDAD DE LA PRUEBA DE RELAJES PLATANAL CONSIDERANDO LA AMPLIACION DEL DQUE DE ARRANQUE

SPT - 09



ZONA NORTE

Los ensayos SPT realizados dentro del depósito de relaves sobre el relave depositado, alcanzaron las profundidades máximas de 10.80m, de forma general se ha podido encontrar que hasta los 6m de profundidad el material de relave se encuentra con una resistencia a la penetración baja con valores por debajo de 5 golpes/pie. Continuando con aumento progresivo hasta los 10m que se paralizan los ensayos por encontrarse cerca de la geomembrana de apoyo que no se quiso dañar.

. La siguiente Tabla describe el resumen de los sondeos realizados:

Dique Intermedio	
N° de Ensayo	Profundidad (m)
SPT N°01	5.25
SPT N°02	3.75
SPT N°03	0.45
SPT N°04	2.55
SPT N°05	3.30
SPT N°06	5.10
SPT N°07	4.65
SPT N°08	6.30
Relave Depositado	
N° de Ensayo	Profundidad (m)
SPT N°09	11.40
SPT N°10	11.25
SPT N°11	10.35
SPT N°12	11.40
SPT N°13	4.65
Total	80.40

REGISTRO GENERAL DE LOS TRABAJOS EJECUTADOS:

PARTE SUPERIOR DE LA SOBRE ELEVACIÓN - DIQUE INTERMEDIO

SPT N°01.

El ensayo de Penetración Estándar SPT N°01 se efectuó en la parte superior del relave conformado, se realizo una pequeña perforación debido a que no podía penetrar la posteadora manual AUGER correspondiente a la sobre elevación que se viene desarrollando en la zona de estudio, su ubicación a la cota de 2332.95msnm, el suelo para todo el ensayo según clasificación SUSC es del tipo SM, no presento limites de consistencia, así mismo la profundidad de penetración alcanzado en este ensayo fue de 5.25m. El primer ensayo se presenta a una profundidad de 0.45m. con un número total de 20 golpes para los 45 cm de penetración, siendo su porcentaje de fino de este estrato igual a 47.61%, y con una humedad natural de 8.87%.

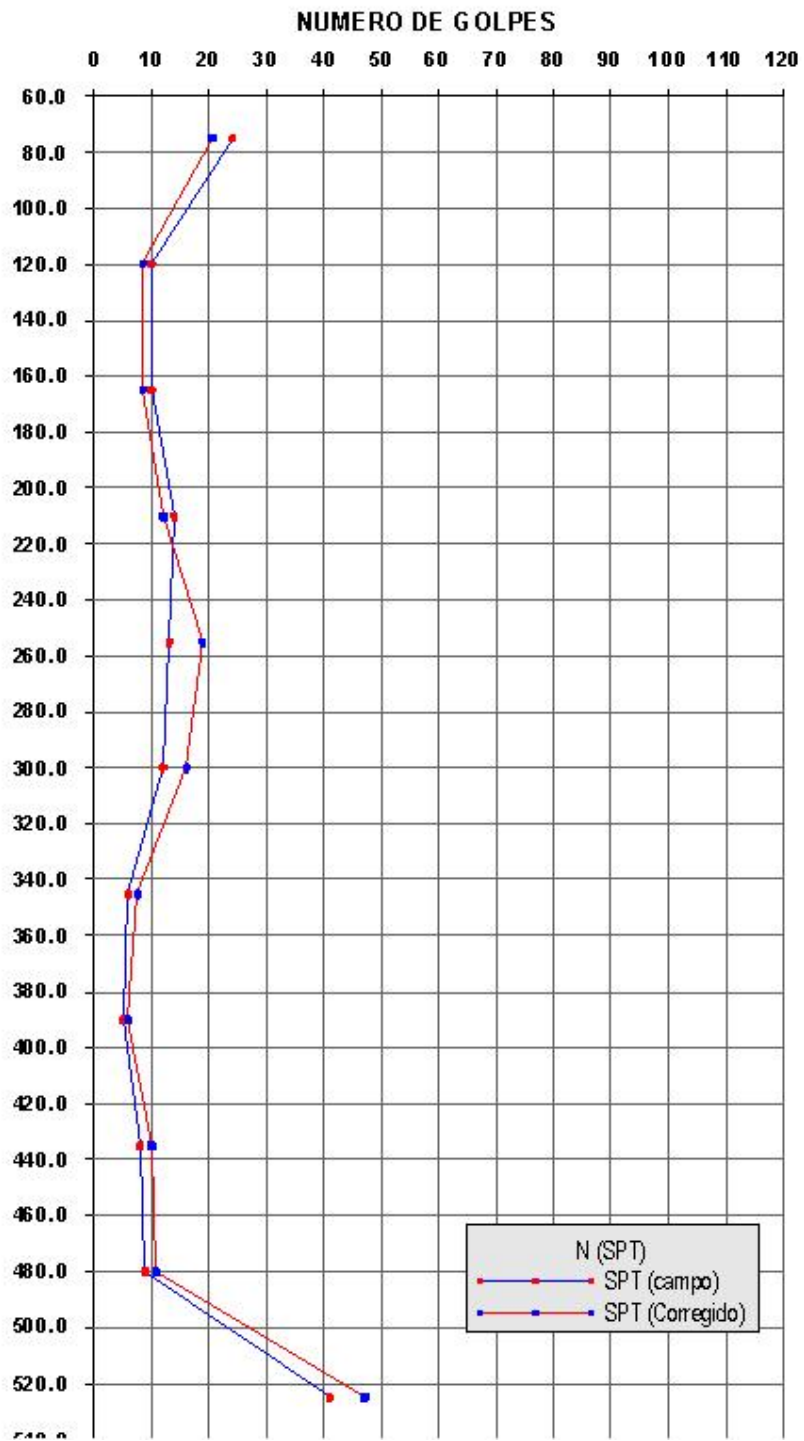
Seguidamente se procedió a efectuar el segundo ensayo hasta una profundidad de 1.05m. Teniendo un número de golpe igual 6, así mismo se observó en la muestra extraída de la caña partida la presencia de piedras y minerales bien cementados, los cuales dificulto el ensayo de penetración.

Continuando con el ensayo, se efectuó la penetración del relave conformado hasta una profundidad de 3.00 m, donde se obtuvieron valores de golpes igual a 6, presentando una mediana densidad de penetración.

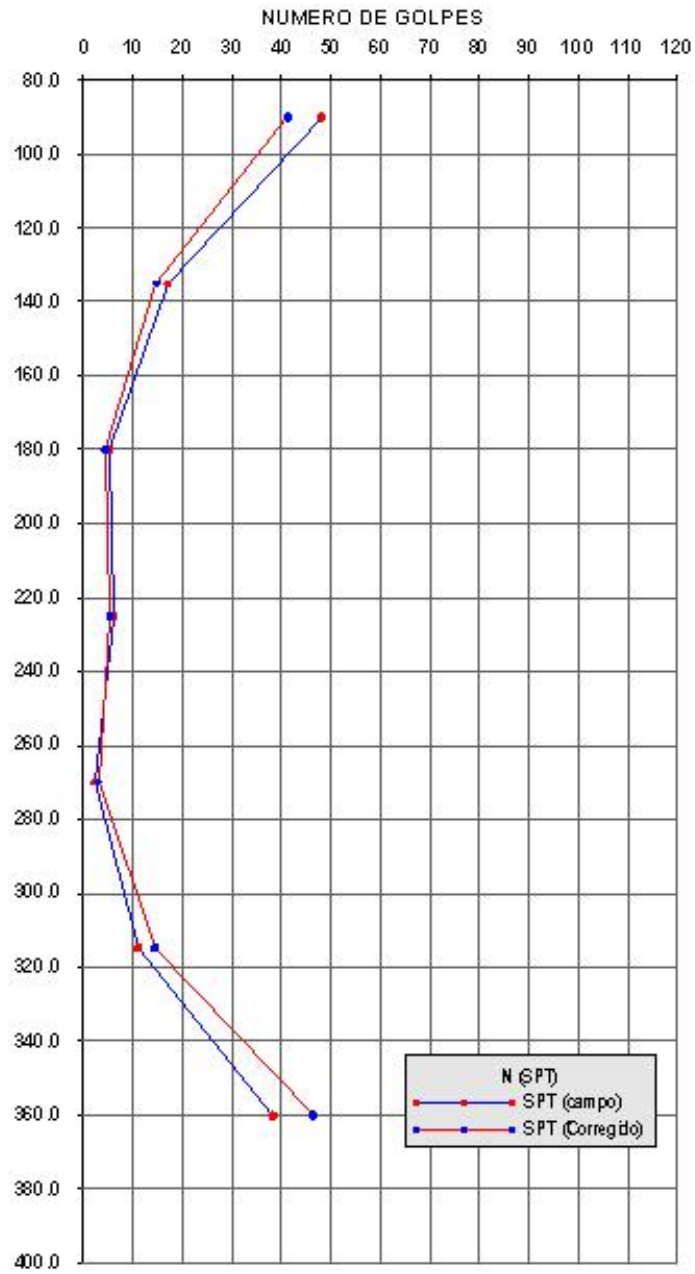
Finalmente hasta la profundidad de 5.25m se obtuvieron un registro de N° de golpes 20, no pudiéndose penetrar más debido a la compacidad del suelo presentaba humedad natural de 9.27%.

La tabla siguiente muestra los ensayos efectuados, así como el número de golpes normalizado a través de las correcciones de la presión efectiva, tipo de barra, de la estratigrafía, del diámetro de la caña partida, del tipo martillo usado:

SPT - 01



SPT - 02



SPT N°03

La ubicación del ensayo de Penetración a la cota de 2340.01msnm. Este ensayo se efectuó en la parte superior del dique intermedio de relave conformado, así mismo la profundidad de penetración máxima de este ensayo fue de 0.45 m. debido a que el material presentaba una compactación alta, lo que evito la realización del ensayo en este punto, solo se pudo obtener una pequeña muestra mediante un sondeo manual. Este material presento una desde los 0.00m - 0.30m humedad natural de 5.05% y desde 0.30m-0.45m una humedad natural de 8.82%, no presento ninguna de las muestras extraídas límites de consistencia, el material esta clasificado como un SM.

SPT N°04

El ensayo de Penetración Estándar SPT N°04 se efectuó en la parte superior del relave conformado, correspondiente a la sobre elevación del dique intermedio que se viene realizando, su ubicación a la cota de 2339.61msnm, así mismo la profundidad de penetración alcanzada en este ensayo fue de 2.55 m, el suelo para todo el ensayo según clasificación SUSC es del tipo SM y no presenta límites de consistencia. Este suelo se encuentra compacto.

El primer ensayo se efectuó hasta una profundidad de 1.05m. con un número total de golpes 6 en promedio debido que este suelo presentaba medianamente compacto debido a la acción y encontrarse en la zona donde los camiones y buldózer depositan el relave.

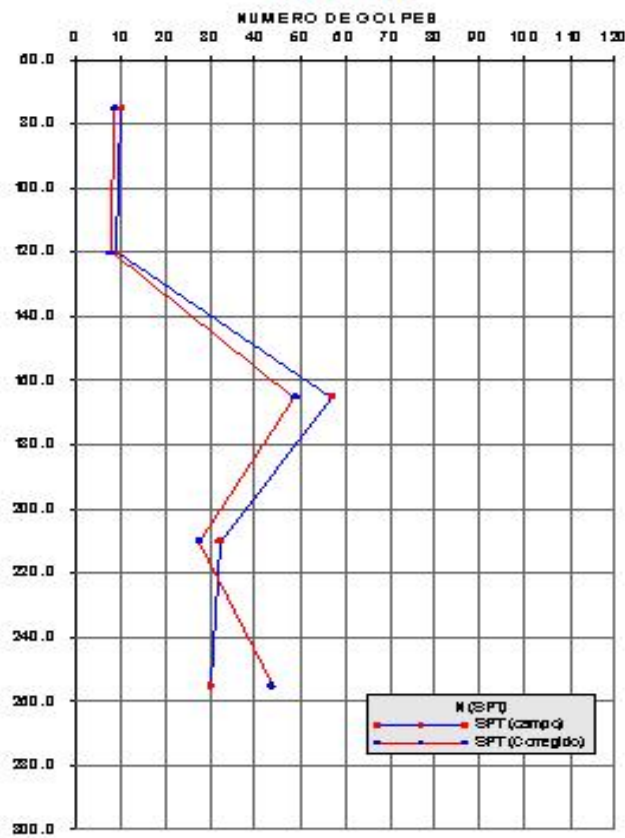
Seguidamente se procedió a efectuar el segundo ensayo, el cual fue realizado alcanzando una profundidad final de 2.55m. Teniendo un número de golpes igual a 20, el cual presenta un alto grado de compactación; este estrato presenta una humedad natural igual 5.60%.

La tabla siguiente muestra los ensayos efectuados, así como el número de golpes normalizado a través de las correcciones de la presión efectiva, tipo de barra, de la estratigrafía, del diámetro de la caña partida, del tipo martillo usado:

Datos				Resultados							
Prof (m)	N	γ (kg/m ³)	σ'_v (kg/cm ²)	N	C_v	η_1	η_2	η_3	η_4	N_{60}	ϕ

I											
0,00	9										
	4		10,050	10	1,000	1,143	0,75	1,00	1,00	8,57	27,4
0,75	6										
	7										
	4		16,080	9	1,000	1,143	0,75	1,00	1,00	7,72	26,8
1,20	5										
	5										
	25		22,110	57	1,000	1,143	0,75	1,00	1,00	48,86	44,7
1,65	32										
	12										
	15		28,140	32	1,000	1,143	0,75	1,00	1,00	27,43	37,2
2,10	17										
	25										
	30		34,170	30	1,694	1,143	0,75	1,00	1,00	43,57	43,0
2,55											

SPT - 04



SPT N°05

El ensayo de Penetración Estándar SPT N°05 se efectuó en la parte superior del relave conformado, correspondiente a la sobre elevación del dique intermedio que se viene realizando, su ubicación a la cota de 2340.11msnm, así mismo la profundidad de penetración alcanzada en este ensayo fue de 3.30m, el suelo para todo el ensayo según clasificación SUSC es del tipo SM y no presenta límites de consistencia. Este suelo se encuentra medianamente compacto. Hasta los primeros 0.45m se utilizó una perforación manual debido a encontrarse demasiado denso el material no permitiendo la ejecución del ensayo.

El primer ensayo se efectuó hasta una profundidad de 0.90m. con un número total de golpes 7 en promedio debido que este suelo presentaba semicomcompacto debido a la acción de los camiones y buldózer que pasan a depositar el relave. Presenta una humedad natural de 9.08%.

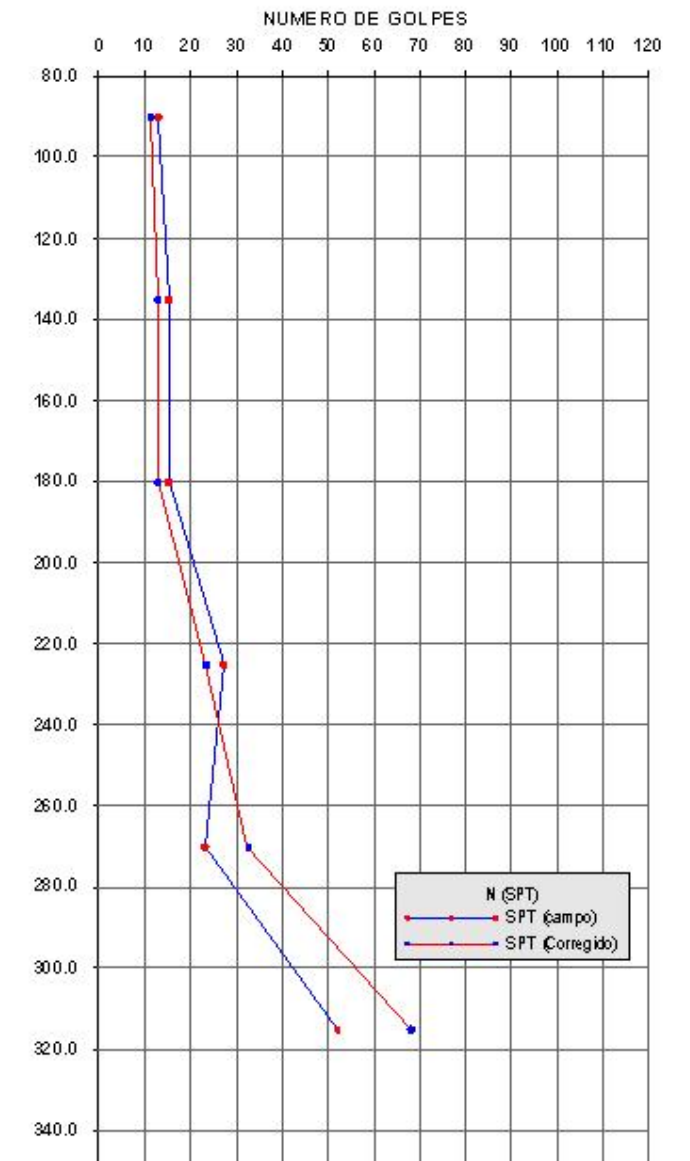
Seguidamente se procedió a efectuar el segundo ensayo, el cual fue realizado alcanzando una profundidad final de 3.30m. Teniendo un número de golpes igual a 15, el cual presenta un alto grado de compactación; este estrato tiene una humedad natural igual 7.72%.

La tabla siguiente muestra los ensayos efectuados, así como el número de golpes normalizado a través de las correcciones de la presión efectiva, tipo de barra, de la estratigrafía, del diámetro de la caña partida, del tipo martillo usado:

Datos			Resultados																	
Prof. (m.)	N	γ_s (Kg/m ³)	σ' (KPa)	N	C_N	η_1	η_2	η_3	η_4	N'_{70}	ϕ									
0,00	7		12,060	13	1,000	1,143	0,75	1,00	1,00	11,14	29,2									
	6																			
0,90	7																			
	10																			
1,35	8											18,090	15	1,000	1,143	0,75	1,00	1,00	12,86	30,2
	7																			
1,80	9											24,120	15	1,000	1,143	0,75	1,00	1,00	12,86	30,2
	7																			
	8											30,150	27	1,000	1,143	0,75	1,00	1,00	23,15	35,4
	12																			
	15																			

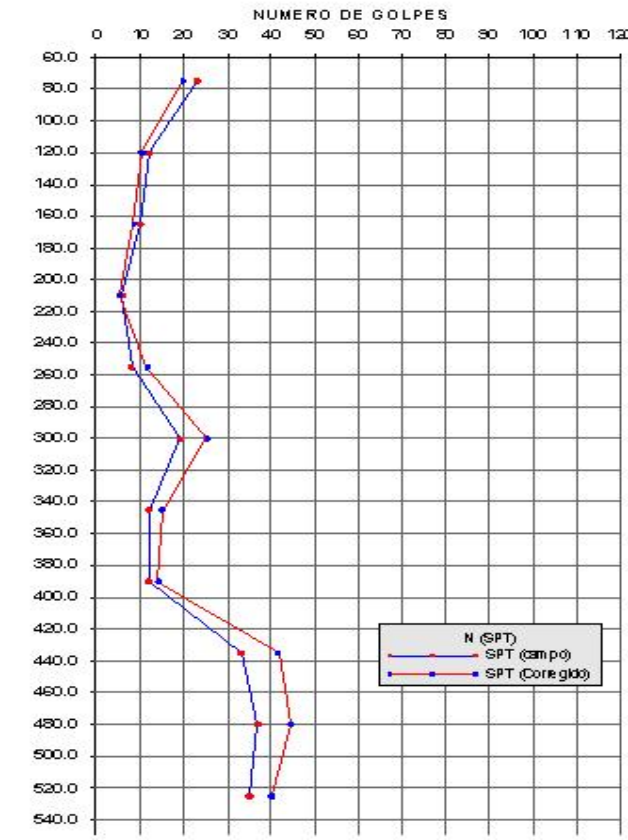
2,25	12										
	7										
	10		36,180	23	1,647	1,143	0,75	1,00	1,00	32,47	39,2
2,70	13										
	18										
	22		42,210	52	1,524	1,143	0,75	1,00	1,00	67,94	50,0
3,15	30										

SPT - 05



	4									
2,55	4									
	6									
	11	40,200	19	1,562	1,143	0,75	1,00	1,00	25,44	36,4
3,00	8									
	8									
	7	46,230	12	1,457	1,143	0,75	1,00	1,00	14,99	31,4
3,45	5									
	5									
	5	52,260	12	1,370	1,143	0,75	1,00	1,00	14,09	30,9
3,90	7									
	9									
	14	58,290	33	1,297	1,143	0,85	1,00	1,00	41,58	42,4
4,35	19									
	23									
	17	64,320	37	1,235	1,143	0,85	1,00	1,00	44,39	43,3
4,80	20									
	22									
	35	70,350	35	1,181	1,143	0,85	1,00	1,00	40,16	41,9
5,25										

SPT - 06



SPT N°07

El ensayo de Penetración Estándar SPT N°07 se efectuó en la parte superior del relave conformado, correspondiente a la sobre elevación del dique intermedio que se viene realizando, su ubicación a la cota de 2337.57msnm, así mismo la profundidad de penetración alcanzada en este ensayo fue de 4.65m suelo para todo el ensayo según clasificación SUSC es del tipo ML y no presenta límites de consistencia. Este suelo se encuentra medianamente compacto. Hasta los primeros 0.45m se utilizó una perforación manual debido a encontrarse demasiado denso el material no permitiendo la ejecución del ensayo, presenta una humedad natural de 10.97%.

El primer ensayo se efectuó hasta una profundidad de 0.90m. con un número total de golpes 15 en promedio debido que este suelo presentaba compacto por el accionar de los trabajos de crecimiento de la misma presa.

Seguidamente se procedió a efectuar el segundo ensayo, el cual fue realizado alcanzando una profundidad final de 4.65m. Teniendo un número de golpes igual a 11, el cual presenta un alto grado de compactación; este estrato tiene una humedad natural igual 10.60%.

