

MINISTERIO DE ENERGIA Y MINAS  
INSTITUTO GEOLOGICO MINERO Y METALURGICO  
INGEMMET

---

PRESAS DE RELAVES  
EN EL  
PERU



---

DIRECCION GENERAL DE GEOLOGIA  
DIRECCION DE GEOTECNIA

1982

## PROLOGO

En nuestro país, la Ingeniería Aplicada a la Minería muestra una gama de actividades, determinantemente orientadas a resolver los problemas de explotación de estos recursos naturales, buscando una optimización en la extracción, y dar condiciones de seguridad al personal que trabaja dentro de una labor minera.

Un aspecto poco atendido, derrepente por que significa la última etapa de esta actividad minera y en la mayoría de los casos ya no rentable, es la eliminación de los desechos (relaves), provenientes de la flotación de los minerales.

El emplazamiento de la mayoría de las minas en la Cordillera de los Andes, caracterizada por una topografía sumamente accidentada, que en mucho de los casos no ofrece alternativa para buscar el lugar más apropiado, hace que tengan que utilizarse lugares poco favorables para el emplazamiento de depósitos de relaves.

Este factor, aunado a otros, como el criterio poco técnico que hasta hace poco se ha tenido para construir depósitos de relaves, aunados a la alta actividad sísmica del territorio, hacen que en nuestra historia contemporánea se conozcan casos de fallamientos de presas de relaves, cuyas consecuencias, en unos casos, inciden directamente sobre la infraestructura minera (campamentos, instalaciones), y/o en otros, en el área de influencia de los cauces inferiores.

En los últimos años se ha visto con alguna preocupación este problema, dándose, atinadamente, dispositivos legales (Ley de Minería) que normen la construcción de presas de relaves; sin embargo, consideramos que todavía no se han dictado normas técnicas, lo suficientemente precisas, que dicten las reglas de juego para este tipo de construcciones.

El INGEMMET, cuyo hacer está íntimamente relacionado a la actividad minera, ha querido tocar este problema, con el único propósito de iniciar un camino de investigaciones mayores, que con propiedad lleven a formular un "Código sobre construcción de Presas de Relaves en el Perú".

Un primer trabajo, ya concluido, "Investigaciones Geológicas-Geotécnicas sobre Presas de Relaves en el Perú", ha sido un preámbulo a este trabajo específico, que con el título genérico de "PRESAS DE RELAVES EN EL PERU", se presenta para su análisis y posterior enriquecimiento.

DIRECCION DE GEOTECNIA  
INGEMMET.

## CONTENIDO

Nº Pág.

|                    |   |
|--------------------|---|
| INTRODUCCION ..... | 1 |
|--------------------|---|

### CAPITULO I

#### GENERALIDADES SOBRE EL ESTUDIO

|                                                                  |   |
|------------------------------------------------------------------|---|
| 1.1 CARACTERISTICAS FISICAS SOBRE LOS MATERIALES DE RESIDUO..... | 2 |
| 1.2 IMPORTANCIA DEL ESTUDIO .....                                | 3 |
| 1.3 OBJETIVOS Y ALCANCES .....                                   | 6 |

### CAPITULO II

#### DEPOSITOS DE RELAVE EN EL PERU

|                                                                |    |
|----------------------------------------------------------------|----|
| 2.1 FINALIDAD DE LOS DEPOSITOS DE RELAVES .....                | 7  |
| 2.2 RESEÑA HISTORICA .....                                     | 7  |
| 2.3 COMENTARIOS DE ALGUNOS DEPOSITOS FALLADOS .....            | 8  |
| 2.4 TIPOS DE DEPOSITOS .....                                   | 9  |
| 2.4.1 Según su ubicación .....                                 | 9  |
| a.- Depósitos contruidos en superficies llanas .....           | 9  |
| b.- Depósitos contruidos en cubetas glaciares .....            | 11 |
| c.- Depósitos contruidos en valles y quebradas estrechas. .... | 11 |
| 2.4.2 Según su comportamiento .....                            | 12 |
| a.- Depósitos Estables por su propio peso .....                | 12 |
| b.- Depósitos Sismo-resistentes .....                          | 12 |
| 2.4.3 Según el Método Constructivo .....                       | 13 |
| a.- Método Aguas arriba .....                                  | 13 |
| b.- Método Aguas abajo .....                                   | 13 |
| c.- Método de la Línea Central .....                           | 15 |
| 2.5 RASGOS CARACTERISTICOS DE LOS DEPOSITOS .....              | 15 |