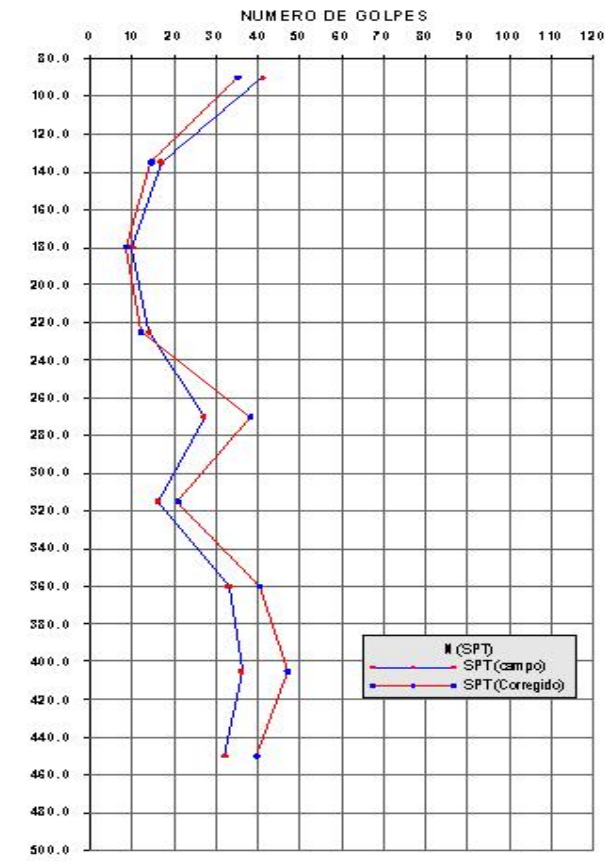
La tabla siguiente muestra los ensayos efectuados, así como el número de golpes normalizado a través de las correcciones de la presión efectiva, tipo de barra, de la estratigrafía, del diámetro de la caña partida, del tipo martillo usado:

Datos			Resultados								
Prof. (m.)	N	γ_s (Kg/m ³)	σ' (KPa)	N	C_N	η_1	η_2	η_3	η_4	N'_{70}	ϕ

0,00	18										
	19		12,060	41	1,000	1,143	0,75	1,00	1,00	35,15	40,2
0,90	22										
	12										
	9		18,090	17	1,000	1,143	0,75	1,00	1,00	14,57	31,2
1,35	8										
	7										
	5		24,120	10	1,000	1,143	0,75	1,00	1,00	8,57	27,4
1,80	5										
	7		30,150	14	1,000	1,143	0,75	1,00	1,00	12,00	29,7

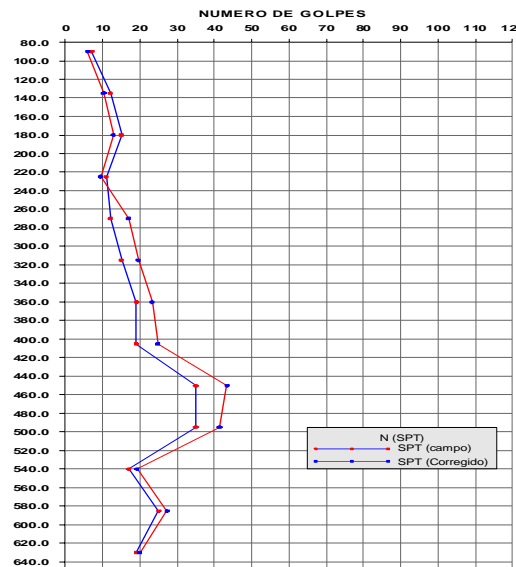
	6										
2,25	8										
	8										
	12	36,180	27	1,647	1,143	0,75	1,00	1,00	38,12	41,2	
2,70	15										
	8										
	7	42,210	16	1,524	1,143	0,75	1,00	1,00	20,90	34,4	
3,15	9										
	12										
	15	48,240	33	1,426	1,143	0,75	1,00	1,00	40,34	41,9	
3,60	18										
	17										
	16	54,270	36	1,344	1,143	0,85	1,00	1,00	47,01	44,1	
4,05	20										
	15										
	17	60,300	32	1,275	1,143	0,85	1,00	1,00	39,64	41,7	
4,50	15										

SPT - 07



2,25	6										
	4										
	5		36,180	12	1,647	1,143	0,75	1,00	1,00	16,94	32,5
2,70	7										
	9		42,210	15	1,524	1,143	0,75	1,00	1,00	19,60	33,8
3,15	8										
	7		48,240	19	1,426	1,143	0,75	1,00	1,00	23,23	35,4
3,60	10										
	7		54,270	19	1,344	1,143	0,85	1,00	1,00	24,81	36,1
4,05	10										
	7		60,300	35	1,275	1,143	0,85	1,00	1,00	43,36	42,9
4,50	13										
	15		66,330	35	1,216	1,143	0,85	1,00	1,00	41,35	42,3
4,95	18										
	7		72,360	17	1,164	1,143	0,85	1,00	1,00	19,23	33,6
5,40	9										
	10		78,390	25	1,119	1,143	0,85	1,00	1,00	27,18	37,1
5,85	18										
	15		84,420	19	1,078	1,143	0,85	1,00	1,00	19,90	33,9
6,30											

SPT - 08



PARTE INFERIOR DE LA SOBRE ELEVACIÓN (TASA DE LA BASE- RELAVE EN PULPA)

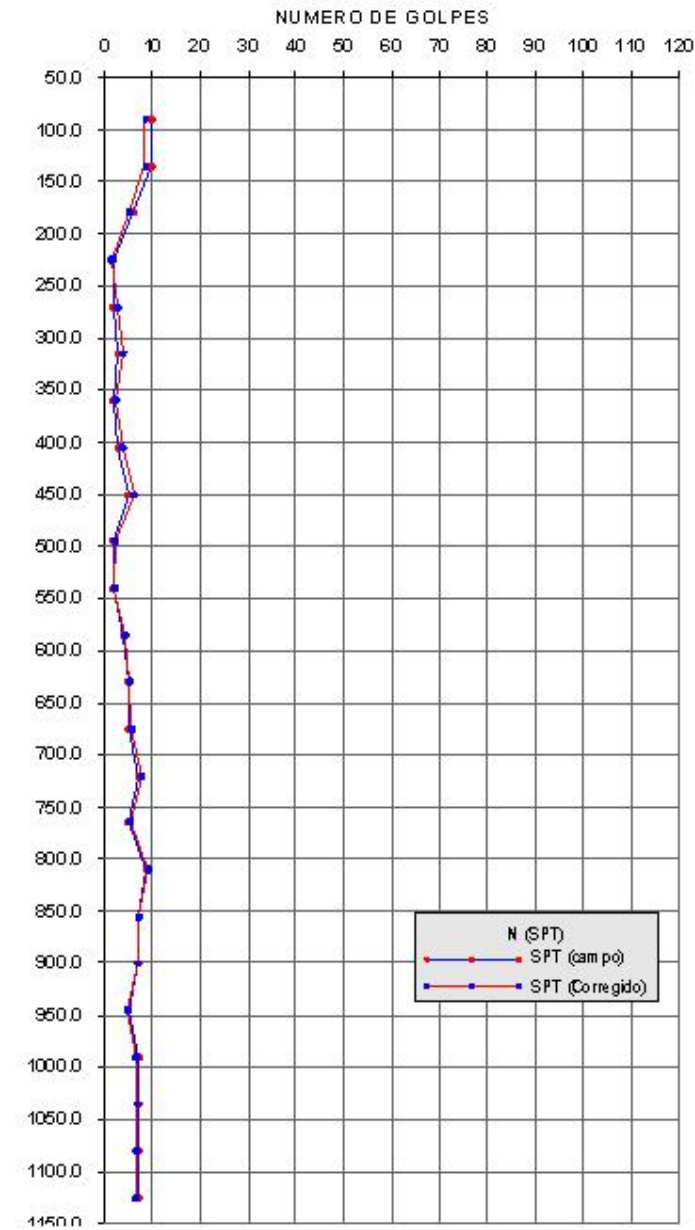
SPT N°09

La ubicación del ensayo de Penetración SPT N°09 es a una altitud de 2328.84msnm. Este ensayo se efectuó dentro de la poza de almacenamiento de relave, en el material de relave en pulpa, hasta la profundidad de penetración máxima de 11.40 m; la clasificación del suelo es del tipo ML según SUSC, no presentando límites de consistencia para ninguno de los estratos evaluados.

En este ensayo se pudo apreciar un aumento progresivo en la resistencia del suelo hasta la profundidad de 9.00m., variando el número de golpes de 3 a 8 conforme la profundidad. El porcentaje de finos fue de 50.38%, así mismo su contenido de humedad oscila entre 8.16% a 16.27%

La tabla siguiente muestra los ensayos efectuados, así como el número de golpes normalizado a través de las correcciones de la presión efectiva, tipo de barra, de la estratigrafía, del diámetro de la caña partida, del tipo martillo usado:

SPT - 09



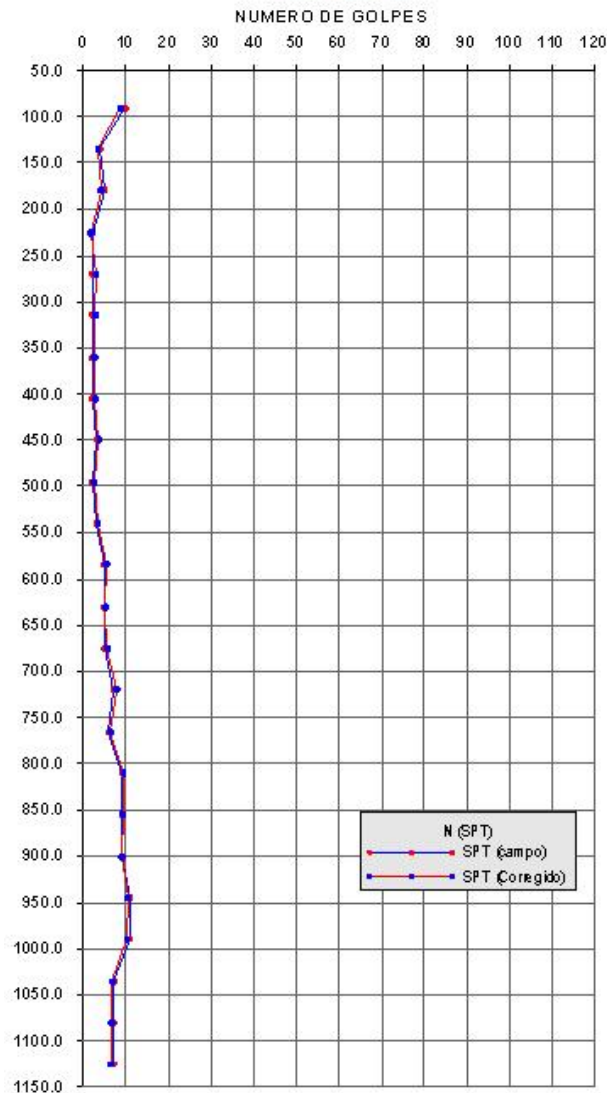
SPT N°10

El ensayo de Penetración SPT N°10 se encuentra a la cota de 2329.85msnm. Este ensayo se efectuó en la inferior de la presa exactamente en la base de almacenamiento, así mismo la profundidad de penetración máxima de este ensayo fue de 11.25 m, el suelo muestreado en todo el proceso del ensayo es del tipo ML según clasificación SUSC, no presentando límites de consistencia para ninguno de los materiales ensayados. Hasta los 0.45m era una capa de material que presentaba consolidación del material de relave formando una especie de rocas que variaba de 2 – 5” de diámetro.

En este ensayo se pudo apreciar un aumento progresivo en la resistencia del suelo hasta la profundidad de 7.80m., variando el número de golpes de 4 a 9 conforme la profundidad. Su contenido de humedad oscila entre 8.72% a 11.81%

La tabla siguiente muestra los ensayos efectuados, así como el número de golpes normalizado a través de las correcciones de la presión efectiva, tipo de barra, de la estratigrafía, del diámetro de la caña partida, del tipo martillo usado:

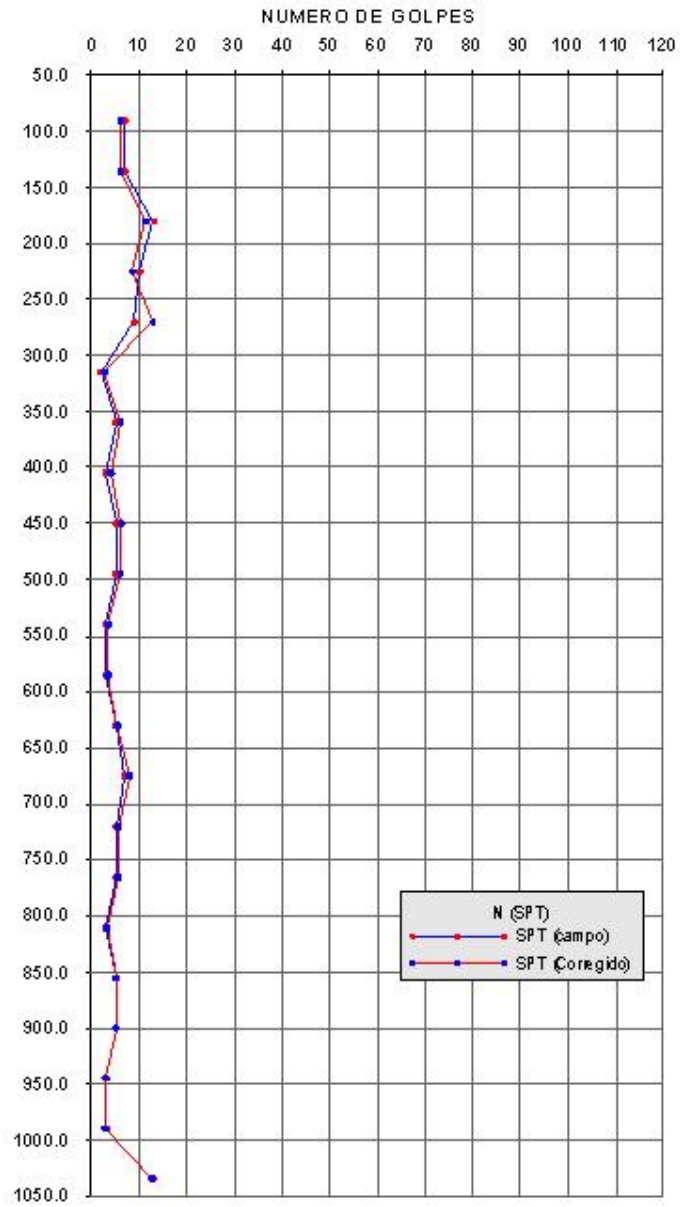
SPT - 10



SPT N°11

El ensayo de Penetración SPT N°11 se encuentra a la cota de 2329.45msnm. Este ensayo se efectuó en la inferior de la presa exactamente en la base de almacenamiento, así mismo la profundidad de penetración máxima de este ensayo fue de 10.35m, el suelo muestreado en todo el proceso del ensayo es del tipo ML según clasificación SUSC, no presentando límites de consistencia para ninguno de los materiales ensayados. Hasta los 0.45m se presentó un estrato conformado por una combinación de material de préstamo (relave combinado con material de cantera) que se colocó progresivamente en la base para llegar a una cota uniforme.

SPT - 11



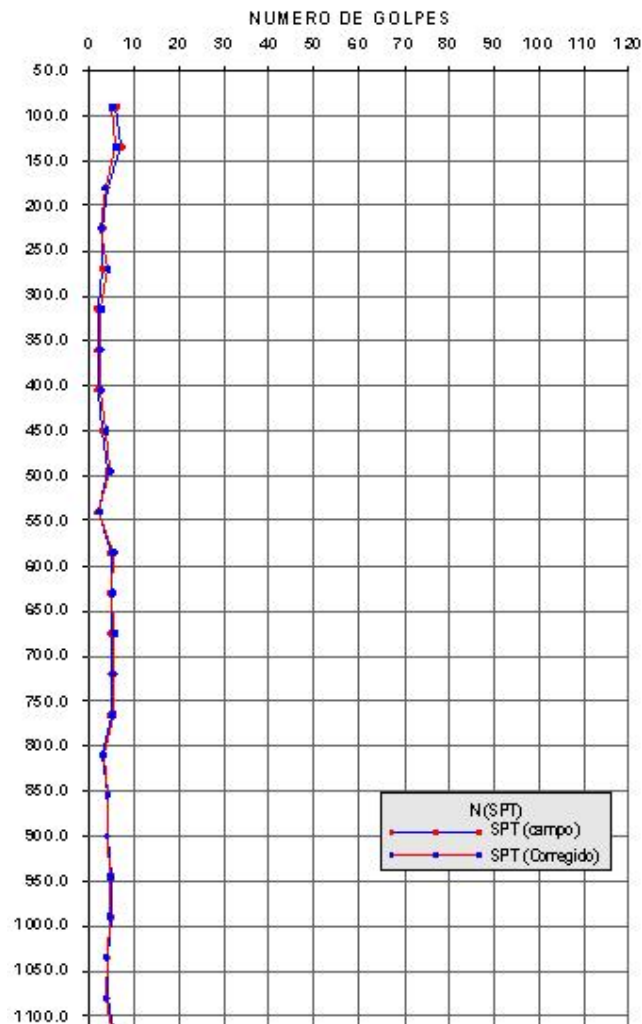
SPT N°12

El ensayo de Penetración SPT N°12 se encuentra a la cota de 2328.80msnm. Este ensayo se efectuó en la inferior de la presa exactamente en la base de almacenamiento, así mismo la profundidad de penetración máxima de este ensayo fue de 10.35 m, el suelo muestreado en todo el proceso del ensayo es del tipo ML según clasificación SUSC, no presentando límites de consistencia para ninguno de los materiales ensayados. Hasta los 0.45m se presento un estrato conformado por una combinación de material de préstamo (relave combinado con material de cantera) que se coloco progresivamente en la base para llegar a una cota uniforme.

En este ensayo se pudo apreciar un aumento progresivo en la resistencia del suelo hasta la profundidad de 9.15m., variando el número de golpes de 2 a 7 conforme la profundidad. Su contenido de humedad oscila entre 10.86% a 13.88%.

La tabla siguiente muestra los ensayos efectuados, así como el número de golpes normalizado a través de las correcciones de la presión efectiva, tipo de barra, de la estratigrafía, del diámetro de la caña partida, del tipo martillo usado:

SPT - 12

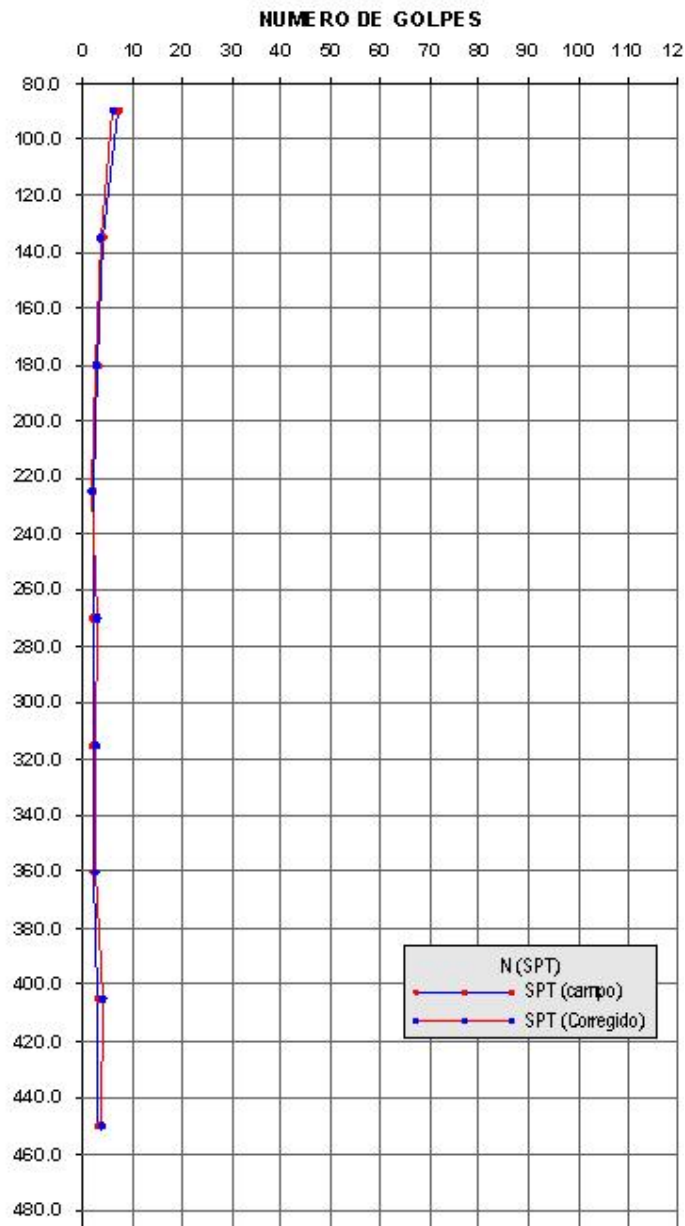


SPT N°13

El ensayo de Penetración SPT N°13 se encuentra a la cota de 2328.45msnm. Este ensayo se efectuó en la inferior de la presa exactamente en la base de almacenamiento, así mismo la profundidad de penetración máxima de este ensayo fue de 4.65 m, el suelo muestreado en todo el proceso del ensayo es del tipo ML según clasificación SUSC, no presentando límites de consistencia para ninguno de los materiales ensayados. Hasta los 0.45m se presentó un estrato conformado por una combinación de material de préstamo (relave combinado con material de cantera) que se colocó progresivamente en la base para llegar a una cota uniforme.

En este ensayo se pudo apreciar un aumento progresivo en la resistencia del suelo hasta la profundidad de 3.90m., variando el número de golpes de 1 a 13 conforme la profundidad. Su contenido de humedad oscila entre 8.87% a 12.56%. Su porcentaje de finos fue de 47.51%.

SPT - 13



Los ensayos de laboratorio correspondientes a las muestras obtenidas mediante los ensayos SPT realizados a ambas presas se encuentran en el Anexo 6.

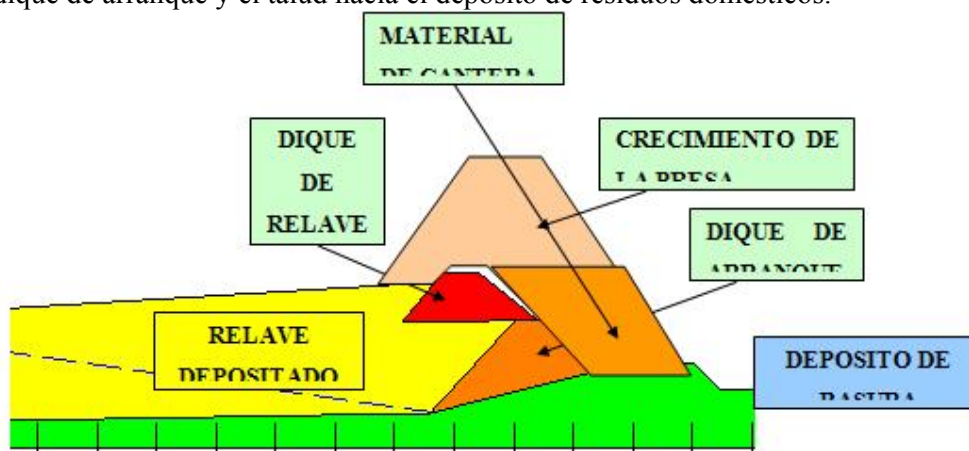
7.3. ALTERNATIVAS DE DISEÑO DE LAS PRESAS

En tal sentido este crecimiento proyectado del dique en ambas presas no es lo suficiente para garantizar un período de almacenamiento de relave de por lo menos 4 años que es el requerimiento mínimo para la operación de la Mina Cobriza, debido a la irregularidades del terreno y otros factores de estabilidad que permitieran una mayor sobre elevación en dichas presas.

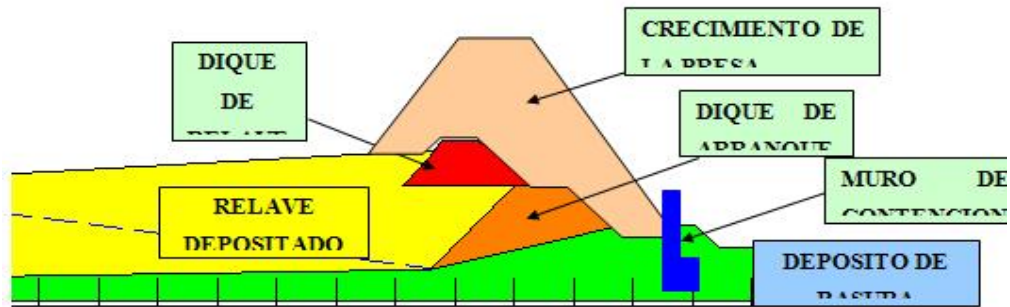
EL PLATANAL

Para la elevación de la presa El Platanal se proponen tres alternativas de diseño las cuales se describen a continuación:

- **La primera alternativa** es iniciar el crecimiento de la presa desde la parte mas alejada posible del dique de arranque con la finalidad de ganar al máximo el espacio entre el dique de arranque y el talud hacia el depósito de residuos domésticos.



- **La segunda alternativa** es iniciar el crecimiento de la presa desde la parte mas alejada posible del dique de arranque con la finalidad de ganar al máximo el espacio entre el dique de arranque y el talud exterior en el cual se encuentra un depósito de residuos domésticos, también se esta recomendando la colocación en el pie del talud un muro de contención.



Estas alternativas consideran el mismo modelamiento inicial realizado en Diciembre del 2006, pero con la consideración que la disposición del relave se hará desde la parte final dique en dirección hacia el cerro por donde se tiene el camino de acceso hacia el depósito de residuos domésticos.



Esta forma de disposición hará que los relaves depositados, generen los empujes al cerro confinándolo a medida que va creciendo impidiendo su inestabilidad, además todos los empujes sus esfuerzos se concentrarán en esa zona del cerro.

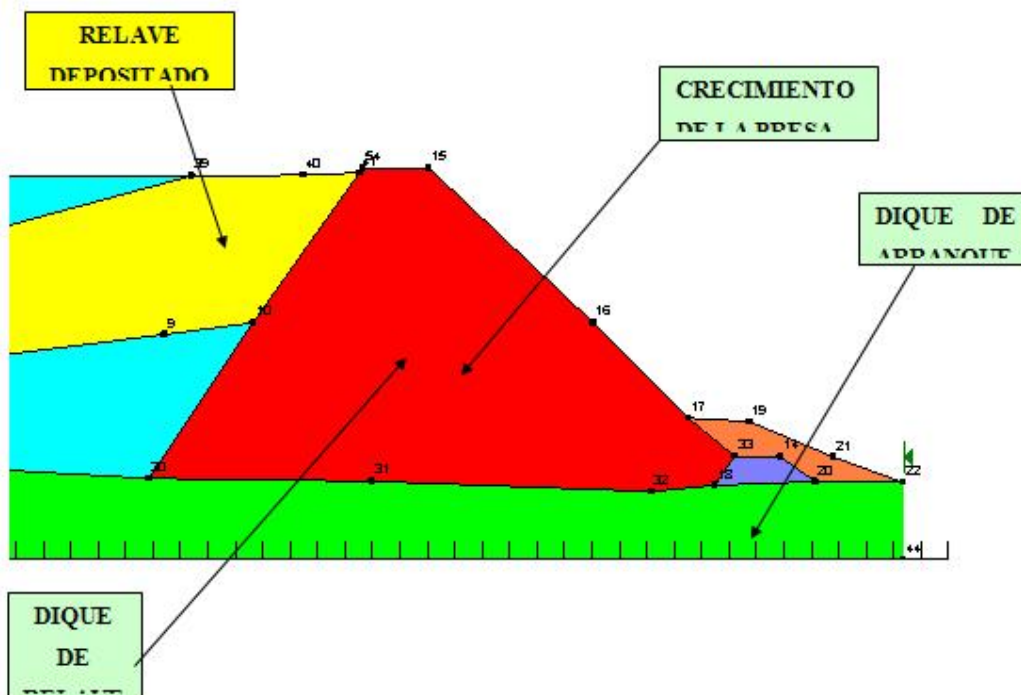


La disposición del relave deberá cambiar su sentido, direccionando las relaveras hacia el cerro, lo que ayudara a estabilizar y contener el talud

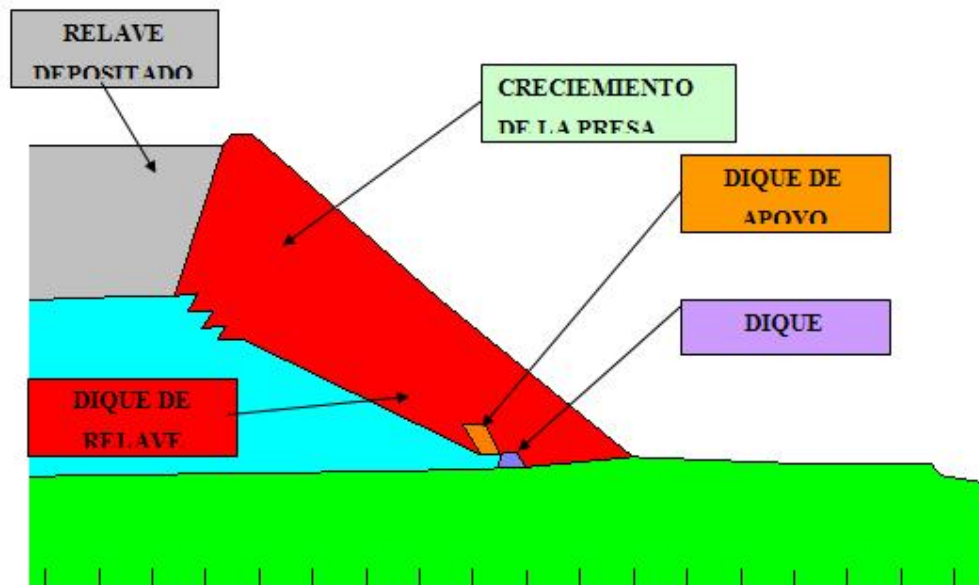
ZONA NORTE

Estas alternativas se consideran la elevación del dique considerando dos posibilidades de crecimiento que se describen a continuación donde se han desarrollado en su totalidad para las 4 secciones analizadas para el caso de la primera alternativa y 12 secciones analizadas para el caso de la segunda alternativa de solución.

- **La primera Alternativa** plantea un crecimiento de la presa continuando la proyección del talud interno del dique de arranque hasta encontrar su máxima altura, el talud interno 1H : 1V y el externo es 1.5H : 1V.



- **La segunda alternativa** es iniciar el crecimiento de la presa continuando con el talud interno del dique de arranque con la finalidad de ganar al máximo el espacio entre el dique de arranque y hasta la tasa en la parte inferior de este. Para esta alternativa se obvió la banquetta para poder alcanzar más volumen de almacenamiento en la conformación del nuevo dique de relave de la presa. El talud es 1.5H : 1V



7.4. MODELAMIENTOS PARA LA ELEVACIÓN DE LAS PRESAS

EL PLATANAL

Teniendo en consideración lo antes mencionado se han evaluado para las diez secciones la estabilidad Estática y Dinámica considerando las siguientes condiciones de crecimiento, siendo estas:

ALTERNATIVA N° 1

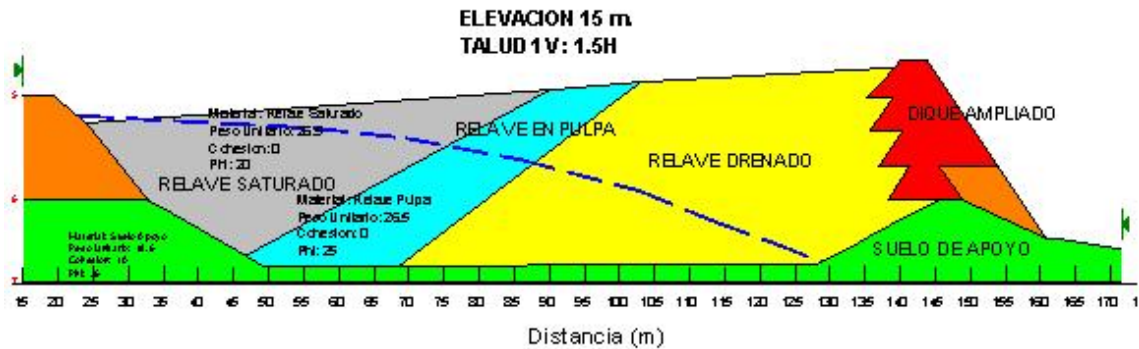
Como se mencionó inicialmente la *primera alternativa* de análisis para el crecimiento de la presa considera un crecimiento del dique desde la parte posterior del actual dique de arranque en la plataforma existente con un talud 1V:1.5H.



ELEVACION DEL DIQUE DE RELAVE 15m: Esta elevación del dique de relave en 15m considera que su crecimiento desde la parte de atrás del dique de arranque, justo donde se encuentra una plataforma que se ve en la fotografía anterior, el talud que se recomienda para este crecimiento es de **1V : 1.5H** lo que va a mejorar las condiciones actuales de crecimiento de la presa de relave.

DIQUE ZONA SUR (FRENTE AL DEPOSITO DE RESIDUOS DOMESTICOS)

- SECCION 03, Cota 2091.40msnm DIQUE DE RELAVE FRONTAL
- SECCION 05, Cota 2091.30msnm DIQUE DE RELAVE FRONTAL
- SECCION 07, Cota 2091.20msnm DIQUE DE RELAVE FRONTAL
- SECCION 09, Cota 2091.40msnm DIQUE DE RELAVE FRONTAL
- SECCION 11, Cota 2091.35msnm DIQUE DE RELAVE FRONTAL



Se determinaron los siguientes resultados:

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD	COTA DEL DIQUE DE RELAVE	Fs. Estático	Fs. Dinámico	Condición
Sección 03	2091.40	1.610	1.403	Estable
Sección 05	2091.30	1.541	1.222	Estable
Sección 07	2091.20	1.218	1.023	Inestable
Sección 09	2091.40	1.330	1.100	Riesgo
Sección 11	2091.35	1.497	1.201	Estable

ELEVACION DEL DIQUE CON BANQUETA.: Esta elevación del dique de arranque de la presa lado NORTE considera que su crecimiento desde la parte baja de la quebrada, en la zona del cause actual de la quebrada de descarga, la altura proyectada es de 15m y el talud que se recomienda para este crecimiento es de **1V : 1.5H**.

**DIQUE ZONA NORTE
(ZONA DE QUEBRADA DE DESCARGA)**

- SECCION 3A, Cota 2096.40msnm DIQUE CONFORMADO
- SECCION 4A, Cota 2096.30msnm DIQUE CONFORMADO
- SECCION 5A, Cota 2096.20msnm DIQUE CONFORMADO

ANALISIS DE RESULTADOS.

Después de los análisis de estabilidad en condición estática y pseudos estática para cada una de las 3 secciones analizadas considerando el máximo crecimiento del dique de arranque obtenido en la zona SUR, con la finalidad de ampliar la capacidad de Almacenamiento de la presa se ha podido encontrar que el dique de la presa lado NORTE NO es posible que se eleve hasta una altura promedio de 15m considerando la cota en la fecha del análisis, los factores de seguridad salen muy bajos lo que evidencia que la presa fallaría, por lo que no se podrá crecer el dique si no se considera un trabajo de mejoramiento del suelo del talud existente y un sistema de contención.

<u>ANALISIS DE ESTABILIDAD</u>	<u>COTA DEL DIQUE MAXIMO</u>	<u>Fs. Estático</u>	<u>Fs. Dinámico</u>	<u>Condición</u>
Sección 3A	2091.40	1.099	0.912	FALLA
Sección 4A	2091.30	1.034	0.853	FALLA
Sección 5A	2091.20	1.207	1.006	FALLA

De acuerdo a los resultados obtenidos se puede confirmar que los resultados son Desfavorables para el crecimiento del dique de arranque proyectado a 15m. de altura, pues las condiciones estáticas y dinámicas los factores de seguridad obtenidos están por debajo de los mínimos permisibles.

El suelo existente en la quebrada es un material de relleno inestable y con propiedades inadecuadas para servir de soporte en el crecimiento de la presa según lo proyectado.

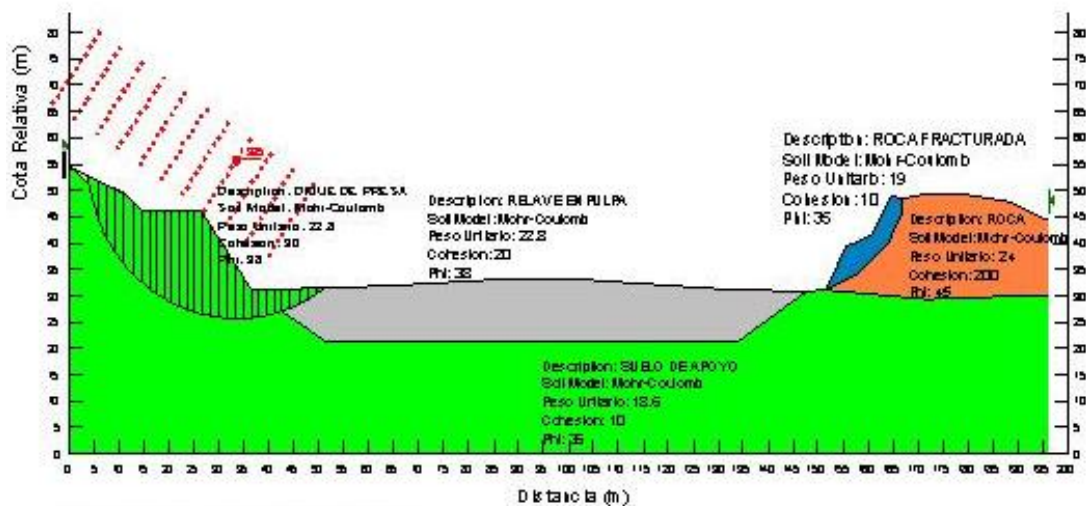
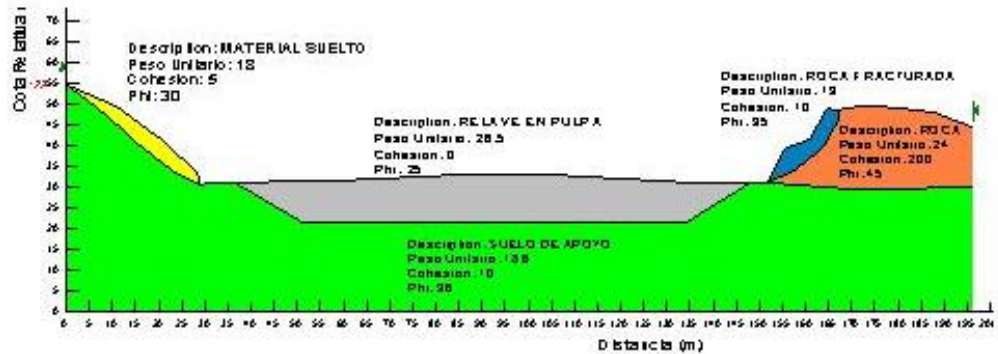
DIQUE ZONA ESTE
(ZONA TALUD DEL CERRO CAMINO DE ACCESO)

ELEVACION DEL DIQUE PEGADO AL CERRO: Esta elevación del dique de arranque de la presa lado ESTE en el sector donde se encuentra el actual camino de acceso hacia el depósito de residuos domésticos considera su crecimiento proyectando el dique actual abarcara todo el

camino de acceso y se apoyara sobre el actual talud del cerro existente con una corona tipo plataforma, la altura proyectada es de 15m y el talud que se recomienda para este crecimiento del lado de la presa de relaves es de **1V : 1.5H**.

- SECCION 1A, Cota 2096.40msnm DIQUE CONFORMADO Y APOYADO EN CERRO
- SECCION 2A, Cota 2096.30msnm DIQUE CONFORMADO Y APOYADO EN CERRO

El siguiente gráfico muestra el modelamiento utilizado con un crecimiento del dique una altura máxima de 15m. por encima de la corona actual, en la que se ha considerado que este dique será usado de forma continua como camino de acceso al depósito de residuos domésticos.



ANALISIS DE RESULTADOS.

Después de los análisis de estabilidad en condición estática y pseudos estática para cada una de las 02 secciones analizadas considerando el máximo crecimiento del dique de arranque obtenido en la zona SUR, con la finalidad de ampliar la capacidad de Almacenamiento de la presa se ha podido encontrar que el dique de la presa lado ESTE pegado al talud del cerro paralelo al camino de acceso SI es posible que se eleve hasta una altura promedio de 15m considerando la cota en la fecha del análisis, los factores de seguridad salen por encima del mínimo permisible, por lo que se podrá crecer el dique conformado con material de cantera.

<u>ANALISIS DE ESTABILIDAD</u>	COTA DEL DIQUE MAXIMO	Fs. Estático	Fs. Dinámico	Condición
Sección 1A	2091.40	2.384	1.995	NO FALLA
Sección 2A	2091.30	1.890	1.457	NO FALLA

De acuerdo a los resultados obtenidos se puede confirmar que los resultados son favorables para el crecimiento del dique de arranque proyectado a 15m. de altura, pues las condiciones estáticas y dinámicas los factores de seguridad obtenidos están por encima de los mínimos permisibles.

El suelo existente en los taludes del cerro corresponden a depósitos coluviales poco inestable, pero como el dique que se va a elevar se va a apoyar directamente sobre el talud del cerro, además el relave cuando sea depositado va a confinar el material del talud y no generará problemas de inestabilidad.

ALTERNATIVA N° 2

La segunda alternativa se plantea en iniciar el crecimiento de la presa desde la parte mas alejada posible del dique de arranque con la finalidad de ganar al máximo el espacio entre el dique de arranque y el talud hacía el depósito de residuos domésticos; teniendo en la parte inicial del pie del talud un muro de contención.

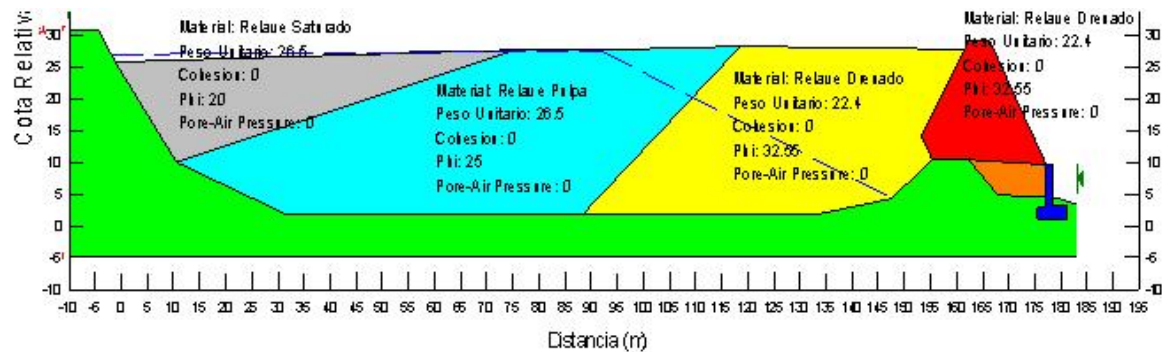
Elevación del dique con muro de contención: Esta elevación del dique de arranque de la presa lado sur considera que su crecimiento desde la parte de atrás del dique de arranque, sobre la

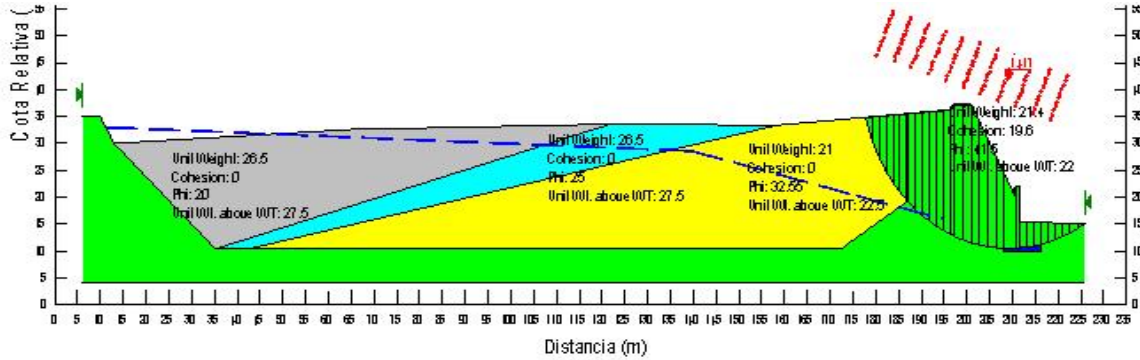
plataforma existente entre el pie del dique de la presa y el talud que se inicia en el depósito de residuos domésticos colocando un muro de contención lo que va a ayudar a la estabilización de la sobre elevación, el talud que se recomienda para este crecimiento es de **1V : 1.5H**.

DIQUE ZONA SUR (FRENTE AL DEPOSITO DE RESIDUOS DOMESTICOS)

- SECCION 03, Cota 2091.40msnm DIQUE ELEVADO CON MURO
- SECCION 05, Cota 2091.30msnm DIQUE ELEVADO CON MURO
- SECCION 07, Cota 2091.20msnm DIQUE ELEVADO CON MURO
- SECCION 09, Cota 2091.40msnm DIQUE ELEVADO CON MURO
- SECCION 11, Cota 2091.35msnm DIQUE ELEVADO CON MURO

El gráfico siguiente muestra el modelamiento utilizado con un crecimiento del dique una altura máxima de 15m por encima de la corona actual del dique de relave existente, siempre que se coloque el muro de concreto de contención en la parte baja del pie del dique de arranque, en la zona del depósito de residuos domésticos existente.





ANALISIS DE RESULTADOS.

Después de los análisis de estabilidad en condición estática y pseudos estática para cada una de las 5 secciones analizadas considerando el máximo crecimiento del dique de arranque con la finalidad de ampliar la capacidad de Almacenamiento de la presa se ha podido encontrar que el dique de la presa lado SUR si es posible que se eleva hasta una altura promedio de 15m considerando la cota en la fecha del análisis, es decir a partir de 2076.30msnm hasta alcanzar la cota promedio de 2091.20msnm.

ANALISIS DE ESTABILIDAD	COTA DEL DIQUE DE RELAVE MAXIMO	Fs. Estático	Fs. Dinámico	Condición
Sección 03	2091.40	1.742	1.417	ESTABLE
Sección 05	2091.30	1.537	1.438	ESTABLE
Sección 07	2091.20	1.711	1.512	ESTABLE
Sección 09	2091.40	1.983	1.635	ESTABLE
Sección 11	2091.35	1.878	1.703	ESTABLE

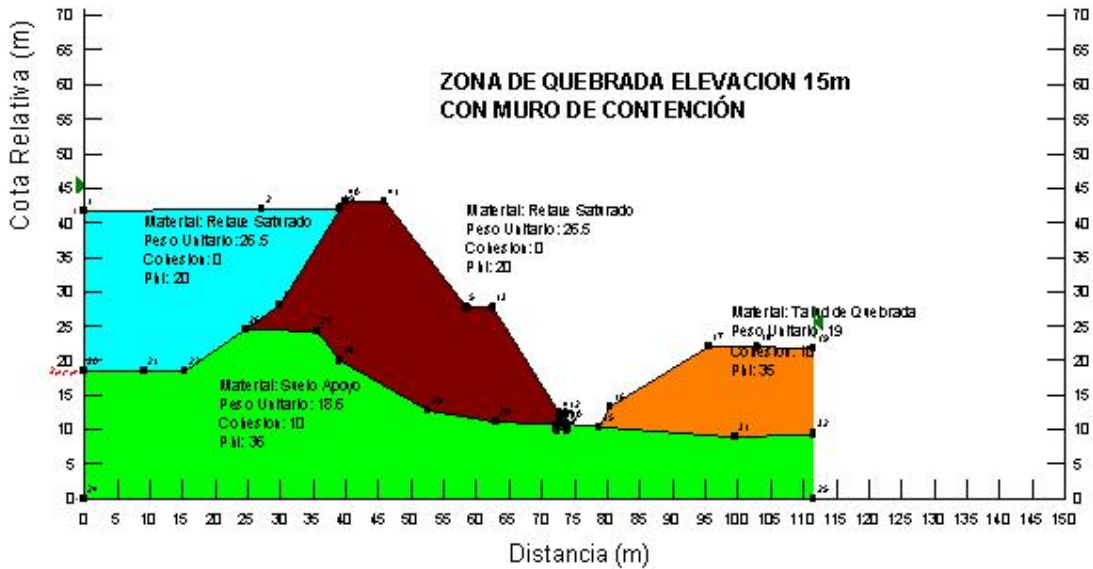
De acuerdo a los resultados obtenidos se puede confirmar que los resultados son favorables para el crecimiento del dique de arranque considerando que se debe construirán dique de concreto que servirá de soporte y contención, pues las condiciones estáticas y dinámicas los factores de seguridad obtenidos están por encima de los mínimos permisibles.

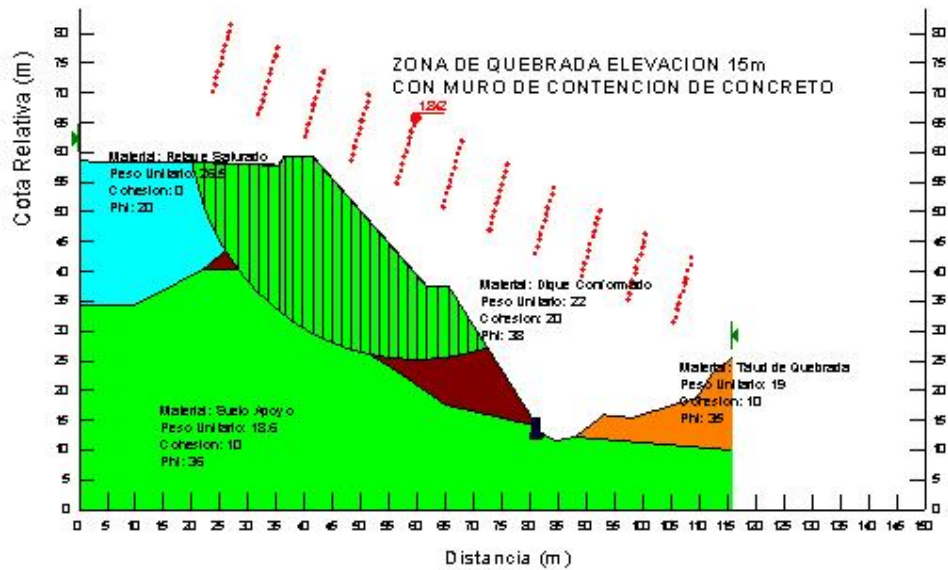
ELEVACION DEL DIQUE CON BANQUETA Y CON MURO DE CONTENCIÓN: Esta elevación del dique de arranque de la presa lado NORTE considera que su crecimiento desde la parte baja de la quebrada, en la que se debe colocar un muro de contención de concreto en la zona del cause actual de la quebrada de descarga, la altura proyectada es de 15m y el talud que se recomienda para este crecimiento es de **1V : 1.5H**.

**DIQUE ZONA NORTE
(ZONA DE QUEBRADA DE DESCARGA)**

- SECCION 3A, Cota 2096.40msnm DIQUE CONFORMADO
- SECCION 4A, Cota 2096.30msnm DIQUE CONFORMADO
- SECCION 5A, Cota 2096.20msnm DIQUE CONFORMADO

El siguiente gráfico muestra el modelamiento utilizado con un crecimiento del dique una altura máxima de 15m por encima de la corona actual, en la que se ha considerado hacer banquetas a media altura para disminuir el riesgo de falla y la construcción de un muro de contención.





ANALISIS DE RESULTADOS.

Después de los análisis de estabilidad en condición estática y pseudos estática para cada una de las 03 secciones analizadas considerando el máximo crecimiento del dique de arranque obtenido en la zona SUR, con la finalidad de ampliar la capacidad de Almacenamiento de la presa se ha podido encontrar que el dique de la presa lado NORTE si es posible que se eleve hasta una altura promedio de 15m considerando la cota en la fecha del análisis, los factores de seguridad salen por encima de los mínimos permisibles, por lo que se podrá crecer el dique siempre que este se reconforme nuevamente y se coloque un muro de contención en el pie del dique.

ANALISIS DE ESTABILIDAD	COTA DEL DIQUE MAXIMO	Fs. Estático	Fs. Dinámico	Condición
Sección 3A	2091.40	1.842	1.783	NO FALLA
Sección 4A	2091.30	1.893	1.646	NO FALLA
Sección 5A	2091.20	1.688	1.517	NO FALLA

De acuerdo a los resultados obtenidos se puede confirmar que los resultados son favorables para el crecimiento del dique de arranque proyectado a 15m. de altura, pues las condiciones estáticas y dinámicas los factores de seguridad obtenidos están por encima de los mínimos permisibles.

El suelo existente en la quebrada es un material de relleno inestable y con propiedades inadecuadas para servir de soporte en el crecimiento de la presa según lo proyectado, por lo que deberá ser retirado y conformado nuevamente en capas compactadas.

La elevación del dique hacia la zona este y oeste de la presa no varía con relación a la primera alternativa porque no es necesario colocar ningún refuerzo en la parte inferior al nuevo talud a proyectarse ya que en estas zonas se ubican dos cerros los cuales le dan una estabilidad aceptable al nuevo dique

ZONA NORTE

Teniendo en consideración lo antes mencionado se han evaluado para las 07 secciones longitudinales y 05 secciones transversales la estabilidad Estática y Dinámica para la máxima sobre elevación encontrada:

ALTERNATIVA N° 1

ELEVACION MÁXIMA SECCION TRANSVERSAL: Esta elevación del dique de arranque de la presa zona Norte considera que su crecimiento desde la parte baja del dique con una banquetta continuando con un el talud externo, la altura proyectada es de 20m y el talud que se asignado para este crecimiento es de **1.5V : 1H**.

Las secciones correspondientes con sus respectivas cotas del dique de relave se muestran en el siguiente resumen:

DIQUE LATERAL

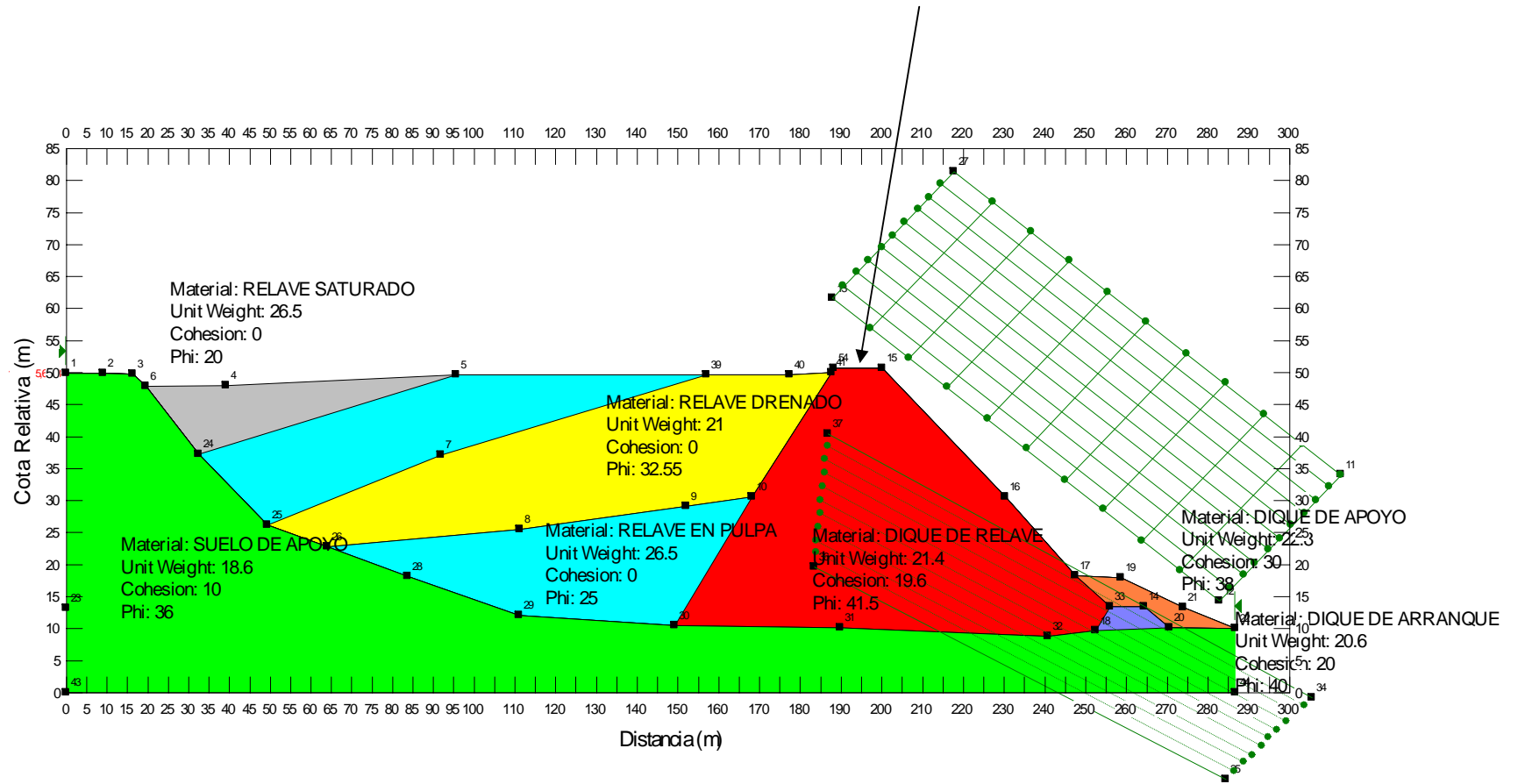
- Sección Corte 3-3
cota actual 2332.40msnm;
cota final 2352.40msnm
- Sección Corte 5-5
cota actual 2332.30msnm;
cota final 2352.30msnm
- Sección Corte 7-7
cota actual 2332.20msnm;
cota final 2352.20msnm
- Sección Corte 9-9
cota actual 2332.40msnm;
cota final 2352.40msnm

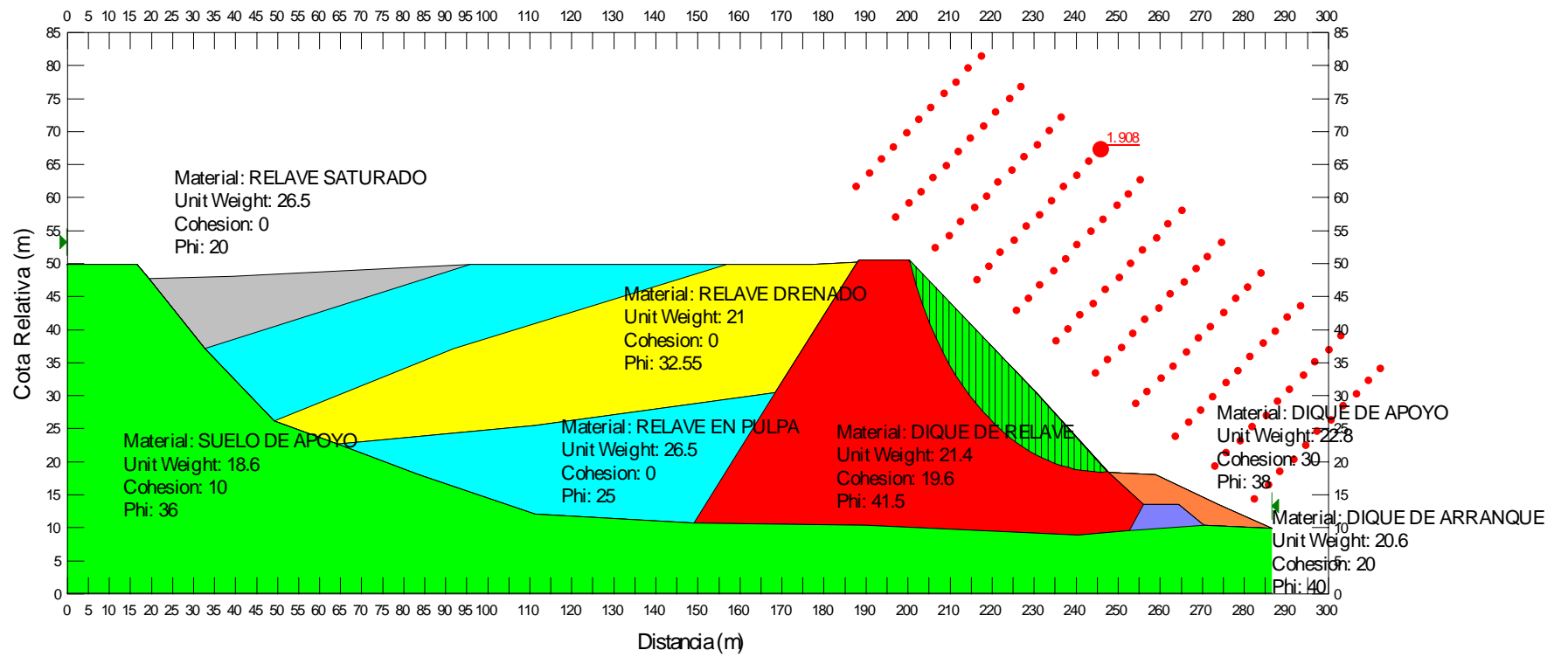
El siguiente gráfico muestra el modelamiento final de la sección analizada considerando los parámetros geotécnicos de los suelos más representativos.

<u>ANÁLISIS DE ESTABILIDAD</u>	COTA DEL DIQUE DE RELAVE	Fs. Estático	Fs. Dinámico	Condición
Sección 3-3	2352.40	1.908	1.484	NO FALLA
Sección 5-5	2352.30	2.040	1.587	NO FALLA
Sección 7-7	2352.20	2.003	1.556	NO FALLA
Sección 9-9	2352.40	1.950	1.510	NO FALLA

De acuerdo a los resultados obtenidos se puede observar que después de haber realizado los modelamientos para diferentes situaciones de elevación de la presa se llega a la altura máxima proyectada del dique en la sección transversal, donde se puede garantizar que la sobre elevación se muestra estable, siempre que se construya siguiendo los procedimientos de geometría de la elevación es decir talud externo 1V : 1.5H y talud interno de 1V : 1H, además que el relave depositado tenga un drenaje permanente para disminuir el riesgo de licuación y empujes hidrostáticos que pueden desestabilizar a la presa.

cota Final 2352.40msnm





ALTERNATIVA N° 2

ELEVACIÓN MAXIMA SECCION LONGITUDINAL: Este modelamiento evalúa las condiciones finales en que se ha proyectado la presa donde se ha obtenido una máxima elevación de 20m, a partir de la corona del dique de relave actual que forma parte del dique intermedio, cuya cota en el momento de del levantamiento topográfico en la fecha en que se efectuó los trabajos de campo correspondiente a la primera semana de marzo del presente, (2333.50msnm) y la nueva cota final de la elevación es de 2354.11msnm considerando un talud externo de **1V : 2H** y un talud interno de **1V : 1H** con lo cual se ha determinado la condición de estabilidad a la fecha.

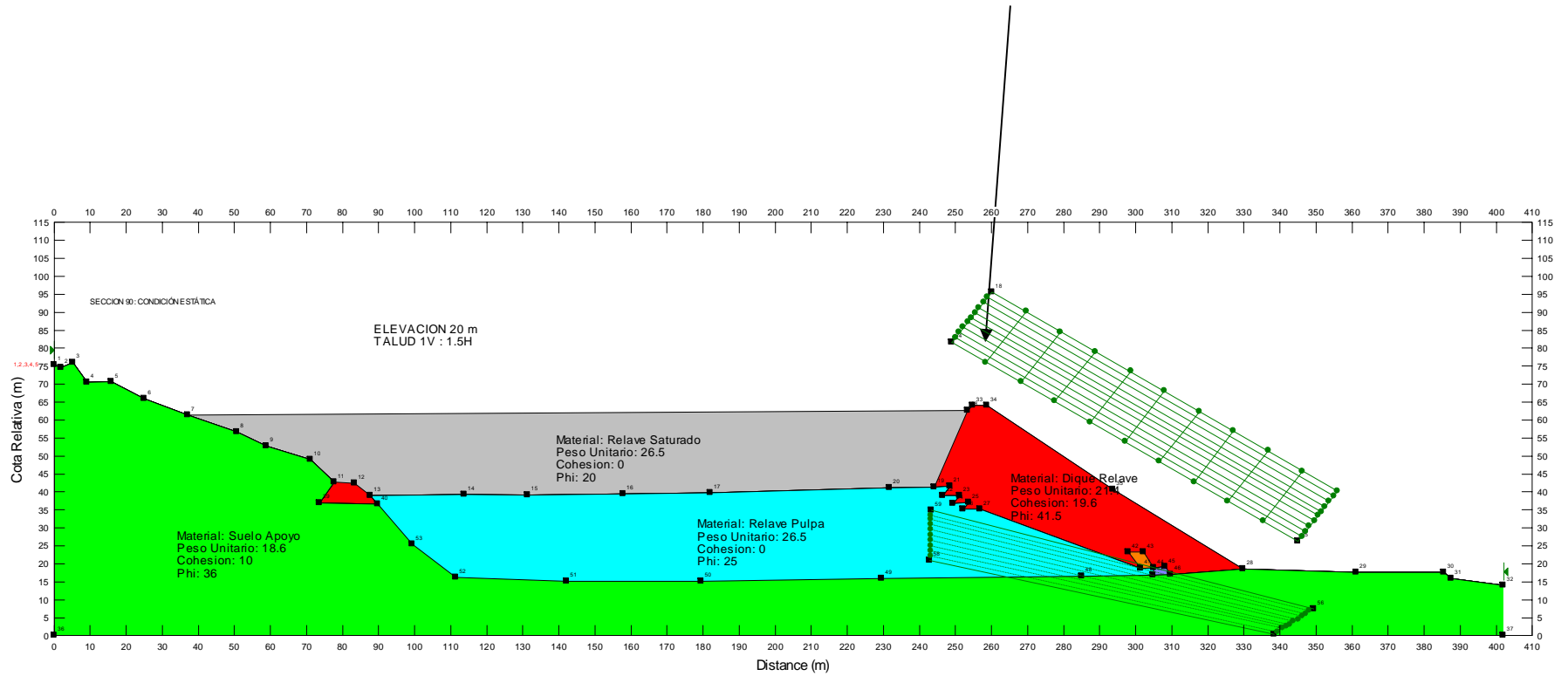
Las secciones longitudinales correspondientes con sus respectivas cotas del dique de relave que se viene conformando se muestran en el siguiente resumen:

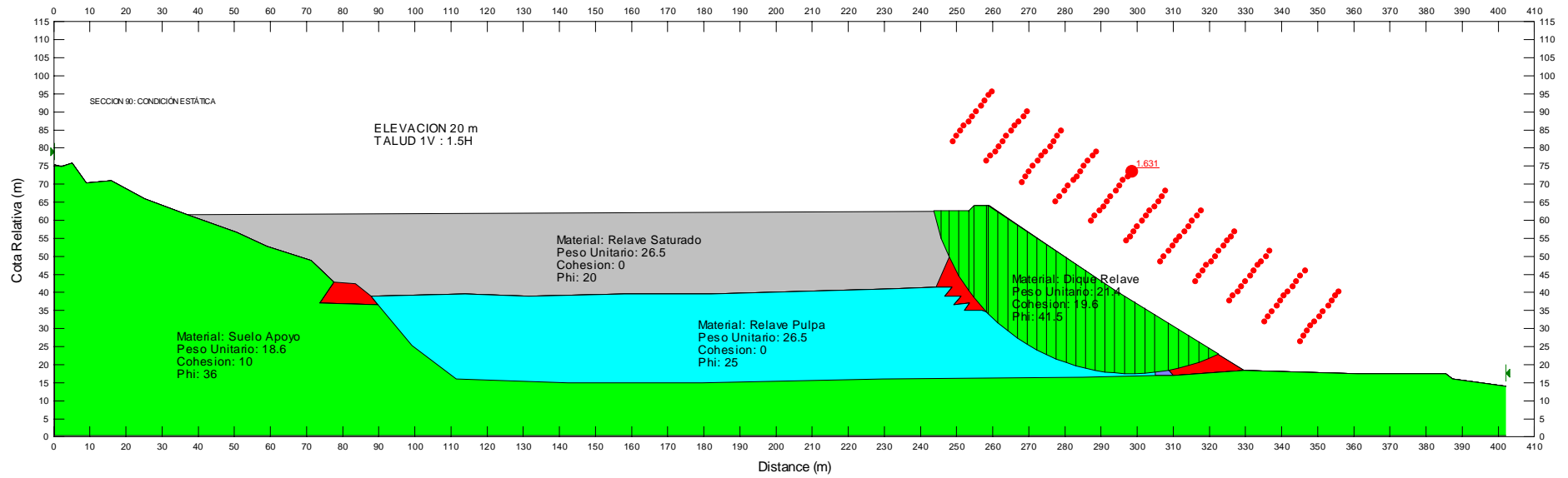
DIQUE FRONTAL

- Sección Corte 90
cota actual 2333.58msnm; cota final 2354.11msnm
- Sección Corte 120
cota actual 2333.64msnm; cota final 2354.11msnm
- Sección Corte 150
cota actual 2333.29msnm; cota final 2354.11msnm
- Sección Corte 170
cota actual 2332.99msnm; cota final 2354.11msnm
- Sección Corte 190
cota actual 2332.52msnm; cota final 2354.11msnm
- Sección Corte 220
cota actual 2333.50msnm; cota final 2354.11msnm
- Sección Corte 270
cota actual 2333.50msnm; cota final 2354.11msnm

El siguiente gráfico muestra el modelamiento final de la sección analizada considerando los parámetros geotécnicos de los suelos más representativos. Los demás modelamientos y evaluaciones de las alternativas en el anexo....

cota Final 2354.11msnm





La siguiente tabla muestra los resultados de los análisis de estabilidad utilizando el Geo Slope para las condiciones estáticas y dinámicas en las secciones longitudinales.

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD	COTA DEL DIQUE DE RELAVE	Fs. Estático	Fs. Dinámico	Condición
Sección 0+090	2354.11	1.648	1.353	NO FALLA
Sección 0+120	2354.11	1.537	1.247	NO FALLA
Sección 0+150	2354.11	1.611	1.279	NO FALLA
Sección 0+170	2354.11	1.693	1.369	NO FALLA
Sección 0+190	2354.11	1.557	1.334	NO FALLA
Sección 0+220	2354.11	1.928	1.518	NO FALLA
Sección 0+270	2354.11	1.533	1.181	NO FALLA

En el cuadro se aprecia la sobre elevación de la presa NORTE mediante la segunda alternativa de solución, teniendo como elevación máxima la cota de 2354.11msnm. En todos los modelamientos el factor de seguridad alcanzado esta por encima del permitido, lo cual nos da la seguridad de que la estructura elevada no va sufrir ningún tipo de falla evitando cualquier eventualidad a futuro.

ELEVACIÓN MAXIMA SECCION TRANSVERSAL: Este modelamiento evalúa las condiciones finales en que se ha proyectado la presa donde se ha obtenido una máxima elevación de 20m, a partir de la corona del dique de relave actual que forma parte del dique intermedio, cuya cota en el momento del levantamiento topográfico en la fecha en que se efectuaron los trabajos de campo correspondiente a la primera semana de marzo del año 2007, (2333.50msnm) y la nueva cota final de la elevación es de 2354.11msnm considerando un talud externo de 1V : 2H y un talud interno de 1V : 1H con lo cual se ha determinado la condición de estabilidad a la fecha.

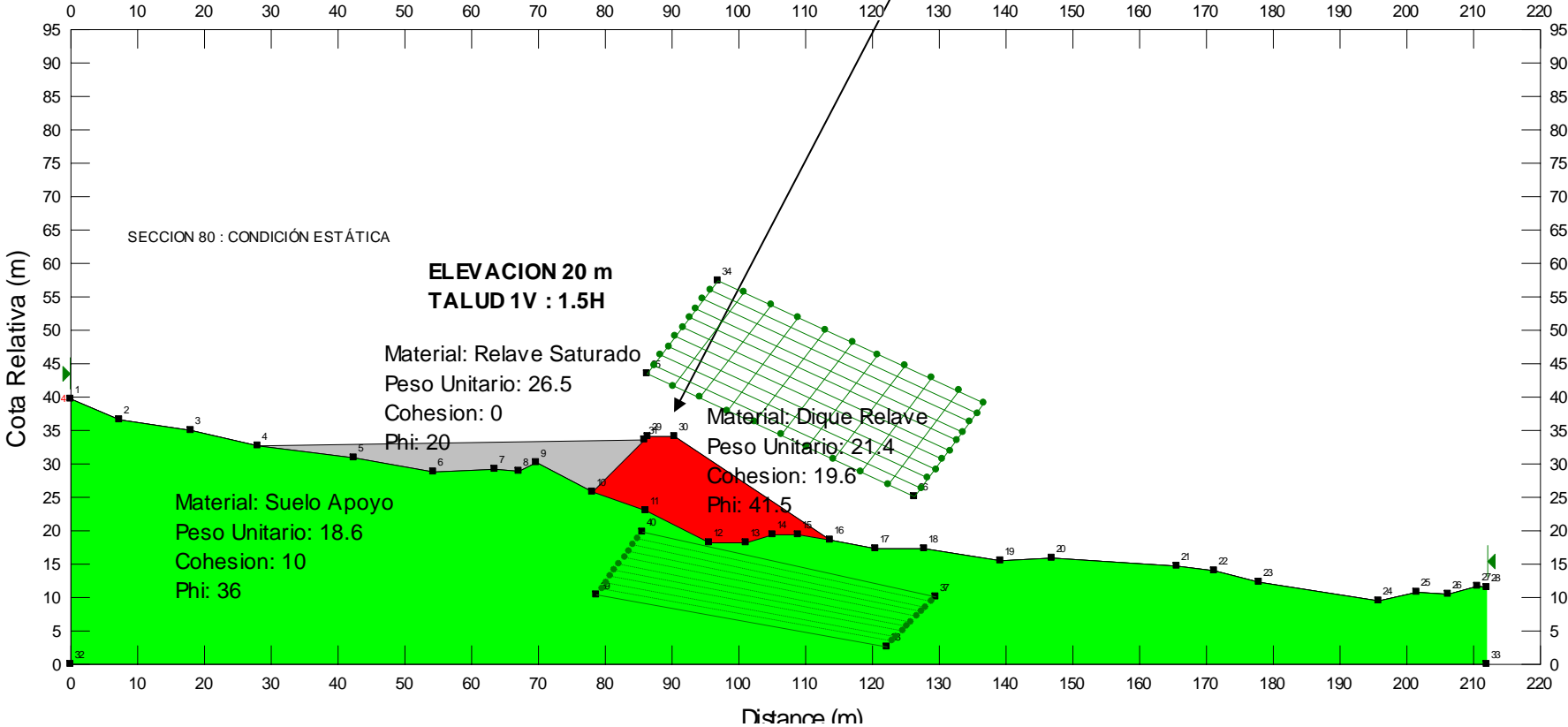
Las secciones transversales correspondientes con sus respectivas cotas del dique de relave que se viene conformando se muestran en el siguiente resumen:

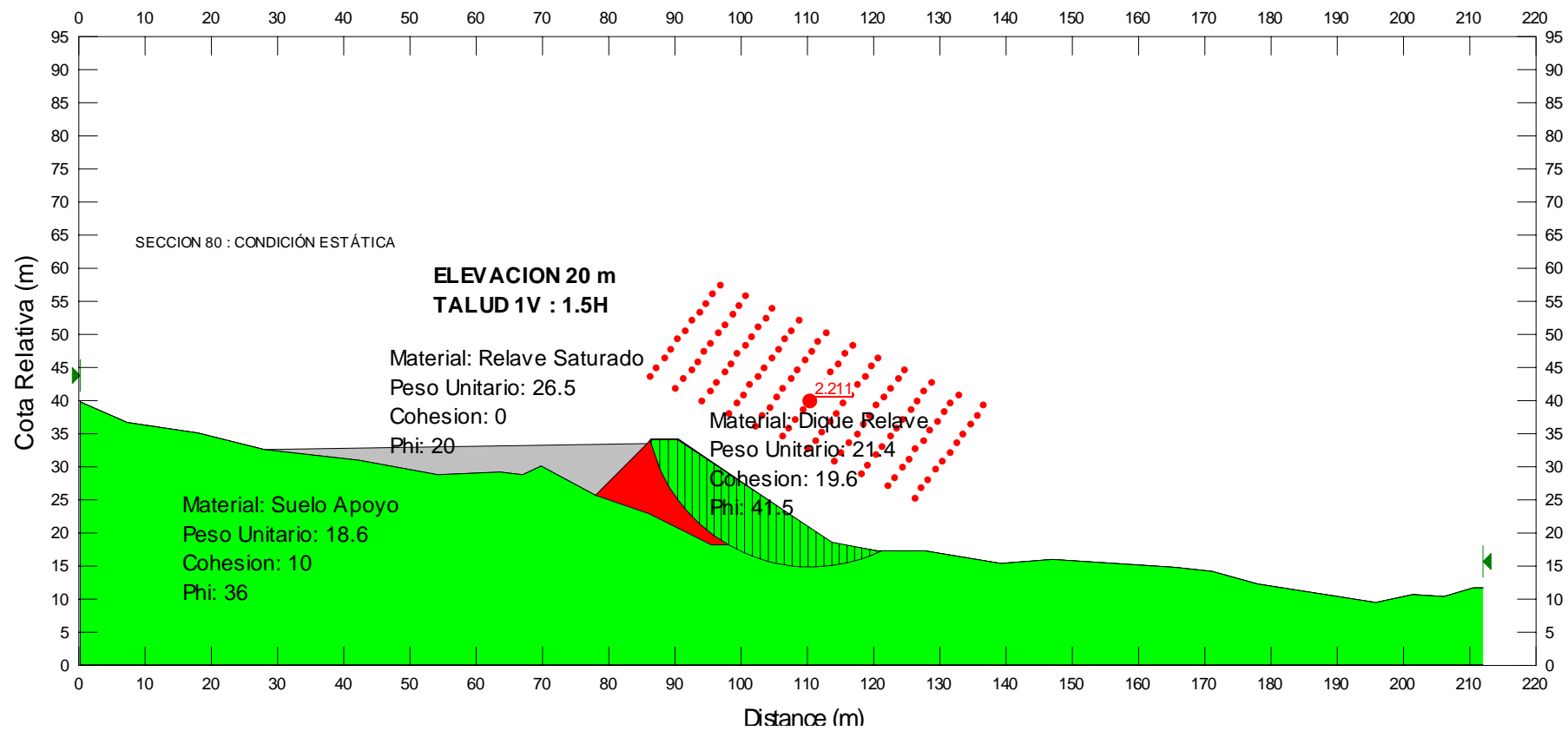
DIQUE LATERAL

- Sección Corte 80 cota actual
2331.50msnm; cota final 2354.11msnm
- Sección Corte 120 cota
actual 2330.93msnm; cota final 2354.11msnm
- Sección Corte 160 cota
actual 2331.57msnm; cota final 2354.11msnm
- Sección Corte 180 cota
actual 2330.42msnm; cota final 2354.11msnm
- Sección Corte 220 cota
actual 2331.50msnm; cota final 2354.11msnm

El siguiente gráfico muestra el modelamiento final de la sección analizada considerando los parámetros geotécnicos de los suelos más representativos.

cota Final 2354.11msnm





La siguiente tabla muestra los resultados de los análisis de estabilidad utilizando el Geo Slope para las condiciones estáticas y dinámicas en las secciones transversales.

<u>ANÁLISIS DE ESTABILIDAD</u>	<u>COTA DEL DIQUE DE RELAVE</u>	<u>Fs. Estático</u>	<u>Fs. Dinámico</u>	<u>Condición</u>
Sección 0+080	2354.11	2.212	1.650	NO FALLA
Sección 0+120	2354.11	1.832	1.445	NO FALLA
Sección 0+160	2354.11	1.695	1.333	NO FALLA
Sección 0+180	2354.11	1.636	1.264	NO FALLA
Sección 0+220	2354.11	1.579	1.219	NO FALLA

En el mencionado cuadro se dan los resultados del seccionamiento transversal donde se aprecia los modelos aplicados mediante el programa Geo Slope V5.1, los cuales cumplen con los parámetros de seguridad mínimos dando la garantía necesaria de ocurrencia de alguna anomalía o falla dentro del dique de relave que se conformara con material de relave y la estructura en general que conforma la presa.

7.5. VOLUMEN FINAL DE ALMACENAMIENTO PROYECYADO

EL PLATANAL

De acuerdo a los análisis de estabilidad estáticos y dinámicos efectuados para un mayor volumen de almacenamiento del relave dentro de la presa, considerando la máxima elevación del dique de relave cuya altura promedio es de 15m hasta alcanzar la cota 2091.30 msnm aproximadamente.

Para los análisis de las 10 secciones modeladas en los cuatro diques a elevar, considerando la máxima elevación del dique de arranque obtenida 15m., para factores de seguridad permisibles que garanticen la estabilidad para la elevación máxima, con características del dique de relave que se quiere

conformar iguales a las que se han colocado en el lado sur, es decir material drenado que al perder humedad con los días adquiere una elevada resistencia y mejora su estabilidad.

CALCULO DEL VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO DE LA PRESA

	AREA	DISTANCIA	VOLUMEN
3--3	2582.518	20	25825.18
5--5	2481.577	20	50640.95
7--7	1682.552	20	41641.29
9--9	1585.397	20	32679.49
11--11	1408.588	20	29939.85
		TOTAL	180726.76

Considerando esta nueva altura a proyectar de 15m. como máximo del dique a crecer se puede acumular un aproximado de 180726.76m³ de relave dentro de la poza adicionales a los proyectados, considerando el Peso específico del Relave en pulpa depositado como 2.40 ton/m³

Tendremos un peso para el nuevo volumen a almacenar de relave en pulpa para la sobre elevación de la presa de 15m igual a $2.40 \times 180726.76 = 433744.224$ ton.

Considerando una descarga de relave en pulpa diaria promedio igual a 300 ton al día, el tiempo adicional de almacenamiento para la máxima sobre elevación de la presa de relaves propuesto es de $433744.224/300 = 1445.81$ días (46.64 meses)

Depósito de Relaves	TIEMPO DE ALMACENAMIENTO
ELEVACIÓN DE DIQUE 15m. CON MATERIAL DE CANTERA COMPACTADO Y RELAVE DRENADO	3.9 años

ZONA NORTE

De acuerdo a los resultados obtenidos en donde se puede aumentar la presa en una elevación máxima de 20m desde la cota actual del dique de relave 2333.6msnm hasta la cota final de 2354.11msnm en promedio se ha podido calcular el volumen máximo de almacenamiento que se puede disponer en la presa una vez concluida su construcción.

CALCULO DEL VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO DE LA PRESA

	LONGITUD (m)	AREA (m ²)	VOLUMEN (m ³)
0+090	20	3982.53	39825.3
0+120	30	3857.14	117595.05
0+150	30	3600.66	111867.0
0+170	20	3039.23	66398.9
0+190	20	2772.83	58120.6

0+220	30	1835.54	69125.55
0+270	50	43.34	46972
TOTAL			509904.4 m3

El Peso específico del Relave es considerado como 2.40 ton/m³

Tendremos un peso en volumen almacenado de relave en pulpa para la propuesta de sobre elevación de la presa de relaves igual a $2.40 \times 509904.40 = 1223.770.56$ ton.

La cantidad de descarga de relave en pulpa es igual a 3000 ton al día, concluyendo que el tiempo de vida de almacenamiento de la sobre elevación de la presa de relaves propuesto es de $1223770.56/3000 = 408$ días calendario lo que equivale a 13.2 meses.

Depósito de Relaves	TIEMPO DE ALMACENAMIENTO
ELEVACIÓN DE DIQUE 20m. CON MATERIAL DE RELAVE DRENADO	1.10 años

7.6. CALCULO DE LICUEFACCIÓN DE SUELOS

El fenómeno de licuación de suelos consiste en la pérdida acelerada de la capacidad por corte de un suelo de manera temporal o definitiva, comportándose el depósito de suelos como un líquido.

El equilibrio estático es alterado por la aplicación de acciones estáticas o dinámicas, en suelos con una reducida resistencia residual. Las acciones externas derivan en un proceso de crecimiento de las presiones de poros, sin posibilidad de disipación rápida en función del tiempo de carga.

Este fenómeno es ocasionado por fuerzas cíclicas que actúan en suelos bajo condiciones estáticas inferiores a la condición residual, tal como muchas fuerzas de sismo.

Las deformaciones se desarrollan en forma incremental durante el período de acción de la sollicitación dinámica.

Su incidencia ha sido observada con mayor frecuencia en suelos esencialmente arenosos y limo-arenosos, que evidencian existencia de niveles freáticos. El riesgo de licuación crece en función de la compacidad y permeabilidad de la arena, la existencia de agua y la magnitud y duración del sismo. Asimismo una arena mal graduada (SP) es más susceptible a licuaciones que una arena bien graduada (SW). Igualmente menores distancias entre el N.F a la superficie del terreno aumentarán el riesgo de licuación. De la permeabilidad se puede decir que cuanto más permeable sea el depósito, menor riesgo de licuación existirá. Finalmente, sismos más prolongados obviamente aumentarán el potencial de licuación.

ESTIMACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN DE SUELOS

Para el análisis del potencial de Licuación se ha utilizado el Método de Seed and Idriss (1971) que evalúa el riesgo de licuación de un suelo arenoso en condición saturada ante una sollicitación ó evento sísmico, calculándose el F.L. que corresponde a la relación entre los esfuerzos cíclicos inducidos por un sismo entre los esfuerzos que necesita el suelo para que se produzca la licuación, cuya formulación es la siguiente:

$$FL = \frac{\left(\frac{\tau_d}{\sigma'_v} \right)}{\left(\frac{\tau_d}{\sigma'_v} \right)}$$

Donde:

$$\frac{\tau_d}{\sigma'_d} = 0.65 \frac{a_{\max}}{g} \cdot \frac{\sigma'_v}{\sigma'_v} \cdot r_d$$

r_d : $1-0.015z$ (m)

z : distancia a partir del nivel del terreno al punto evaluado

DEPOSITO EL PLATANAL

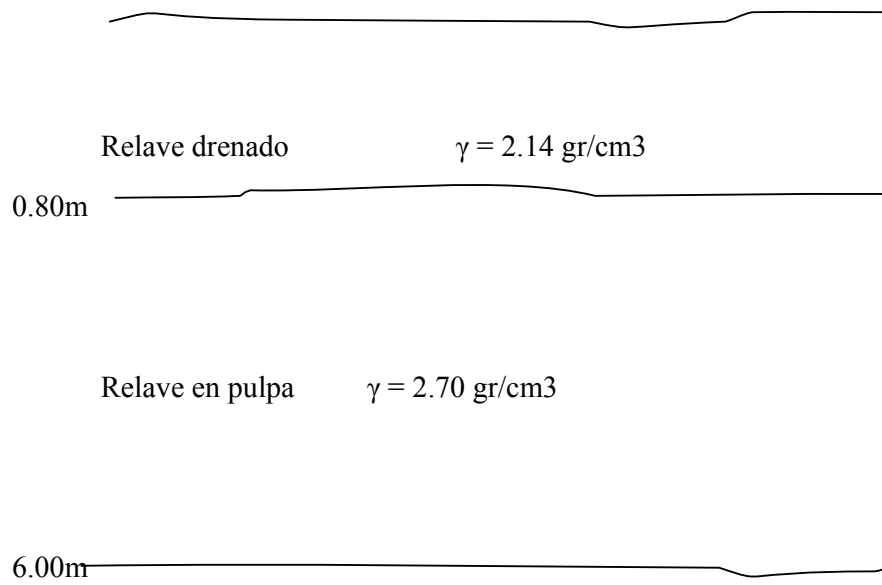
Con los resultados obtenidos para cada ensayo SPT en la profundidad explorada se ha evaluado el potencial de licuación, aplicando el método de Seed and Idriss encontrándose que para las condiciones del lugar, en los ensayos SPT-05, SPT-06, SPT-07 y SPT-09 que se encuentran frente al dique de relaves no existe riesgo de licuefacción.

Para el caso del material depositado que corresponde a un relave fino, que ingresa con alto contenido de humedad y que va disminuyendo de acuerdo al sistema de drenaje existente dentro de la presa, se ha modelado la condición más desfavorable es decir considerando que el relave se encuentra en estado saturado, con una densidad media 2.14gr/cm^3 para la parte superficial y 2.70 gr/cm^3 para la parte profunda, el elevado porcentaje de finos superior a 35% lo caracteriza como un suelo poco susceptible a licuar, sin embargo se hace necesario evaluar el potencial de licuación de estos suelos, utilizando los valores N campo y corregidos para cada ensayo SPT realizado dentro del depósito de relaves.

Para el análisis de licuación de la zona en estudio (material de relave dentro de la presa) se ha considerado el perfil estratigráfico típico de la zona explorada, con los valores de resistencia del suelo obtenidos con el ensayo SPT y mediante ensayos de corte directo ensayados, además de la densidad de cada estrato y la profundidad del nivel freático a 0.80m. del nivel del relave actual.

Los parámetros dinámicos han considerado un sismo de magnitud 7.5 y aceleración máxima del terreno de 0.15g que fueron obtenidos del mapa de isoaceleraciones para un periodo de retorno de 50 años propuesto por Castillo en 1991.

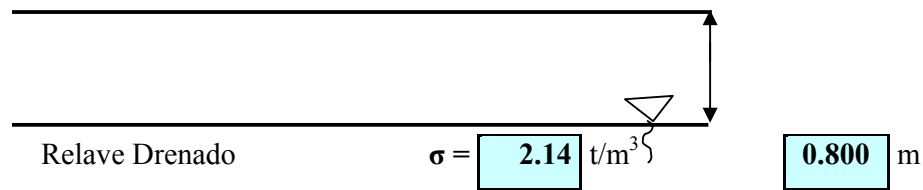
El perfil estratigráfico siguiente muestra las condiciones para las que se han evaluado la licuación del suelo considerando las características del relave depositado y análisis de campo y laboratorio realizado, las tablas siguientes muestran la evaluación del potencial de licuefacción con la profundidad donde se han podido obtener el FL en cada uno de los ensayos SPT realizados, para todos los casos se han obtenido factores de licuefacción superiores a 1.00 lo que indica que no existe riesgo de licuefacción para las condiciones actuales en la poza de relaves el platanal.



A continuación se muestran las tablas del análisis de licuefacción realizado en el depósito de relave El Platanal:

CALCULO DEL FACTOR DE LICUEFACCIÓN

$$a_{\max} = \boxed{0.15} \text{ g}$$



SPT - 05												
Profundidad	N	% Finos	N₇₀	N₆₀	ζ_1/σ'	σ_v	μ	σ_v'	r_d	ζ_d/σ'	FL	Comentario
0.45	2	41.11	1.54	1.32	0.180	0.96	0.00	0.96	0.99	0.097	1.859	No Licua
0.90	2	41.11	1.54	1.32	0.180	1.98	0.10	1.88	0.99	0.101	1.777	No Licua

1.50	11	36.55	8.49	7.28	0.180	3.60	0.70	2.90	0.98	0.118	1.522	No Licua
2.25	9	36.55	6.94	5.95	0.190	5.63	1.45	4.18	0.97	0.127	1.497	No Licua
3.00	11	36.55	8.49	7.28	0.180	7.65	2.20	5.45	0.96	0.131	1.377	No Licua
3.45	18	36.55	13.89	11.91	0.210	8.87	2.65	6.22	0.95	0.132	1.593	No Licua

Se debe considerar que en las zonas que no existen poro presiones no hay problema de licuefacción, los cálculos solo se deben realizar a partir del nivel freático.

SPT - 06												
Profundidad	N	% Finos	N₇₀	N₆₀	ζ_1/σ'	σ_v	μ	σ_v'	r_d	ζ_d/σ'	FL	Comentario
0.30	3	40.27	2.57	2.203	0.190	0.64	0.00	0.64	1.00	0.097	1.958	No Licua
1.20	2	46.93	1.71	1.466	0.185	2.79	0.40	2.39	0.98	0.112	1.655	No Licua
1.70	2	46.93	1.71	1.466	0.185	4.14	0.90	3.24	0.97	0.121	1.524	No Licua
2.15	2	46.93	1.71	1.466	0.185	5.36	1.35	4.01	0.97	0.126	1.467	No Licua
2.60	2	46.93	1.71	1.466	0.185	6.57	1.80	4.77	0.96	0.129	1.434	No Licua
3.15	6	46.93	5.14	4.406	0.197	8.06	2.35	5.71	0.95	0.131	1.502	No Licua
3.60	10	46.93	8.57	7.346	0.205	9.27	2.80	6.47	0.95	0.132	1.55	No Licua

4.00	14	46.93	13.60	11.657	0.210	10.35	3.20	7.15	0.94	0.133	1.58	No Licua
4.45	4	46.93	3.89	3.334	0.195	11.57	3.65	7.92	0.93	0.133	1.47	No Licua
4.90	11	46.93	10.69	9.163	0.250	12.78	4.10	8.68	0.93	0.133	1.88	No Licua
5.35	8	46.93	7.77	6.660	0.200	14.00	4.55	9.45	0.92	0.133	1.51	No Licua

Se debe considerar que en las zonas que no existen poro presiones no hay problema de licuefacción, los cálculos solo se deben realizar a partir del nivel freático.

SPT - 07												
Profundidad	N	% Finos	N₇₀	N₆₀	ζ_1/σ'	σ_v	μ	σ_v'	r_d	ζ_d/σ'	FL	Comentario
0.45	5	34.92	4.29	3.677	0.100	0.96	0.00	0.96	0.99	0.097	1.033	No Licua
1.45	3	44.21	2.57	2.203	0.170	3.47	0.65	2.82	0.98	0.117	1.448	No Licua
2.00	2	44.21	1.71	1.466	0.160	4.95	1.20	3.75	0.97	0.125	1.282	No Licua
2.45	3	44.21	2.57	2.203	0.170	6.17	1.65	4.52	0.96	0.128	1.326	No Licua

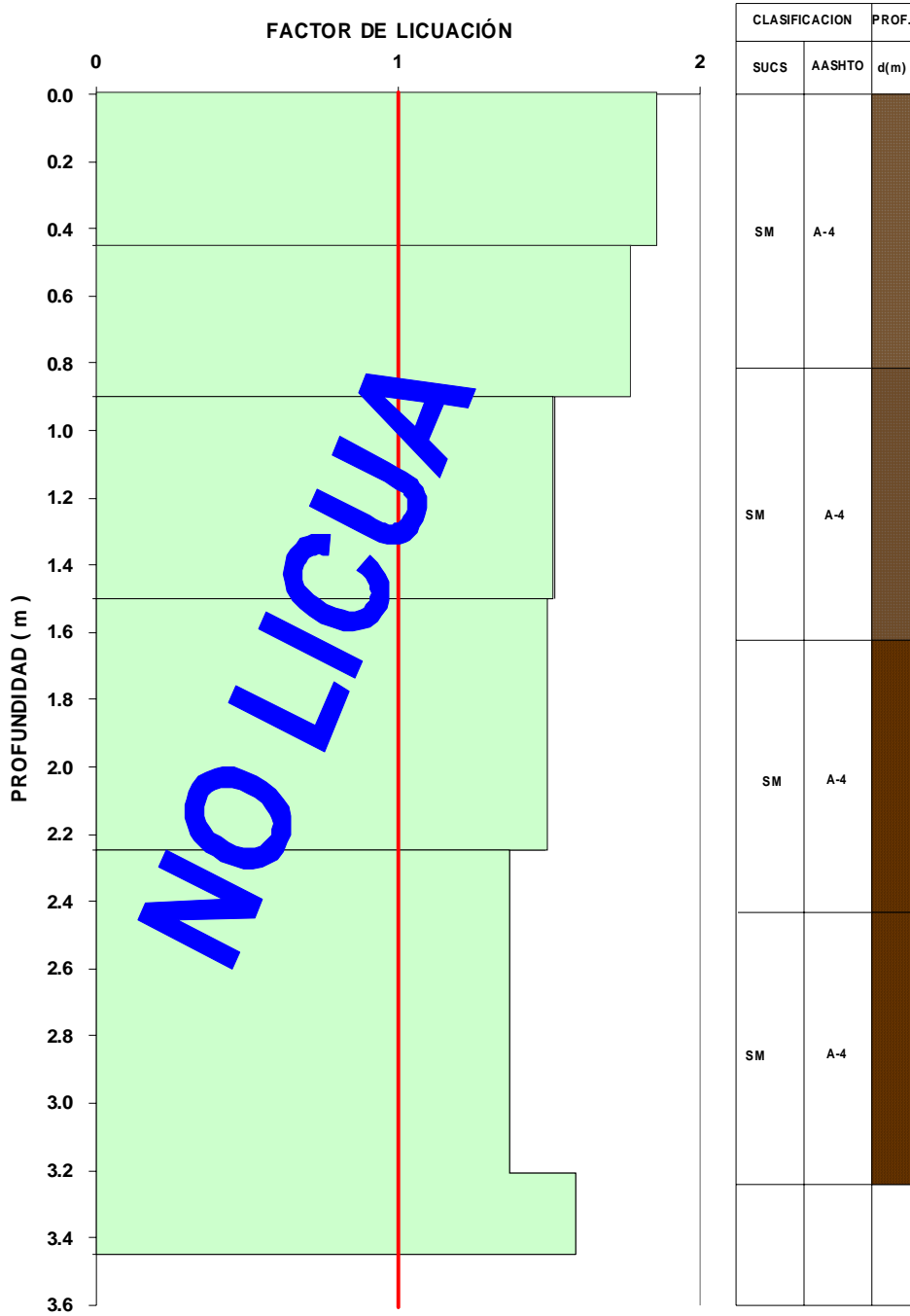
2.90	2	44.21	1.71	1.466	0.160	7.38	2.10	5.28	0.96	0.130	1.228	No Licua
3.35	2	44.21	1.71	1.466	0.160	8.60	2.55	6.05	0.95	0.132	1.215	No Licua
3.80	2	44.21	1.71	1.466	0.160	9.81	3.00	6.81	0.94	0.132	1.21	No Licua
4.25	2	44.21	1.94	1.663	0.162	11.03	3.45	7.58	0.94	0.133	1.22	No Licua
4.70	4	44.21	3.89	3.334	0.198	12.24	3.90	8.34	0.93	0.133	1.49	No Licua
5.45	7	44.21	6.80	5.829	0.220	14.27	4.65	9.62	0.92	0.133	1.66	No Licua
5.90	10	44.21	9.72	8.331	0.250	15.48	5.10	10.38	0.91	0.133	1.89	No Licua

Se debe considerar que en las zonas que no existen poro presiones no hay problema de licuefacción, los cálculos solo se deben realizar a partir del nivel freático.

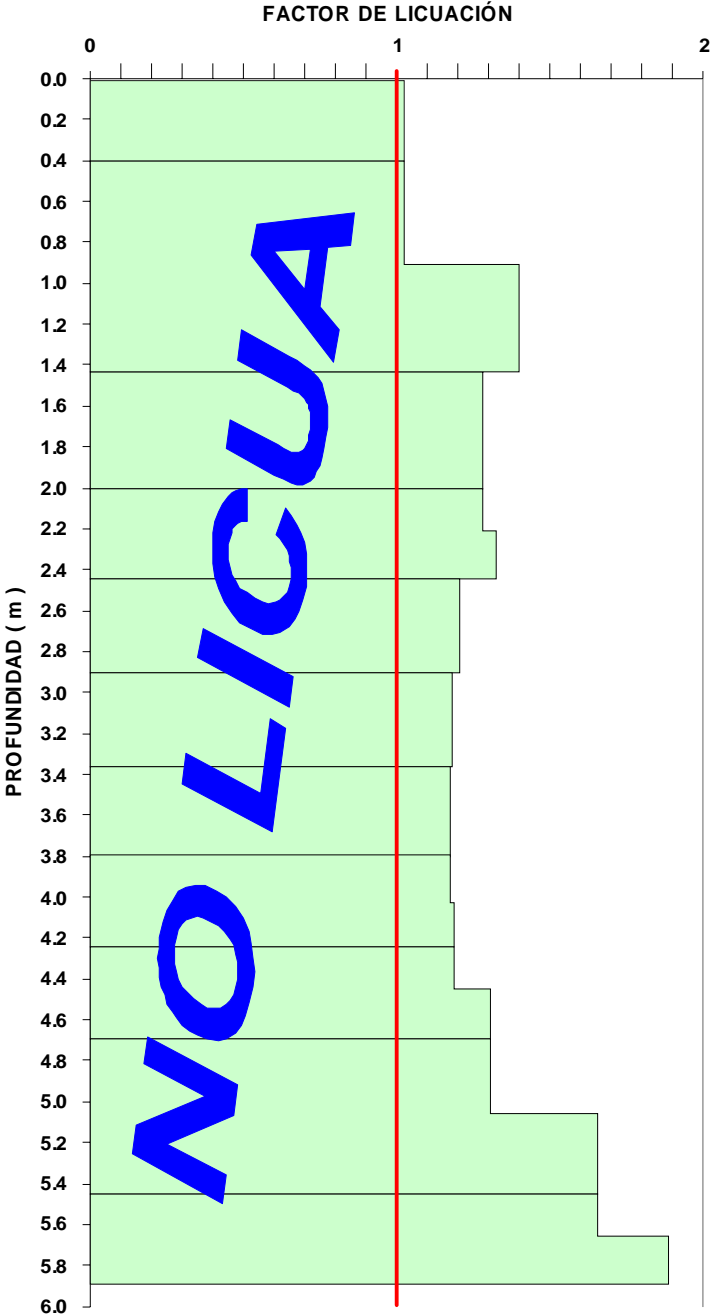
SPT - 09												
Profundidad	N	% Finos	N ₇₀	N ₆₀	ζ_1/σ'	σ_v	μ	σ_v'	r _d	ζ_d/σ'	FL	Comentario
0.60	9	38.39	7.72	6.617	0.150	1.28	0.00	1.28	0.99	0.097	1.552	No Licua
1.45	3	43.44	2.57	2.203	0.170	3.47	0.65	2.82	0.98	0.117	1.448	No Licua
1.90	2	43.44	1.71	1.466	0.160	4.68	1.10	3.58	0.97	0.124	1.292	No Licua
2.35	2	43.44	1.71	1.466	0.160	5.90	1.55	4.35	0.96	0.128	1.254	No Licua
2.80	4	43.44	3.43	2.940	0.185	7.11	2.00	5.11	0.96	0.130	1.424	No Licua
3.25	15	43.44	12.86	11.023	0.305	8.33	2.45	5.88	0.95	0.131	2.321	No Licua
3.70	16	43.44	13.72	11.760	0.310	9.54	2.90	6.64	0.94	0.132	2.34	No Licua
4.15	11	43.44	10.69	9.163	0.260	10.76	3.35	7.41	0.94	0.133	1.96	No Licua
4.60	9	43.44	8.74	7.491	0.230	11.97	3.80	8.17	0.93	0.133	1.73	No Licua

Se debe considerar que en las zonas que no existen poro presiones no hay problema de licuefacción, los cálculos solo se deben realizar a partir del nivel freático.

SPT - 05

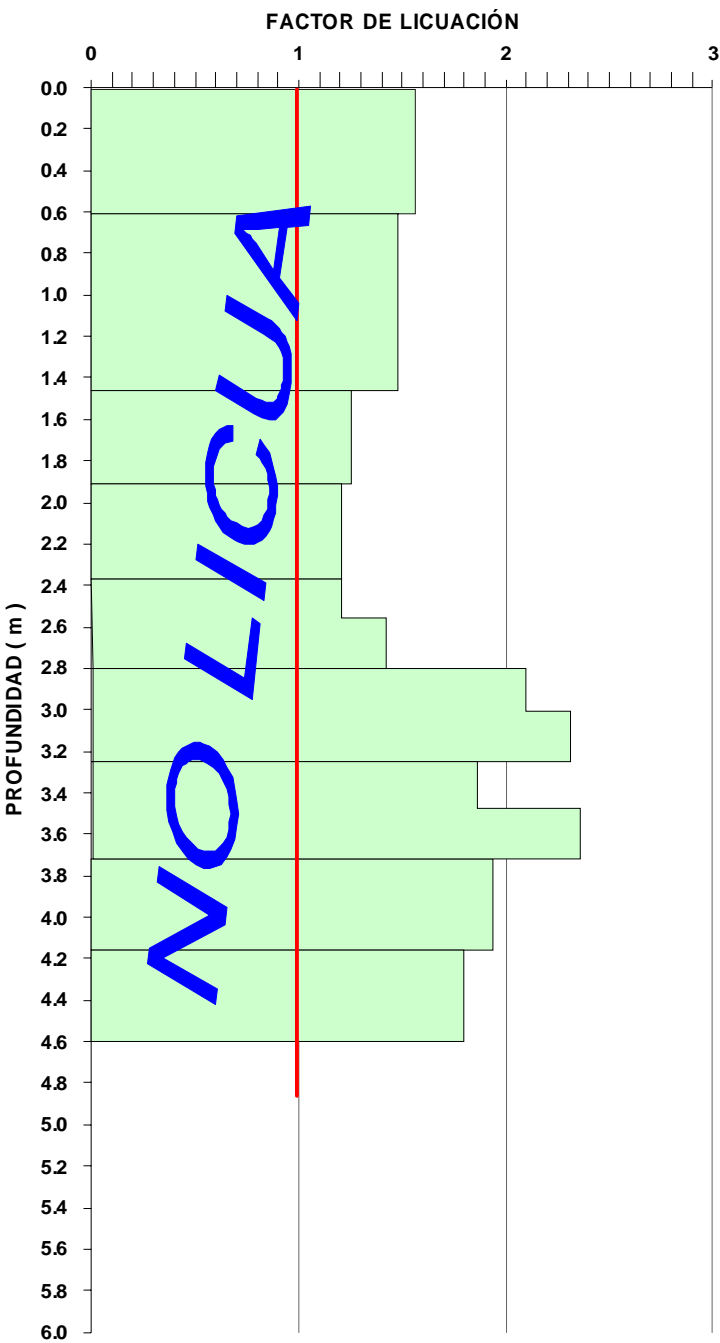


SPT - 07



CLASIFICACION		PROF.
SUCS	AASHTO	d(m)
SM	A - 4	
SM	A - 4	
SM	A - 4	
SM	A - 4	

SPT - 09

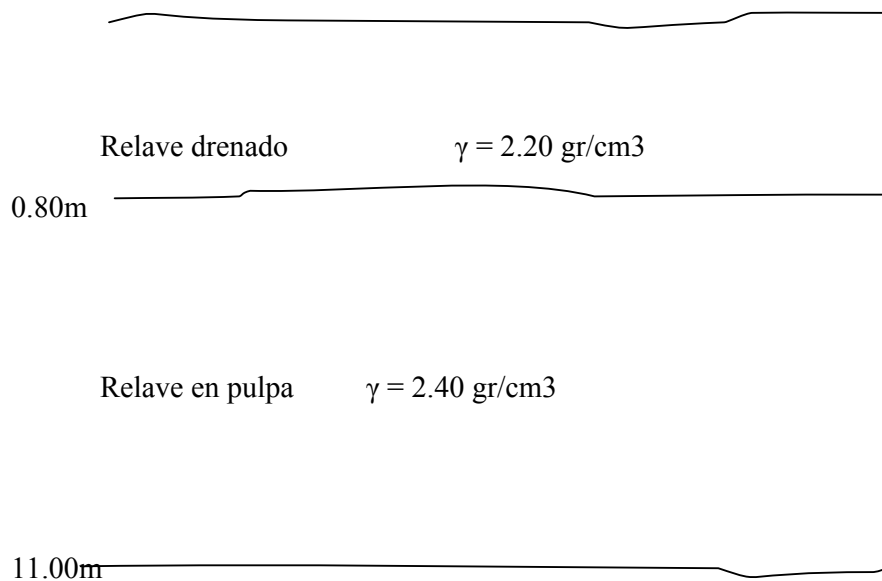


CLASIFICACION		PROF.
SUCS	AASHTO	d(m)
SM	A - 4	0.0 - 1.5
SM	A - 4	1.5 - 2.8
SM	A - 4	2.8 - 4.0
SM	A - 4	4.0 - 5.4
		5.4 - 6.0

DEPOSITO ZONA NORTE

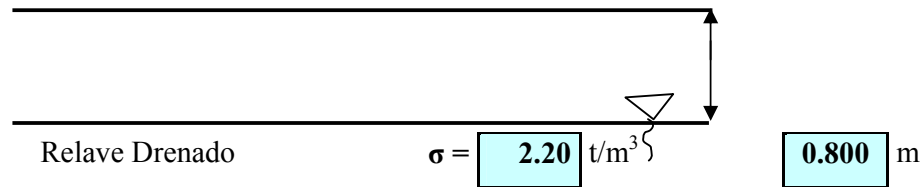
Con los resultados obtenidos para cada ensayo SPT en la profundidad explorada se ha evaluado el potencial de licuación, aplicando el método de Seed and Idriss encontrándose que para las condiciones del lugar, en los ensayos SPT-01, SPT-02, SPT-03, SPT-04, SPT-05 y SPT-06 que se encuentran frente al dique de relaves no existe riesgo de licuefacción, se adjunta memoria de cálculo.

El perfil estratigráfico siguiente muestra las condiciones para las que se han evaluado la licuación del suelo considerando las características del relave depositado y análisis de campo y laboratorio realizado, las tablas siguientes muestran la evaluación del potencial de licuefacción con la profundidad donde se han podido obtener el FL en cada uno de los ensayos SPT realizados, para todos los casos se han obtenido factores de licuefacción muy superiores a 1.00 lo que indica que no existe riesgo de licuefacción para las condiciones actuales en la poza de relaves Zona Norte.



CALCULO DEL FACTOR DE LICUEFACCIÓN

$$a_{\max} = \boxed{0.15} \text{ g}$$



Relave en Pulpa $\sigma = \boxed{2.40} \text{ t/m}^3$

SPT - 01												
Profundidad	N	% Finos	N₇₀	N₆₀	ζ_1/σ'	σ_v	μ	σ_v'	r_d	ζ_d/σ'	FL	Comentario
0,45	2	76,28	1,71	1,47	2,00	0,99	0,00	0,99	0,99	0,097	20,652	No Licua
0,90	2	76,28	1,71	1,47	2,00	2,00	0,10	1,90	0,99	0,101	19,754	No Licua
1,35	11	85,95	3,43	2,94	2,00	3,08	0,55	2,53	0,98	0,116	17,198	No Licua
1,80	9	85,95	7,72	6,62	2,00	4,16	1,00	3,16	0,97	0,125	16,014	No Licua

2,25	7	85,95	10,59	9,08	2,00	5,24	1,45	3,79	0,97	0,130	15,355	No Licua
2,70	4	85,95	5,52	4,73	2,00	6,32	1,90	4,42	0,96	0,134	14,952	No Licua
3,15	4	85,95	5,11	4,38	2,00	7,40	2,35	5,05	0,95	0,136	14,693	No Licua
3,60	4	85,95	4,78	4,10	2,00	8,48	2,80	5,68	0,95	0,138	14,524	No Licua
4,05	4	85,95	5,11	4,38	2,00	9,56	3,25	6,31	0,94	0,139	14,415	No Licua
4,50	5	85,95	6,06	5,19	2,00	10,64	3,70	6,94	0,93	0,139	14,348	No Licua
4,95	13	85,95	15,03	12,88	2,00	11,72	4,15	7,57	0,93	0,140	14,312	No Licua
5,40	20	85,95	22,13	18,97	2,00	12,80	4,60	8,20	0,92	0,140	14,299	No Licua
5,85	56	85,95	59,52	51,02	2,00	13,88	5,05	8,83	0,91	0,140	14,305	No Licua

SPT - 02

Profundidad	N	% Finos	N ₇₀	N ₆₀	ζ_1/σ'	σ_v	μ	σ_v'	r _d	ζ_d/σ'	FL	Comentario
0,45	4	74,04	3,43	2,94	2,00	0,99	0,00	0,99	0,99	0,097	20,652	No Licua
0,90	4	74,04	3,43	2,94	2,00	2,00	0,10	1,90	0,99	0,101	19,754	No Licua
1,35	2	82,19	1,71	1,47	2,00	3,08	0,55	2,53	0,98	0,116	17,198	No Licua
1,80	2	82,19	1,71	1,47	2,00	4,16	1,00	3,16	0,97	0,125	16,014	No Licua
2,25	2	82,19	3,03	2,60	2,00	5,24	1,45	3,79	0,97	0,130	15,355	No Licua
2,70	2	82,19	2,76	2,37	2,00	6,32	1,90	4,42	0,96	0,134	14,952	No Licua
3,15	2	82,19	2,56	2,19	2,00	7,40	2,35	5,05	0,95	0,136	14,69	No Licua

3,60	2	82,19	2,39	2,05	2,00	8,48	2,80	5,68	0,95	0,138	14,52	No Licua
4,05	2	82,19	2,56	2,19	2,00	9,56	3,25	6,31	0,94	0,139	14,42	No Licua
4,50	2	82,19	2,42	2,07	2,00	10,64	3,70	6,94	0,93	0,139	14,35	No Licua
4,95	3	82,19	3,47	2,97	2,00	11,72	4,15	7,57	0,93	0,140	14,31	No Licua
5,40	3	82,19	3,32	2,85	2,00	12,80	4,60	8,20	0,92	0,140	14,299	No Licua
5,85	2	82,19	2,13	1,83	2,00	13,88	5,05	8,83	0,91	0,140	14,305	No Licua
6,30	3	82,19	3,07	2,63	2,00	14,96	5,50	9,46	0,91	0,140	14,325	No Licua
6,75	4	82,19	4,43	3,80	2,00	16,04	5,95	10,09	0,90	0,139	14,357	No Licua
7,20	6	82,19	6,43	5,51	2,00	17,12	6,40	10,72	0,89	0,139	14,400	No Licua
7,65	7	82,19	7,27	6,23	2,00	18,20	6,85	11,35	0,89	0,138	14,451	No Licua
8,10	6	82,19	6,06	5,19	2,00	19,28	7,30	11,98	0,88	0,138	14,509	No Licua
8,55	6	82,19	5,9	5,06	2,00	20,36	7,75	12,61	0,87	0,137	14,574	No Licua
9,00	5	82,19	4,79	4,11	2,00	21,44	8,20	13,24	0,87	0,137	14,644	No Licua
9,45	9	82,19	8,41	7,21	2,00	22,52	8,65	13,87	0,86	0,136	14,720	No Licua
9,90	8	82,19	7,31	6,27	2,00	23,60	9,10	14,50	0,85	0,135	14,801	No Licua
10,35	12	82,19	11,29	9,68	2,00	24,68	9,55	15,13	0,84	0,134	14,886	No Licua
10,80	14	82,19	12,88	11,04	2,00	25,76	10,00	15,76	0,84	0,134	14,976	No Licua

Se debe considerar que en las zonas que no existen poro presiones no hay problema de licuefacción, los cálculos solo se deben realizar a partir del nivel freático.

SPT - 03

Profundidad	N	% Finos	N₇₀	N₆₀	ζ_1/σ'	σ_v	μ	σ_v'	r_d	ζ_d/σ'	FL	Comentario
1,05	2	73,49	1,71	1,466	2,00	2,36	0,25	2,11	0,98	0,107	18,633	No Licua
1,50	3	73,49	2,57	2,203	2,00	3,44	0,70	2,74	0,98	0,120	16,715	No Licua
1,95	2	73,49	1,71	1,466	2,00	4,52	1,15	3,37	0,97	0,127	15,755	No Licua
2,40	2	73,49	1,71	1,466	2,00	5,60	1,60	4,00	0,96	0,132	15,199	No Licua
2,85	2	73,49	2,63	2,254	2,00	6,68	2,05	4,63	0,96	0,135	14,853	No Licua
3,30	2	73,49	2,50	2,143	2,00	7,76	2,50	5,26	0,95	0,137	14,63	No Licua
3,75	2	73,49	2,34	2,006	2,00	8,84	2,95	5,89	0,94	0,138	14,48	No Licua
4,20	2	73,49	2,51	2,151	2,00	9,92	3,40	6,52	0,94	0,139	14,39	No Licua
4,65	2	73,49	2,39	2,049	2,00	11,00	3,85	7,15	0,93	0,140	14,33	No Licua
5,10	2	73,49	2,28	1,954	2,00	12,08	4,30	7,78	0,92	0,140	14,31	No Licua
5,55	2	73,49	2,18	1,87	2,00	13,16	4,75	8,41	0,92	0,140	14,299	No Licua
6,00	3	73,49	3,15	2,70	2,00	14,24	5,20	9,04	0,91	0,140	14,310	No Licua
6,45	3	73,49	3,39	2,91	2,00	15,32	5,65	9,67	0,90	0,140	14,335	No Licua
6,90	2	73,49	2,19	1,88	2,00	16,40	6,10	10,30	0,90	0,139	14,370	No Licua
7,35	2	73,49	2,12	1,82	2,00	17,48	6,55	10,93	0,89	0,139	14,416	No Licua
7,80	3	73,49	3,09	2,65	2,00	18,56	7,00	11,56	0,88	0,138	14,469	No Licua

8,25	4	73,49	4,00	3,43	2,00	19,64	7,45	12,19	0,88	0,138	14,530	No Licua
8,70	6	73,49	5,84	5,01	2,00	20,72	7,90	12,82	0,87	0,137	14,597	No Licua
9,15	9	73,49	8,55	7,33	2,00	21,80	8,35	13,45	0,86	0,136	14,669	No Licua
9,60	13	73,49	12,06	10,34	2,00	22,88	8,80	14,08	0,86	0,136	14,747	No Licua
10,05	18	73,49	17,18	14,73	2,00	23,96	9,25	14,71	0,85	0,135	14,829	No Licua
10,50	20	73,49	18,68	16,01	2,00	25,04	9,70	15,34	0,84	0,134	14,916	No Licua

Se debe considerar que en las zonas que no existen poro presiones no hay problema de licuefacción, los cálculos solo se deben realizar a partir del nivel freático.

SPT - 04												
Profundidad	N	% Finos	N₇₀	N₆₀	ζ_1/σ'	σ_v	μ	σ_v'	r_d	ζ_d/σ'	FL	Comentario
1,05	4	67,81	3,43	2,940	2,00	2,36	0,25	2,11	0,98	0,107	18,633	No Licua
1,50	7	67,81	6,00	5,143	2,00	3,44	0,70	2,74	0,98	0,120	16,715	No Licua
1,95	9	67,81	7,72	6,617	2,00	4,52	1,15	3,37	0,97	0,127	15,755	No Licua
2,40	8	67,81	6,86	5,880	2,00	5,60	1,60	4,00	0,96	0,132	15,199	No Licua

2,85	5	67,81	6,72	5,760	2,00	6,68	2,05	4,63	0,96	0,135	14,853	No Licua
3,30	4	67,81	5,00	4,286	2,00	7,76	2,50	5,26	0,95	0,137	14,628	No Licua
3,75	3	67,81	3,52	3,017	2,00	8,84	2,95	5,89	0,94	0,138	14,48	No Licua
4,20	3	67,81	3,77	3,231	2,00	9,92	3,40	6,52	0,94	0,139	14,39	No Licua
4,65	4	67,81	4,77	4,089	2,00	11,00	3,85	7,15	0,93	0,140	14,33	No Licua
5,10	5	67,81	5,69	4,877	2,00	12,08	4,30	7,78	0,92	0,140	14,31	No Licua
5,55	6	67,81	6,55	5,614	2,00	13,16	4,75	8,41	0,92	0,140	14,30	No Licua
6,00	6	67,81	6,30	5,400	2,00	14,24	5,20	9,04	0,91	0,140	14,31	No Licua
6,45	7	67,81	7,92	6,789	2,00	15,32	5,65	9,67	0,90	0,140	14,33	No Licua
6,90	6	67,81	6,57	5,631	2,00	16,40	6,10	10,30	0,90	0,139	14,37	No Licua
7,35	8	67,81	8,48	7,269	2,00	17,48	6,55	10,93	0,89	0,139	14,42	No Licua
7,80	8	67,81	8,24	7,063	2,00	18,56	7,00	11,56	0,88	0,138	14,47	No Licua
8,25	8	67,81	8,01	6,866	2,00	19,64	7,45	12,19	0,88	0,138	14,53	No Licua
8,70	9	67,81	8,77	7,517	2,00	20,72	7,90	12,82	0,87	0,137	14,60	No Licua
9,15	9	67,81	8,55	7,329	2,00	21,80	8,35	13,45	0,86	0,136	14,67	No Licua
9,60	9	67,81	8,35	7,157	2,00	22,88	8,80	14,08	0,86	0,136	14,75	No Licua
10,05	9	67,81	8,59	7,363	2,00	23,96	9,25	14,71	0,85	0,135	14,83	No Licua

Se debe considerar que en las zonas que no existen poro presiones no hay problema de licuefacción, los cálculos solo se deben realizar a partir del nivel freático.

SPT - 05

Profundidad	N	% Finos	N₇₀	N₆₀	ζ_1/σ'	σ_v	μ	σ_v'	r_d	ζ_d/σ'	FL	Comentario
1,05	3	94,08	2,57	2,203	3,00	2,36	0,25	2,11	0,98	0,107	27,950	No Licua
1,50	2	94,08	1,71	1,466	3,00	3,44	0,70	2,74	0,98	0,120	25,072	No Licua
1,95	2	94,08	1,71	1,466	3,00	4,52	1,15	3,37	0,97	0,127	23,632	No Licua
2,40	2	94,08	1,71	1,466	3,00	5,60	1,60	4,00	0,96	0,132	22,799	No Licua
2,85	2	94,08	2,69	2,306	3,00	6,68	2,05	4,63	0,96	0,135	22,279	No Licua
3,30	2	94,08	2,50	2,143	3,00	7,76	2,50	5,26	0,95	0,137	21,943	No Licua
3,75	2	94,08	2,34	2,006	3,00	8,84	2,95	5,89	0,94	0,138	21,72	No Licua
4,20	2	94,08	2,51	2,151	3,00	9,92	3,40	6,52	0,94	0,139	21,58	No Licua
4,65	4	94,08	4,77	4,089	3,00	11,00	3,85	7,15	0,93	0,140	21,50	No Licua
5,10	3	94,08	3,42	2,931	3,00	12,08	4,30	7,78	0,92	0,140	21,46	No Licua
5,55	4	94,08	4,37	3,746	3,00	13,16	4,75	8,41	0,92	0,140	21,45	No Licua
6,00	4	94,08	4,20	3,600	3,00	14,24	5,20	9,04	0,91	0,140	21,47	No Licua

6,45	5	94,08	5,66	4,851	3,00	15,32	5,65	9,67	0,90	0,140	21,50	No Licua
6,90	6	94,08	6,57	5,631	3,00	16,40	6,10	10,30	0,90	0,139	21,56	No Licua
7,35	6	94,08	6,36	5,451	3,00	17,48	6,55	10,93	0,89	0,139	21,62	No Licua
7,80	8	94,08	8,24	7,063	3,00	18,56	7,00	11,56	0,88	0,138	21,70	No Licua
8,25	9	94,08	9,01	7,723	3,00	19,64	7,45	12,19	0,88	0,138	21,79	No Licua
8,70	14	94,08	13,64	11,691	3,00	20,72	7,90	12,82	0,87	0,137	21,90	No Licua
9,15	19	94,08	18,05	15,471	3,00	21,80	8,35	13,45	0,86	0,136	22,00	No Licua
9,60	30	94,08	27,82	23,846	3,00	22,88	8,80	14,08	0,86	0,136	22,12	No Licua
10,05	55	94,08	52,49	44,991	3,00	23,96	9,25	14,71	0,85	0,135	22,24	No Licua

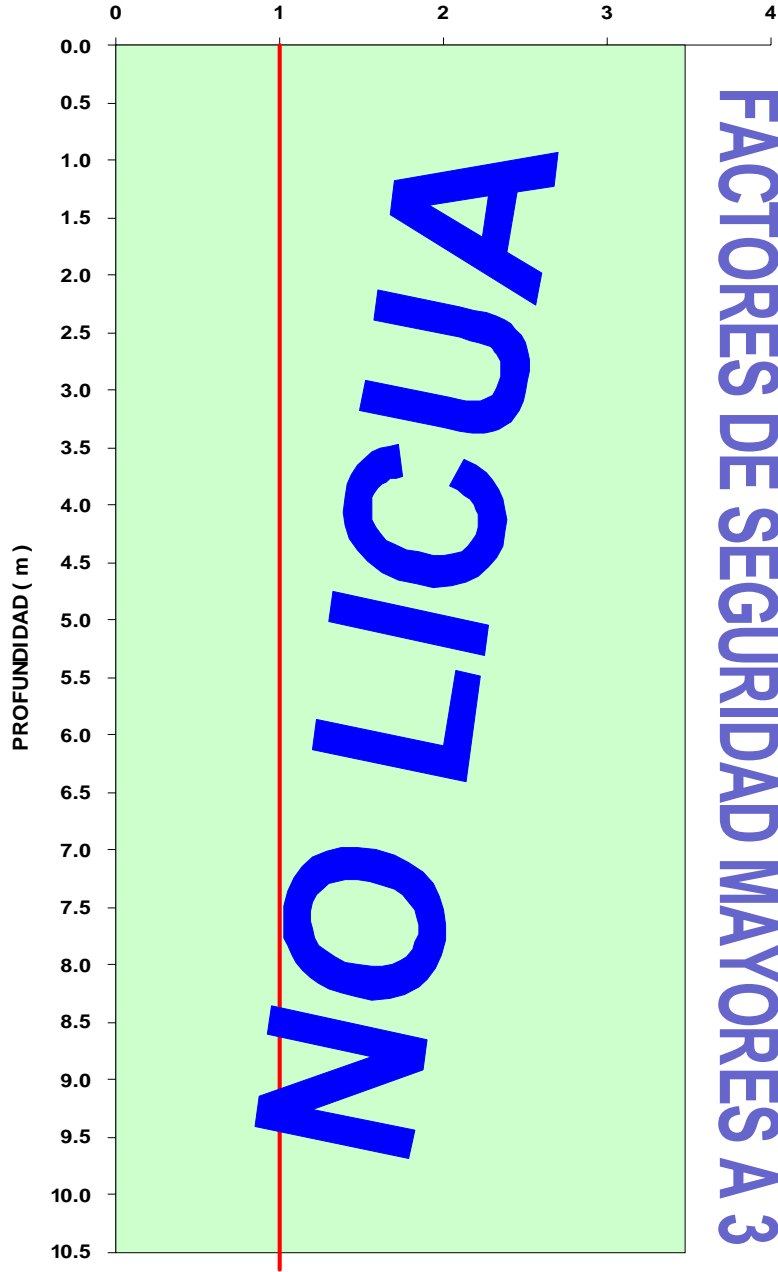
Se debe considerar que en las zonas que no existen poro presiones no hay problema de licuefacción, los cálculos solo se deben realizar a partir del nivel freático.

SPT - 06												
Profundidad	N	% Finos	N ₇₀	N ₆₀	ζ_1/σ'	σ_v	μ	σ_v'	r _d	ζ_d/σ'	FL	Comentario
0,45	5	74,80	4,29	3,677	2,00	0,99	0,00	0,99	0,99	0,097	20,652	No Licua
0,90	9	74,80	7,72	6,617	2,00	2,00	0,10	1,90	0,99	0,101	19,754	No Licua
1,35	8	79,68	6,86	5,880	2,00	3,08	0,55	2,53	0,98	0,116	17,198	No Licua
1,80	10	79,68	8,57	7,346	2,00	4,16	1,00	3,16	0,97	0,125	16,014	No Licua
2,25	6	79,68	9,08	7,783	2,00	5,24	1,45	3,79	0,97	0,130	15,355	No Licua
2,70	5	79,68	6,91	5,923	2,00	6,32	1,90	4,42	0,96	0,134	14,952	No Licua
3,15	5	79,68	6,39	5,477	2,00	7,40	2,35	5,05	0,95	0,136	14,69	No Licua
3,60	2	79,68	2,39	2,049	2,00	8,48	2,80	5,68	0,95	0,138	14,52	No Licua
4,05	3	79,68	3,83	3,283	2,00	9,56	3,25	6,31	0,94	0,139	14,42	No Licua
4,50	4	79,68	4,85	4,157	2,00	10,64	3,70	6,94	0,93	0,139	14,35	No Licua
4,95	3	79,68	3,47	2,974	2,00	11,72	4,15	7,57	0,93	0,140	14,31	No Licua

Se debe considerar que en las zonas que no existen poro presiones no hay problema de licuefacción, los cálculos solo se deben realizar a partir del nivel freático.

SPT

FACTOR DE LICUACIÓN



CLASIFICACION		PROF.
SUCS	AASHTO	d(m)
ML	A-4	
ML	A-4	
ML	A-4	
ML	A-4	

CAPÍTULO VIII

ESTUDIO DEL SISTEMA DE DRENAJE E IMPERMEABILIZACION PARA LA SOLUCION DE CRECIMIENTO DE LAS PRESAS

8.1. Introducción

Durante muchos años uno de los más grandes problemas dentro de las presas de relave ha sido el espejo de agua que se forma en la parte superficial de la presa, por este motivo se requiere diseñar un sistema de drenaje el cual nos permita disminuir la acumulación de poro presión y los empujes hidrostáticos sobre los diques de relave; y a la vez un sistema de impermeabilización que no permita las filtraciones de los líquidos del relave depositado hacia el terreno de fundación ya que éstos líquidos contienen químicos altamente tóxicos que podrían contaminar el terreno de fundación y a la vez podrían contaminar las aguas del río Mantaro generando daños irreparables en el medio ambiente.

8.2. Diseño de sistema drenaje en las presas de relave El Platanal Y Zona Norte

En cuanto al agua que contiene el relave depositado y el que se va a depositar es necesario que se haga un sistema de drenaje horizontal y vertical para aliviar el exceso de poro presión contenida dentro de los vacíos del relave, para ello se ha diseñado un sistema de drenaje que nos va a permitir drenar el agua de forma constante a medida que se deposite el relave dentro de la presa.

Los ensayos de resistencia y control de humedad han reflejado que el relave se encuentra en pulpa y con baja resistencia al esfuerzo cortante, la disminución del volumen de agua acumulada entre los granos de los relaves ayudara a la cementación del relave y a darle una mayor estabilidad permitiendo una continuación en el crecimiento de la presa.

En cuanto al agua contenida dentro de la pulpa del relave depositado y el agua del relave que se va a depositar que no es drenado con el sistema de drenaje colocado, y con la finalidad de disminuir la acumulación de poro presión y los empujes hidrostáticos sobre los diques de relave, es necesario instalar drenes verticales como los que se han venido colocando en la presa norte en expansión (misiles), los cuales han sido implementados en

dicha presa por primera vez por la empresa Geomaster S.A.C brindando buenos resultados desde su puesta en marcha.

El monitoreo de la captación de agua de dichos drenes verticales y su bombeo periódico y constante es de suma importancia con la finalidad de ir disminuyendo el nivel de agua dentro de la pulpa de relave y aliviando el exceso de poro presión que se pueda ir acumulando, disminuyendo considerablemente el riesgo de licuación que es el problema que genera la inestabilidad y falla de los diques de relave.

Este bombeo de agua almacenada en los drenajes evitará la infiltración del agua en el dique formando líneas de flujos que disminuirían la resistencia de los materiales que lo conforman.

Un número adecuado de drenes verticales (llamados misiles) frente al dique frontal y lateral deben ser colocados, como mínimo 07 (03 frente al dique lateral y 04 frente al dique frontal) con profundidades mínimas de 6m debajo del relave actual, el mismo que deberá llegar 1m por encima del relave depositado hasta el final de la operación.



Drenes verticales recomendados a colocar frente al dique de relave que se viene conformando



Eliminación del agua captada por los drenes verticales para disminuir las presiones neutras en el dique de la presa.

8.3. Diseño de sistema impermeabilizante en las presas de relave El Platanal Y Zona Norte

El criterio de diseño de un sistema de impermeabilización se basa básicamente en evitar la contaminación del subsuelo o cualquier otro tipo de elemento donde se vaya a depositar un material que contenga residuos tóxicos que atente contra el medio ambiente, lo cual hace necesario la utilización de nuevas tecnologías para mitigar las posibles consecuencias en el manejo de este tipo de materiales, esto implica la utilización de los llamados geosintéticos en sus diferentes aplicaciones.

Este diseño se basa en un marco legal el cual contempla las siguientes normas legales que se describen a continuación:

- D.S. N° 016-93 EM, Reglamento para la Protección Ambiental en las Actividades Mineros-metalúrgicas del título decimoquinto del Texto Único Ordenado de la Ley General de Minería sobre Medio Ambiente. Modificado por D.S. 059-93 EM.
- D. Leg. N° 613 Código del Medio Ambiente y de los Recursos Naturales.
- D.S. N° 014-92-EM T.U.O. de la Ley General de Minería.
- R.M. N° 011-96-EM/VMM Niveles Máximos Permisibles para efluentes líquidos minero metalúrgicos.
- D. Leg. N° 17752. Ley General de Aguas y las modificaciones a los Títulos I, II, III promulgados por el D. S. N° 007-83-SA, que establecieron los límites para proteger el agua superficial de acuerdo con una clasificación de usos.
- D. Leg. N° 440-96-EM/DDGM Normas a fin de garantizar la estabilidad de los depósitos de relaves.

Cabe señalar que este tipo de elementos para nuestro caso en particular sirve como elemento impermeabilizador, evitando un contacto directo entre la estructura construida y el relave a depositar evitando la filtración del agua de relave que es uno de los elementos

principales de falla en este tipo de estructuras como también uno de los principales elementos contaminantes para el medio ambiente.

En primer lugar es necesario hacer una distinción entre cada uno de los materiales que comprenden la familia de los geosintéticos:

Geotextil.- Se define como cualquier textil permeable usado en fundaciones, suelo, roca, tierra o cualquier otro material relacionado con ingeniería geotécnica como una parte integral de un proyecto, estructura o sistema hecho por el hombre.

Geomembrana.- Son elementos esencialmente impermeables usada en fundaciones, suelo, roca, tierra o cualquier otro material relaciones con ingeniería geotécnica como una parte integral de un proyecto, estructura o sistema hecho por el hombre.

Geocompuestos.- Un material fabricado que combina geotextiles, georredes, geomallas, geomembranas y/o cualquier otro material como suelos o metales, en una forma laminada o compuesta.

Actualmente existen muchos productos que evitan el posible daño en las diversas estructuras evitando las probables fallas.

8.4. Evaluación del sistema de drenaje e impermeabilización

Esta evaluación se ha hecho para ambas presas tanto EL Platanal y Zona Norte teniendo en cuenta los siguientes parámetros:

Selección del Periodo de Retorno

La elección del periodo de retorno adecuado para estas obras esta en función de los criterios vigentes al momento de la ejecución de la obra, de la disponibilidad de información, de la magnitud y tipo de la obra a ejecutar.

Respecto de la normatividad y criterios vigentes estos no están establecidos claramente en la mayoría de documentos consultados, sin embargo varios hacen énfasis en la disponibilidad de información y en el potencial de riesgo de un evento.

Según los criterios expuestos en la Referencia Bibliográfica N° 10 para el manejo de aguas de escorrentía superficial se debe de considerar un periodo de retorno de 100 años para la selección de la altura de precipitación máxima en 24 horas.

La normatividad internacional establece los periodos de retorno (T) de hasta 500 años para obras de abandono que contengan los áridos producidos en la operación de una mina.

Otro criterio a considerar en la elección del período de retorno lo constituye el valor límite estimado, definido como la magnitud máxima posible de un evento hidrológico en un sitio determinado, basado en la información hidrológica disponible. A este respecto, la U. K. Flood Studies Report recomienda que el período de retorno debe ser de sólo $2N$ años (N es la longitud de registros) y que más allá de un periodo del retorno de 40 años, es recomendable una curva de frecuencia regional para un periodo de 200 años e incluso de 500 años, con el riesgo de una baja exactitud.

Para el presente trabajo se ha decidido por adoptar un periodo de retorno de 100 años para la estimación de intensidades de precipitación y caudales que serán usadas en el diseño de la obras de drenaje del agua de escorrentía superficial.

Información Hidrológica y Selección del Método de Análisis

La información alcanzada por DRP se encuentra contenida en el “Estudio Hidrológico de la Línea Base Mina Cobriza”. Según este documento en su ítem “2.4.2 La precipitación en Cobriza” la precipitación acumulada media anual es del orden de 406.3 mm/año, mientras que las máxima es del orden de 567.9 mm/año y la mínima de 323.8 mm/año, esta basados en una ecuación regional desarrollada con la información de la zona.

La longitud del registro de información para Cobriza es de nueve (9) años entre 1963 y 1971. La máxima precipitación registrada en 24 horas en este periodo es de 22.4 mm. Con estos datos el informe desarrolla la estimación de la precipitación máxima en 24 horas de la estación cobriza mediante el método de Gumbel para distintos periodos de retornos los cuales se muestran en la tabla 8.4.1.

Tabla 8.4.1 Precipitación máxima estimada en 24 horas Estación Cobriza.

Microcuencas	Periodo de Retorno				
	2	5	10	25	50
Concentradora					
Expansión	27.7	36.3	42.1	49.5	57.3
Cobriza	33.8	44.5	53.5	63.3	70.7

(*) Fuente: Estudio hidrológico de Línea Base Mina Cobriza

Determinación de la Intensidad de Precipitación

El valor de la máxima precipitación registrada en 24 horas de 22.4 mm en los nueve años de registros, corresponde a un valor que es inferior al del estimado en la Tabla 8.4.1 para un periodo de retorno de 2 años, por lo que tampoco es adecuado para ejecutar un análisis con este dato.

Ante esta situación se ha optado por escoger el método del IILA-SENAMHI-UNI (1983) que desarrolla una familia de curvas de Intensidad - Duración – Frecuencia (IDF) para distintas regiones del país.

Para esto la zona a la que corresponde el área en que se ubica el proyecto corresponde a la establecida como 1239 (Ver Mapa 8.4.3) y cuyos parámetros se muestran en la Tabla 8.4.2.

Tabla 8.4.2 Calculo de la intensidad de precipitación

CALCULO DE LA INTENSIDAD DE PRECIPITACION

Según Las Formulas del IILA-SENAMHI-UNI

Mapa 8.4.3.

según el

IILA-

Donde:

P: Altura de precipitación mm
 I: Intensidad de precipitación mm/hr
 a: Parametro de intensidad mm

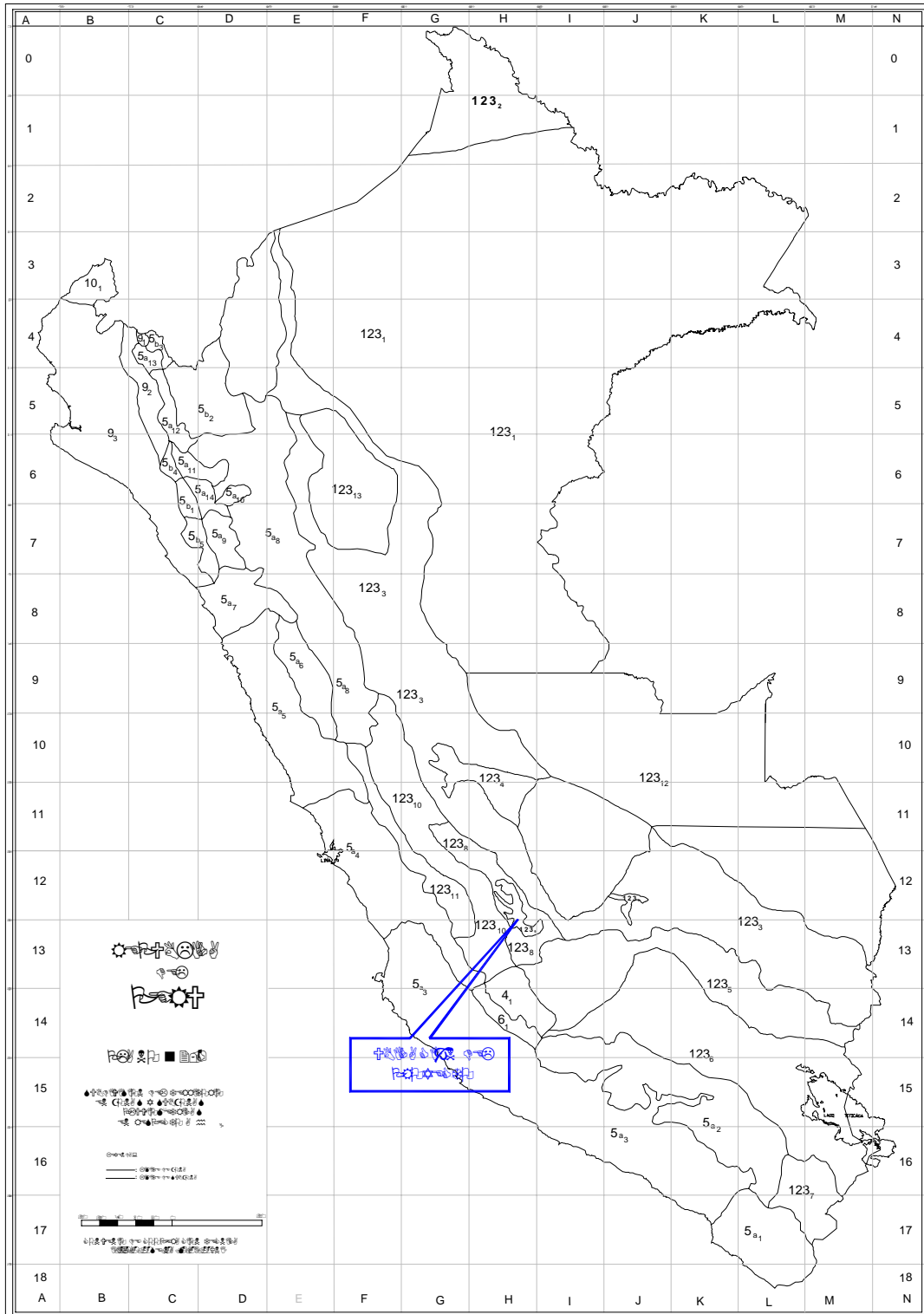
Curvas IDF

método del

SENAMHI-

$$P(t, T) = a(1 + K \times \text{Log}(T))(t + b)^n$$

$$I(t, T) = a(1 + K \times \text{Log}(T))(t + b)^{n-1}$$



UNI.

El tiempo de concentración considerado es de 10 minutos (valor mínimo recomendado. Se obtuvieron las intensidades de precipitación para varios periodos de retorno y tiempos de concentración. Para un tiempo de concentración de 10 minutos y el periodo de retorno seleccionado de 100 años se obtiene una intensidad de precipitación de 75.47 mm/hr como se muestra en la Tabla 8.4.4.

Tabla 8.4.4. Precipitación e Intensidad según el método del IILA-SENAMHI-UNI

Precipitación (mm) Según las Formulas IDF del IILA-SENAMHI-UNI

Periodo de Retorno	Tpo de concentración (min)			
	10	20	30	60
10	31.54	33.57	35.27	39.25
20	34.92	37.17	39.06	43.46
50	39.39	41.92	44.05	49.02
100	42.77	45.52	47.83	53.23
200	46.15	49.12	51.62	57.44
500	50.62	53.88	56.61	63.00

Intensidad (mm/hr) Según las Formulas IDF del IILA-SENAMHI-UNI

Periodo de Retorno	Tpo de concentración (min)			
	10	20	30	60
10	55.66	45.78	39.19	28.04
20	61.62	50.68	43.39	31.04
50	69.51	57.17	48.95	35.02
100	75.47	62.07	53.15	38.02
200	81.44	66.98	57.35	41.03
500	89.33	73.47	62.90	45.00

Para verificar estos resultados se analizaron los registros de precipitación de una zonas cercanas del estudio de hidrología de la carretera Imperial – Izcuchaca correspondientes a las estaciones Tellería y Acostambo las cuales mantienen registros mas amplios y corregidos. Estos resultados se muestran en la Tabla 8.4.5.

Tabla 8.4.5 Análisis de precipitación de las estaciones Tellería y Acostambo.

Intensidad (mm/hr) Estación Tellería				
Periodo de Retorno	Tpo de concentración (min)			
	10	20	30	60
10	61.32	36.45	26.90	15.99
20	67.20	39.96	29.48	17.53
50	74.52	44.31	32.68	19.43
100	79.80	47.46	35.00	20.81
200	85.02	50.55	37.28	22.17
500	91.74	54.54	40.24	23.93

Intensidad (mm/hr) Estación Acostambo				
Periodo de Retorno	Tpo de concentración (min)			
	10	20	30	60
10	64.02	38.07	28.08	16.70
20	69.42	41.28	30.46	18.11
50	76.08	45.24	33.38	19.85
100	80.88	48.09	35.48	21.10
200	85.56	50.88	37.52	22.31
500	91.56	54.42	40.16	23.88

También se efectuó el cálculo de las intensidades de precipitación para los datos de la Tabla 8.4.1, efectuando un análisis de regresión para completar la tabla con valores correspondientes a periodos de retorno de más de 100 años. Este análisis da intensidades de precipitación de 99.24 mm/hr y 108.90 mm/hr para periodos de retorno de 50 y 100 años respectivamente, tal como se muestra en la tabla 8.4.6 y la figura 8.4.7.

Tabla 8.4.6 Cálculo de las intensidades de precipitación para la estación Cobriza

	Precipitación Periodica (mm/24h)							
	2	5	10	25	50	100	200	500
Concentrador a Expansión	27.7	36.3	42.1	49.5	57.3	62.87	69.10	77.34
Cobriza	33.8	44.5	53.5	63.3	70.7	79.14	87.12	97.66

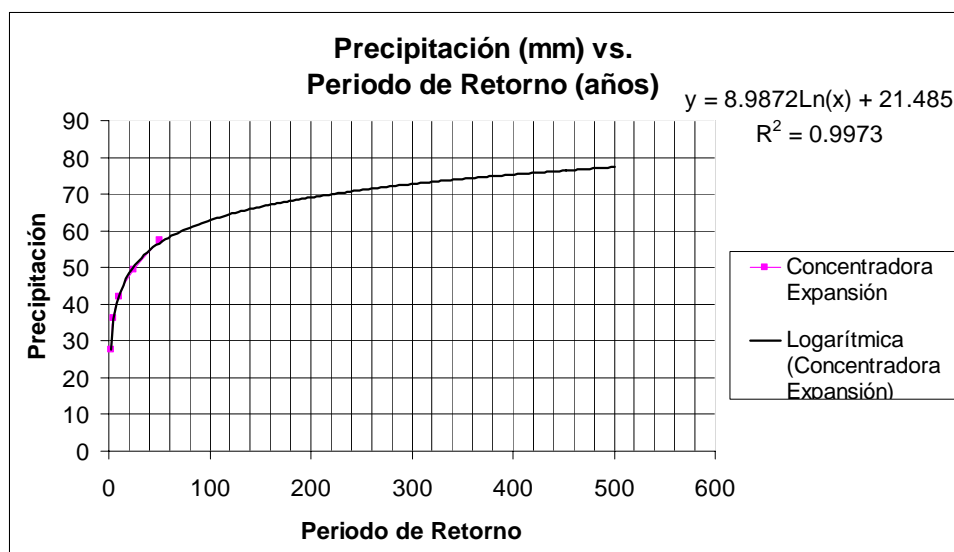


Figura 8.4.7 Precipitación vs. Periodo de retorno estación Cobriza.

Estos valores son aproximadamente 40% mayores a sus correspondientes calculados por el método del IILA y en valor son superiores a los correspondientes para 500 años en las dos tablas anteriores. Dada la disparidad de los valores y la calidad de los datos se ha decidido desestimar estos valores por el alto error que pueden contener y por que se pueden sobre dimensionar las estructuras elevando el costo del proyecto.

De la comparación de resultados obtenidos y de los dos primeros ítem se puede concluir que los resultados obtenidos por el método del IILA-SENAMHI-UNI son los mas adecuados para efectuar el dimensionamiento de las estructuras.

Determinación de los caudales de conducción del Canal Interceptor

Para el cálculo de los caudales de conducción del canal interceptor se decidió efectuar el cálculo por el método racional. Para el cálculo de la superficie de aporte se ha realizado considerando un ancho contribuyente de las laderas de 260 m (correspondiente a un ancho promedio de la información topográfica) a lo largo de todo el canal.

En el análisis se ha optado por efectuar el cálculo para periodos de retorno de 50 y 100 años, asumiendo un tiempo de concentración mínimo de 10 minutos y considerando el valor de intensidad de precipitación del método del IILA. Los datos y resultados del análisis se pueden apreciar en la tabla 8.4.8.

El resultado obtenido es de 0.78 m³/s para un periodo de retorno de 100 años, este valor es el que según este método se esperaría al final del canal considerando que toda el área de aporte drena simultáneamente hacia el canal. Ante esto el canal no requiere de una capacidad de conducción constante para este valor.

Tabla 8.4.8 Análisis de precipitación para el canal interceptor de coronación.

	T=50	T=100	T=500
Sin desarrollar, Pasturas Empinadas	0.490	0.530	0.600

	Und	2da Etapa	1era Etapa	Coronacion	Descarga
Longitud del canal	m	354	435		
Ancho contribuyente	m	200	260		
Area	m ²	70800	113100	18863.36	38255.91
	Km ²	0.071	0.113	0.019	0.038
Factor de Seguridad		1	1	1	1
	Km ²	0.071	0.113	0.019	0.038

Para T=500 años

Cuencas	SUB-CUENCA	AREA (Km2)	I (mm/hr)	C adimensional	Q (m ³ /s)	
Canal Drenaje 2da Et	2	0.071	91.74	0.60	1.09	EST. TELLERIA
	2	0.071	89.33	0.60	1.06	IILA
Canal Drenaje 1era E	1	0.113	91.74	0.60	1.73	EST. TELLERIA
	1	0.113	89.33	0.60	1.68	IILA

Para T=100 años

Cuencas	SUB-CUENCA	AREA (Km2)	I (mm/hr)	C adimensional	Q (m ³ /s)	
Canal Drenaje 2da Et	2	0.071	79.80	0.53	0.83	EST. TELLERIA
	2	0.071	75.47	0.53	0.79	IILA
Canal Drenaje 1era E	1	0.113	79.80	0.53	1.33	EST. TELLERIA
	1	0.113	75.47	0.53	1.26	IILA
Canal Coronacion	3	0.019	79.80	0.53	0.22	EST. TELLERIA
	3	0.019	75.47	0.53	0.21	IILA
Tuberia Descarga	4	0.038	79.80	0.53	0.45	EST. TELLERIA
	4	0.038	75.47	0.53	0.42	IILA

Para T=50 años

Cuencas	SUB-CUENCA	AREA (Km2)	I (mm/hr)	C adimensional	Q (m ³ /s)	
Canal Drenaje 2da Et	2	0.071	74.52	0.49	0.72	EST. TELLERIA
	2	0.071	69.51	0.49	0.67	IILA
Canal Drenaje 1era E	1	0.113	74.52	0.49	1.15	EST. TELLERIA
	1	0.113	69.51	0.49	1.07	IILA
Canal Coronacion	3	0.019	74.52	0.49	0.19	EST. TELLERIA
	3	0.019	69.51	0.49	0.18	IILA
Tuberia Descarga	4	0.038	74.52	0.49	0.39	EST. TELLERIA
	4	0.038	69.51	0.49	0.36	IILA

En resumen para el sistema de drenaje de ambas presas se recomienda la utilización de tuberías HDPE de 200mm como dren principal en la parte de la base, como también tuberías HDPE de 150mm sobre el talud interior del dique, cada uno de estos elementos con sus respectivos accesorios y forradas con geotextil para evitar la obstrucción dentro de estos elementos con relave. También la utilización de canales de coronación en ambas presas. Para el sistema de impermeabilización se recomienda la utilización de geotextil de 400kg/cm² y geomembrana de e=1mm para evitar el contacto directo del relave depositado con el dique construido, evitando la ocurrencia de fallas dentro de la estructura.

8.5. Detalles finales del sistema propuesto en las presas

Se ha previsto para el sistema de drenaje y impermeabilización, la instalación de un Dren Principal tipo espina de pescado ubicado sobre el fondo de la presa mediante tuberías de HDPE de 200mm, colocados en zanjas debidamente preparadas con una base de piedra de 6" a fin de evitar deformaciones del terreno para la instalación de las tuberías. Mientras que sobre el talud del dique interior se ha asignado tuberías de HDPE de 150mm con sus accesorios respectivos asimismo se ha considerado instalar geotextil y geomembrana en todo el fondo de la Presa y la instalación de drenes verticales con tubería metálica de 24". Todo el sistema de Drenaje tendrá una pendiente adecuada dirigida hacia la Caja de Registro que evacua las aguas hacia el Canal de Descarga.

Posteriormente para la impermeabilización del Dique se ha previsto la instalación de Geotextil de 400kg/cm², Geomembrana de e = 1mm, así como zanjas de anclaje y relleno sobre la corona del Dique en toda su longitud. El talud interior del Dique tendrá una pendiente 1:H, 1:V y el talud exterior tendrá una pendiente de 1.5:H, 1:V.

La distribución del sistema de drenaje e impermeabilización se adjunta en el anexo 5 en los planos de drenaje y impermeabilización (PDI – 01, PDI – 02) para las presas El Platanal Y Zona Norte respectivamente.

CAPITULO IX

ANALISIS DE COSTOS Y PRESUPUESTO DEL PROYECTO

Los análisis de costos y presupuesto de la obra se muestran en el anexo 6 de la presente tesis.

Las tablas de costos consideran los siguientes ítems principales:

- Actividades Generales de Construcción
- Movimiento de Tierras
- Instalación y Suministro de Geosintéticos
- Instalación y Suministro de Tuberías
- Instalación y Suministro de Concreto y Materiales Misceláneos

Estos costos incluyen los costos de capital pero no los costos de cierre u operación que se analizan por separado.

Las cantidades estimadas en este estudio se basan en diseños conceptuales y los costos unitarios son aquellos que la empresa Geomaster S.A.C tiene en su base de datos para proyectos similares en la zona de la mina.

Sobre la base de los trabajos realizados y variables asumidas se estima que los costos que se presentan en este estudio, pueden experimentar una variación del orden aproximado de $\pm 20\%$ del costo obtenido.

En conclusión los costos para la ejecución de los proyectos analizados son los siguientes:

- **EL PLATANAL..... 930 357.39 Dólares Americanos.**
- **ZONA NORTE..... 2 117 154.65 Dólares Americanos.**

Los presupuestos de ambas presas se encuentran en el anexo 7 de la presenta tesis.

CAPITULO X

10. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

10.1 CONCLUSIONES

Las principales conclusiones y recomendaciones obtenidas en la presente tesis de “EVALUACIONES Y MODELAMIENTOS GEOTÉCNICOS PARA LA AMPLIACIÓN DE DEPÓSITOS DE RELAVE” dentro de las instalaciones de la DOE RUN PERU S.R.L., ubicadas en Cobriza, son las siguientes:

DEPOSITO EL PLATANAL

✚ De la evaluación de la Estabilidad actual de la presa de relaves y los análisis para conseguir un mayor volumen de almacenamiento considerando la Elevación del dique de arranque con material de relave drenado y préstamo de cantera, hasta encontrar su altura máxima que permita que la presa continúe siendo estable, se han analizado 10 secciones longitudinales y transversales de acuerdo a los planos topográficos proporcionados en las que se nos muestra la forma de disposición de los relaves y geometría de los

materiales que nos han permitido realizar el modelamiento de la estabilidad actual y para su máxima sobre elevación.

✚ Realizado los trabajos de exploración, muestreo y ensayos de campo tipo SPT, y de los ensayos de laboratorio normales y especiales de resistencia del material de relave en pulpa, relave saturado, relave drenado, dique de relave, dique de arranque, material de relleno y material para conformar el nuevo dique se pudo determinar que en la presa de relaves el material que conforma la ampliación del dique de arranque en el lado SUR formado de relave drenado tiene una elevada resistencia y que a medida que este material pierde humedad va adquiriendo una cementación formando un sólido rígido y estable. Así mismo, el relave depositado por la forma de disposición, dentro de la presa presenta tres condiciones de acuerdo al contenido de humedad que presenta, (relave drenado, relave en pulpa y relave saturado).

✚ El relave depositado presenta una geometría tipo cuña debido a la distribución del relave dentro de la presa, desde el dique zona SUR hacia dentro de la presa, dique lado Norte, esto hace que forme una pendiente que ayuda al drenaje del agua llevándola hacia el dique opuesto formándose un espejo de agua que es evacuado mediante las quenas verticales, haciendo que el relave tras el dique presente una condición drenada, en el lado central el relave se encuentre en pulpa y hacia el fondo se encuentre saturado, sin embargo los ensayos de resistencia con la profundidad determinaron que la condición del relave saturado y en pulpa dentro de la presa presenta baja resistencia y el relave drenado resistencia media.

✚ Los valores de resistencia N de los ensayos SPT en el relave en pulpa y saturado fueron menores a 5 golpes por cada pie, y en la zona del relave drenado (tras el dique)

los valores de N variaron con promedios de N igual 10 golpes por cada pie, lo que indica que el contenido de humedad es el factor mas importante en la resistencia del relave.

✚ Sin embargo el actual dique lado SUR que ha sido conformando con material de relave drenado, por sus características de bajo contenido de humedad que al momento de ser conformado adquieren una cohesión entre sus partículas que generan una cementación con el transcurrir de los días, esto a generado que el dique de relave se forme como un elemento sólido y resistente que para evaluar la resistencia con el ensayo SPT se obtuvieron valores por encima de los 50 golpes por cada 15cm de penetración, produciéndose el rechazo a la penetración.

✚ De nuestros resultados de resistencia a la penetración SPT se pudo determinar que el material del dique de relave que se conformara presenta valores de $N > 40$ golpes/pie, mientras que para el relave tras el dique se encuentran valores $N < 16$ y el relave saturado y en pulpa por su alto contenido de agua presenta un comportamiento de compacidad suelta ($N < 5$ golpes/pie).

✚ Los análisis de estabilidad nos han permitido obtener factores de seguridad confiables que permiten una mayor elevación de la presa, la misma que estará conformada por material de cantera seleccionado hasta alcanzar el nivel actual del dique de relave existente, a partir del cual crecerá con material de relave drenado, cuya altura máxima promedio para elevar el dique que permite una seguridad sin riesgos de fallas por deslizamientos es de 15.0m en promedio.

✚ Las cotas máximas obtenidas del dique de relave para las 10 secciones analizadas sin la posibilidad de un mayor crecimiento para estas condiciones han sido determinados de acuerdo al cuadro siguiente:

- SECCION 03, Cota 2091.40 msnm DIQUE DE RELAVE FRONTAL

- SECCION 05, Cota 2091.30 msnm DIQUE DE RELAVE FRONTAL
- SECCION 07, Cota 2091.20 msnm DIQUE DE RELAVE FRONTAL
- SECCION 09, Cota 2091.40 msnm DIQUE DE RELAVE FRONTAL
- SECCION 11, Cota 2091.35 msnm DIQUE DE RELAVE FRONTAL

✚ Los parámetros de resistencia del suelo de cimentación, del material del dique de arranque, dique de relave, relave drenado, relave en pulpa y relave saturado, que formaran parte del modelamiento geotécnico de acuerdo a los ensayos de laboratorio y correlaciones apropiadas en función de los valores N del SPT, presentan las propiedades siguientes:

Tipo de Material	Peso Unitario (kN/m³)	Ángulo de Fricción (°)	Cohesión (kPa)
Dique de Relave Conformado	21.4	41.50	19.6
Relave en Pulpa depositado saturado	26.5	20	0
Relave en pulpa depositado	26.5	25	0
Relave Drenado depositado	22.4	32.55	0
Dique de arranque compactado	22.8	38	30
Suelo de apoyo coluvial suelto	18.6	36	10
Talud de Ingreso suelo	18.0	30.0	5

coluvial			
Roca Fracturada	19.0	35	10
Roca sana	24.0	45	200

✚ Del análisis de estabilidad actual y la máxima sobre elevación del dique de relave utilizando los modelamientos geotécnicos, asistidos con el programa de estabilidad GEO SLOPE para condiciones estática y pseudo estática se ha obtenido los siguientes resultados:

CONDICION ACTUAL DIQUE ZONA SUR

<u>ANALISIS DE ESTABILIDAD</u>	COTA DEL DIQUE DE RELAVE	Fs. Estático	Fs. Dinámico	Condición
Sección 03	2076.4	2.178	1.513	Estable
Sección 05	2076.3	1.794	1.408	Estable
Sección 07	2076.20	1.784	1.355	Estable
Sección 09	2076.40	2.368	1.714	Estable
Sección 11	2076.35	2.557	1.804	Estable

MAXIMA SOBRE ELEVACIÓN 15m. DIQUE LADO SUR SIN REFUERZO

<u>ANALISIS DE ESTABILIDAD</u>	COTA DEL DIQUE DE RELAVE	Fs. Estático	Fs. Dinámico	Condición
Sección 03	2091.40	1.610	1.403	Estable

Sección 05	2091.30	1.541	1.222	Estable
Sección 07	2091.20	1.218	1.023	Inestable
Sección 09	2091.40	1.330	1.100	Riesgo
Sección 11	2091.35	1.497	1.201	Estable

**MAXIMA SOBRE ELEVACIÓN 15m. DIQUE LADO SUR CON MURO DE
REFUERZO**

<u>ANALISIS DE ESTABILIDAD</u>	COTA DEL DIQUE DE RELAVE MAXIMO	Fs. Estático	Fs. Dinámico	Condición
Sección 03	2091.40	1.742	1.417	Estable
Sección 05	2091.30	1.537	1.438	Estable
Sección 07	2091.20	1.711	1.512	Estable
Sección 09	2091.40	1.983	1.635	Estable
Sección 11	2091.35	1.878	1.703	Estable

DIQUE LADO NORTE (QUEBRADA) SIN REFUERZO ELEVACION 15m

<u>ANALISIS DE ESTABILIDAD</u>	COTA DEL DIQUE MAXIMO	Fs. Estático	Fs. Dinámico	Condición
Sección 3A	2091.40	1.099	0.912	Inestable
Sección 4A	2091.30	1.034	0.853	Inestable
Sección 5A	2091.20	1.207	1.006	Inestable

DIQUE LADO NORTE (QUEBRADA) CON REFUERZO ELEVACION 15m.

<u>ANALISIS DE ESTABILIDAD</u>	COTA DEL DIQUE MAXIMO	Fs. Estático	Fs. Dinámico	Condición
Sección 3A	2091.40	1.842	1.783	Estable
Sección 4A	2091.30	1.893	1.646	Estable
Sección 5A	2091.20	1.688	1.517	Estable

✚ El volumen de almacenamiento de relave adicional que se puede disponer dentro de la poza para la máxima elevación de la presa considerando la altura de 15m es de 180726.76 m³.

Se estima un periodo de almacenamiento para la presa, considerando una disposición diaria del relave de 300 Tn. con una densidad de 2.40 Ton/m³ de:

Depósito de Relaves	TIEMPO DE ALMACENAMIENTO
ELEVACIÓN DEL DIQUE DE LA PRESA	3.9 años

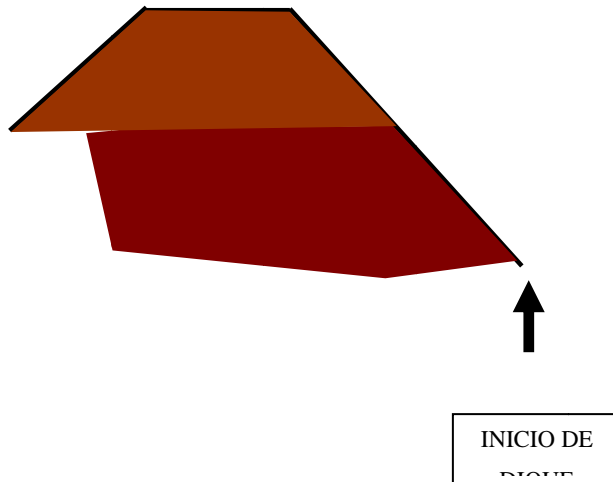
✚ El depósito de Relaves en la zona del Platanal después de los análisis realizados para el crecimiento de la presa, se ha podido encontrar que si es posible hacer un crecimiento de la presa hasta una altura de 15m desde la cota actual del dique de relave existente.

Cota actual 2076.40 msnm.

Cota de crecimiento máximo 2091.40 msnm.



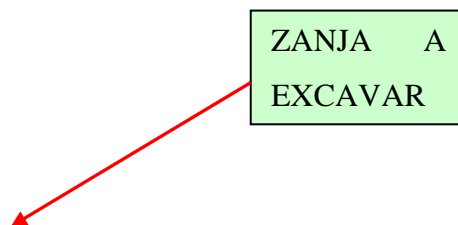
El crecimiento de la presa en el dique lado SUR, inicia desde la parte posterior del dique de Arranque cubriendo la plataforma existente, el mismo que debe ser conformado con material de cantera de cerro en capas compactadas y controladas su porcentaje de compactación de un mínimo del 95% de su Proctor Modificado, hasta la cota del dique de relave que se ha conformado y cubierto con geomembrana y luego continuar con el relave drenado.



✚ El crecimiento de la presa en el dique lado NORTE, inicia desde la parte baja de la quebrada de descarga, con banquetta intermedia y necesariamente un muro de contención de concreto, además que el material en la zona de la quebrada debe ser removido y nuevamente conformado por tratarse de un suelo de relleno suelto no apropiado como parte del dique de ampliación.

✚ El talud del dique de crecimiento debe tener las siguientes pendientes 1V : 1.5H el mismo que debe ser conformado de forma completa hasta los 15m para ganar mejor estabilidad y homogeneidad en su conformación.

✚ Para el crecimiento del dique en la parte interna, es decir hacia el relave depositado se deberá previamente hacer una excavación de mínimo 3m y retirar el relave en un ancho de acuerdo a las medidas del talud que será replanteado en obra, esto con la finalidad de hacer una talón de arranque y no generar una base a nivel del dique actual, además que con ello se va a conseguir secar el relave que está en contacto con el dique actual.





✚ Finalmente se debe garantizar el drenaje del agua del relave que escurre a la parte baja con las quenas o drenes verticales que deberán ser colocados en mayor número a los existentes, esto va a garantizar que completado los 15m de elevación se pueda tener la seguridad que los modelamientos practicados estén en concordancia con lo que se va a construir.



Drenes verticales tipo Quenas para drenaje de las aguas del relave que escurren hacia la parte baja de la presa



Zona de acumulación de agua que escurre de los relaves depositados que deben ser drenados con un mayor número de drenes verticales y horizontales

ZONA NORTE

✚ De la evaluación de la Estabilidad actual de la presa de relaves y los análisis para conseguir un mayor volumen de almacenamiento del dique existente hasta su máxima elevación proyectada con material de relave drenado traído de la zona del Espesador, hasta encontrar su altura máxima que permita que la presa continúe siendo estable, se han analizado 07 secciones longitudinales y 05 transversales de acuerdo a los planos topográficos desarrollados en la que se muestra la forma actual de los relaves y geometría de los diques existentes que nos han permitido realizar el modelamiento de la estabilidad actual y su máxima sobre elevación.

✚ Realizado los trabajos de exploración, muestro y ensayos de campo tipo SPT, y de los ensayos de laboratorio normales y especiales de resistencia del material de relave depositado, dique de relave conformado, material de relave que forman parte de los diques existentes, dique de arranque, material de relleno y material para conformar el nuevo dique se pudo determinar que en la presa de relaves el material que conformara la ampliación del dique de arranque en el lado frontal y lateral formado de relave drenado tiene una elevada resistencia y que a medida que este material pierde humedad va adquiriendo una cementación formando un sólido rígido y estable. Así mismo, el relave depositado dentro de la presa presenta una humedad en promedio de 11% cuya resistencia al esfuerzo cortante hasta los 6m de profundidad dieron valores bajos con promedios menores a 5 golpes por cada pie, aumentando de forma progresiva hasta los 11.40m con valores promedios de 10 golpes por cada pie, que fue la profundidad máxima de exploración en los 13 ensayos de SPT realizados dentro de la poza.

✚ Sin embargo el dique frontal y lateral conformado de material de relave drenado traído de la zona del espesador antiguo, por las características de bajo contenido de

humedad y al momento de ser conformado existe una cohesión entre sus partículas que generan una cementación con el transcurrir de los días, esto a generado que el dique se forme como un elemento sólido y resistente que para evaluar la resistencia con el ensayo SPT se obtuvieron valores por encima de los 50 golpes por cada 15cm de penetración, produciéndose el rechazo a la penetración desde el inicio del ensayo.

✚ Las cotas máximas obtenidas del dique de relave para las 12 secciones analizadas sin la posibilidad de un mayor crecimiento para estas condiciones han sido determinados de acuerdo al cuadro siguiente:

Secciones Longitudinales:

- Sección Corte 90 cota actual 2333.58msnm; cota final 2354.11msnm
- Sección Corte 120 cota actual 2333.64msnm; cota final 2354.11msnm
- Sección Corte 150 cota actual 2333.29msnm; cota final 2354.11msnm
- Sección Corte 170 cota actual 2332.99msnm; cota final 2354.11msnm
- Sección Corte 190 cota actual 2332.52msnm; cota final 2354.11msnm
- Sección Corte 220 cota actual 2333.50msnm; cota final 2354.11msnm
- Sección Corte 270 cota actual 2333.50msnm; cota final 2354.11msnm

Secciones Transversales:

- Sección Corte 80 cota actual 2331.50msnm; cota final 2354.11msnm
- Sección Corte 120 cota actual 2330.93msnm; cota final 2354.11msnm
- Sección Corte 160 cota actual 2331.57msnm; cota final 2354.11msnm
- Sección Corte 180 cota actual 2330.42msnm; cota final 2354.11msnm
- Sección Corte 220 cota actual 2331.50msnm; cota final 2354.11msnm

✚ Los análisis de estabilidad en condiciones actuales nos han permitido obtener factores de seguridad confiables que permiten una mayor elevación de la presa, la misma que estará conformada con relave drenado traído de la zona del espesador.

✚ La altura máxima promedio para elevar el dique que permite una seguridad sin riesgos de fallas por deslizamientos es de 20.0m en promedio, es decir desde la cota actual de 2333.5 m.s.n.m. se proyectara la elevación del dique hasta la cota 2354.11msnm, con pendientes de los taludes externos de 1V : 1.5H y de 1V : 1H para los taludes internos.

✚ Los parámetros de resistencia del suelo de cimentación, del material de dique de arranque, dique de relave, relave drenado, relave depositado y relave saturado, que formaran parte del modelamiento geotécnico de acuerdo a los ensayos de laboratorio y correlaciones apropiadas en función de los valores N del SPT, presentan las propiedades siguientes:

Tipo de Material	Peso Unitario (kN/m³)	Ángulo de Fricción (°)	Cohesión (kPa)
Dique de Relave Conformado	21.4	41.50	19.6
Relave en Pulpa depositado saturado	26.5	20	0
Relave en pulpa depositado	26.5	25	0
Relave Drenado depositado	21	32.55	0
Dique de arranque	22.8	38	30

compactado			
Suelo de apoyo coluvial suelto	18.6	36	10

✚ Del análisis de estabilidad actual y la máxima sobre elevación del dique de relave utilizando los modelamientos geotécnicos, asistidos con el programa de estabilidad GEO SLOPE para condiciones estática y pseudo estática se ha obtenido los siguientes resultados:

MAXIMA SOBRE ELEVACIÓN 20m. DIQUE LATERAL

<u>ANALISIS DE ESTABILIDAD</u>	<u>COTA DEL DIQUE DE RELAVE</u>	<u>Fs. Estático</u>	<u>Fs. Dinámico</u>	<u>Condición</u>
Sección 0+080	2354.11	2.212	1.650	NO FALLA
Sección 0+120	2354.11	1.832	1.445	NO FALLA
Sección 0+160	2354.11	1.695	1.333	NO FALLA
Sección 0+180	2354.11	1.636	1.264	NO FALLA
Sección 0+220	2354.11	1.579	1.219	NO FALLA

<u>ANALISIS DE ESTABILIDAD</u>	<u>COTA DEL DIQUE DE RELAVE</u>	<u>Fs. Estático</u>	<u>Fs. Dinámico</u>	<u>Condición</u>
Sección 0+090	2354.11	1.648	1.353	NO FALLA
Sección 0+120	2354.11	1.537	1.247	NO FALLA
Sección 0+150	2354.11	1.611	1.279	NO FALLA

Sección 0+170	2354.11	1.693	1.369	NO FALLA
Sección 0+190	2354.11	1.557	1.334	NO FALLA
Sección 0+220	2354.11	1.928	1.518	NO FALLA
Sección 0+270	2354.11	1.533	1.181	NO FALLA

MAXIMA SOBRE ELEVACIÓN 20m. DIQUE FRONTAL

✚ El volumen de almacenamiento de relave adicional que se puede disponer dentro de la poza para la máxima elevación de la presa considerando la altura de 20m es de 509904.40 m³.

✚ Se estima un periodo de almacenamiento para la presa, considerando una disposición diaria del relave de 3000Tn. con una densidad de 2.40 Ton/m³ de:

Depósito de Relaves	TIEMPO DE ALMACENAMIENTO
ELEVACIÓN DE DIQUE 20m. CON MATERIAL DE RELAVE DRENADO	1.10 años

✚ En el estudio probabilístico de peligro sísmico se ha considerado las fuentes sismogénicas como áreas. Para el sismo de diseño se ha determinado un valor de aceleración máxima de 0.33g, para un periodo de retorno de 475 años y de 0.40g para periodo de retorno mayor a 900 años. Con lo cual, Para el método diseño de pseudo-estático de taludes y muros de contención, se recomienda un valor de 0.15 para el coeficiente horizontal y de 0.0752 coeficiente vertical sísmico, basándose en el período de retorno asumido.

✚ La profundidad de los drenes verticales tipo Misiles, deben ser de 6m, y colocados sobre el actual relave depositado sin llegar a dañar la geomembrana de impermeabilización, cuyas aguas captadas deben ser bombeadas todos los días y llevar un registro diario de niveles de agua dentro de cada dren, pues tendrán un funcionamiento tipo Piezómetro de tubo abierto.

✚ El crecimiento de la presa se inicia con la proyección de los diques existentes hacia dentro de la presa, el talud del dique de crecimiento debe tener las siguientes pendientes 1V : 1.5H el mismo que debe ser conformado de forma completa hasta los 20m para ganar mejor estabilidad y homogeneidad en su conformación.

✚ Para el crecimiento del dique en la parte interna, es decir hacia el relave depositado se deberá previamente hacer una excavación de mínimo 3m de profundidad y retirar el relave en un ancho de acuerdo a las medidas del talud de caída que será replanteado en obra, esto con la finalidad de hacer una talón de arranque y no generar una base a nivel del dique actual, además que con ello se va a conseguir secar el relave que está en contacto con el dique actual.

✚ La evaluación del riesgo de licuefacción para ambos depósitos determinaron factores de seguridad por encima del mínimo permisibles lo que garantiza que no existe probable falla por licuefacción.

10.2 RECOMENDACIONES

EL PLATANAL tfg

✚ Con la finalidad de disipar las presiones intersticiales se recomienda eliminar el espejo de agua con bomba hidráulica para disminuir las líneas de flujo y posición del nivel

freático dentro de la presa que ayudará a aumentar la estabilidad de la presa, con ello los relaves depositados disminuirán su contenido de humedad haciendo que aumenten sus parámetros de resistencia lo que ayudará a que a futuro se consiga un nuevo incremento de los diques de la presa.

✚ Se recomienda también, la instalación de los drenes verticales tipo MISIL, cuyo sistema mejoró las condiciones de estabilidad de la presa norte y disminuyó el riesgo de licuación en el relave saturado por acumulación de presiones neutras, estos misiles tienen la finalidad de captar las aguas del relave dentro de la presa y disipar la generación de presión de poros, disminuyendo considerablemente el riesgo de licuación de suelos, se recomienda la colocación de 06 misiles distribuidos frente al dique zona norte y sur (zona del deposito de residuos y quebrada de descarga) ya que en estas zonas es donde se acumula mayor cantidad de agua, con esto se espera disminuir los empujes hidrostáticos en el dique de relave.

✚ La profundidad de los misiles deben alcanzar hasta el suelo de apoyo sin llegar a dañar la geomembrana de impermeabilización, cuyas aguas captadas deben ser bombeadas todos los días y llevar un registro diario de niveles de agua dentro de cada dren.

ZONA NORTE

✚ Para poder evitar las presiones intersticiales que va a generar el nuevo relave a depositar con los diques a elevar y para evitar que las aguas se infiltren sobre el relave depositado y sobre el dique a elevar se recomienda impermeabilizar el fondo y los taludes de la poza con geomembrana para evitar dicha infiltración del agua de relave.

✚ Así mismo es necesario colocar un sistema de drenaje horizontal y vertical en toda la presa para evacuar las aguas de forma constante a medida que se va disponiendo el

relave, con ello se consigue disminuir las líneas de flujo y posición del nivel freático dentro de la presa que ayudará a aumentar la estabilidad de la presa, con ello los relaves depositados disminuirán su contenido de humedad haciendo que aumenten sus parámetros de resistencia lo que ayudará a que a futuro se consiga un nuevo incremento de los diques de la presa, además con ello se evitara el exceso de presiones neutras y se disminuirá el riesgo de licuación de la presa de relaves.

✚ Se recomienda al igual que en la presa el Platanal, la instalación de los drenes verticales tipo MISIL, cuyo sistema fue implementado en esta presa logrando buenos resultados en cuanto a la evacuación de las aguas que se acumulaban en la parte superior del relave depositado y por consecuente disminuyó el riesgo de licuación en el relave saturado por acumulación de presiones neutras, se recomienda que se coloquen un total de 07 misiles, los cuales se ubicarán frente al dique frontal y lateral, para disminuir los empujes hidrostáticos en el dique de relave.

Todas las conclusiones y recomendaciones, así como los criterios de diseño seguidos para la preparación de esta tesis correspondiente al proyecto de EVALUACIONES Y MODELAMIENTOS GEOTECNICOS PARA LA AMPLIACIÓN DE DEPÓSITOS DE RELAVES, ubicado en el complejo minero Cobriza; Provincia de Churcampa en el departamento de Huancavelica perteneciente a los terrenos de propiedad de la DOE RUN PERU – MINERA COBRIZA no podrán ser aplicadas indiscriminadamente en otras obras por mas similitud o cercanía que tuvieran, dado a que su estabilidad será diferente al considerado en esta tesis, lo que determinará la inestabilidad y falla de esas obras.

BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS

- Braja M. Das (2001) “Principios de Ingeniería de Cimentación” Ciencias Thomson.
- Peck-Hanson Thornburn (2000) “Ingeniería de Cimentaciones” Editorial Limusa.
- Delgado Vargas (2000) “Ingeniería de Cimentaciones” Fundamentos e Introducción al análisis geotécnico. Editorial Alfaomega.
- Crespo Villalaz, Carlos (1998) “Mecánica de Suelos y Cimentaciones”. Editorial Limusa.
- Watson Quesada, Roberto (2005) “Geología aplicada a la pequeña minería”.
- Loren Lorig, “Fundamentos Geodinámica aplicada a la minería”. X Simposium de Ingeniería de Minas. Departamento de Ingeniera en Minas. Universidad Santiago de Chile.
- Alva Hurtado J.E. (1990), “Análisis Dinámico de la Presa Palo Redondo- Nivel Factibilidad. Alternativa de Materiales Gruesos con Pantalla de Concreto”.
- Jorge E. Alva Hurtado y Miguel Infantes Quijano, “Diseño sísmico de presas de tierra y enrocado”.
- Ministerio de Energía y Minas, “Diseño a nivel de factibilidad de la presa de relaves. Estudio de la factibilidad del proyecto de sulfuros primarios de cerro verde.” Preparada para la sociedad minera Cerro Verde S.A.A.
- Informe del Estudio Geotécnico de la Zona para el relleno en Pasta en Cobriza Geomaster S.A.C. Perú 2002.
- Presas de Tierra Rodríguez Bories, Rafael Perú 1965.

- Manual de Geo Slope V5.0, 2006
- Guía Ambiental para la Estabilidad de Taludes de Depósitos de Residuos Sólidos Provenientes de Actividades Mineras. Ministerio de Energía de Minas, Perú 1998.
- Guía para elaborar Estudios de Impacto Ambiental Ministerio de Energía y Minas, Perú 1994.
- Tesis de Aplicación de las Geomembranas en la Construcción de Obras Civiles Baldeón Vargas, Maria de la Asunción, Lima 2003
- Tesis de Ampliación de la Presa de Relaves de la Compañía de Minas Orcopampa S.A. Floriano Pérez, Alfredo Victorio, Lima
- Informe del Estudio Geotécnico y Análisis de Estabilidad de la Presa Norte en Cobriza Geomaster S.A.C, Lima 2006.
- Informe del Estudio Geotécnico y Análisis de Estabilidad de la Presa El Platanal en Cobriza Geomaster S.A.C, Lima 2005.
- www.Minem.gob.pe
- www.geoslope.com