### CAPITULO III

#### ASPECTOS GENERALES PARA EL DISEÑO DE DEPOSITOS DE RELAVES

|                                  |    |
|----------------------------------|----|
| 3.1 COMPOSICION DEL RELAVE ..... | 22 |
| 3.2 UBICACION DEL AREA .....     | 22 |
| 3.3 ASPECTOS GEOLOGICOS .....    | 22 |

|                                                                                  |    |
|----------------------------------------------------------------------------------|----|
| 3.4 ASPECTOS GEOTECNICOS .....                                                   | 23 |
| 3.5 ELECCION DEL METODO CONSTRUCTIVO .....                                       | 24 |
| 3.6 FACTORES DE LA OCURRENCIA DE LA LICUEFACCION .....                           | 24 |
| 3.7 SUCEPTIBILIDAD A LA LICUEFACCION EN LOS DEPOSITOS DE<br>ARENA SATURADA ..... | 25 |
| 3.7.1 Criterio de Kishida .....                                                  | 26 |
| 3.7.2 Criterio de Oshaki .....                                                   | 26 |
| 3.7.3 Código del Diseño de Presas de Residuo del Japón .....                     | 27 |
| 3.8 FALLAMIENTO POR TUBIFICACION .....                                           | 28 |
| 3.9 PARAMETROS DINAMICOS DEL SUELO DE FUNDACION.- SISMO DE DISEÑO...             | 31 |

#### CAPITULO IV

#### ANALISIS Y COMPORTAMIENTO DE UN DEPOSITO DE RELAVES (APLICACION PRACTICA)

|                                                                                   |    |
|-----------------------------------------------------------------------------------|----|
| 4.1 UBICACION Y ACCESO .....                                                      | 35 |
| 4.2 CONSIDERACIONES SOBRE LA GEOLOGIA DEL AREA .....                              | 35 |
| 4.2.1 Zona de la Estructura de contención (presa) .....                           | 36 |
| 4.2.2 Zona del Depósito .....                                                     | 36 |
| 4.3 NEOTECTONICA Y SISMICIDAD .....                                               | 37 |
| 4.4 ALGUNOS ASPECTOS DE GEOTECNIA .....                                           | 38 |
| 4.4.1 Descripción del Sistema de Almacenamiento .....                             | 38 |
| 4.4.2 Características del Suelo de Fundación .....                                | 39 |
| 4.4.3 Características del material del Depósito .....                             | 40 |
| 4.5 ANALISIS DE ESTABILIDAD .....                                                 | 42 |
| 4.5.1 Condiciones Estáticas .....                                                 | 42 |
| 4.5.2 Condiciones Sísmicas .....                                                  | 43 |
| 4.6 SUCEPTIBILIDAD A LA LICUEFACCION .....                                        | 45 |
| 4.7 EVALUACION POTENCIAL DEL MATERIAL DE RELAVE FRENTE A LA<br>LICUEFACCION ..... | 46 |
| CONCLUSIONES .....                                                                | 56 |
| REFERENCIAS .....                                                                 | 58 |
| PARTICIPACION .....                                                               | 59 |

## INTRODUCCION

El Perú, país eminentemente minero, tienen gran parte de sus depósitos de relave ubicados en quebradas profundas con laderas escarpadas. La complejidad geomorfológica de estos relieves expone al material depositado a continuas sollicitaciones sísmicas, cuya sucesión de ondas incidentes sufren reflexiones, refracciones y desdobles en otros tipos de ondas que originan concentraciones de esfuerzos o ampliificaciones de intensidades.

Subsecuentes estudios, hechos en Japón, demuestran el riesgo que significan los depósitos de relave contruidos en zonas altamente sísmicas, por la tendencia a su compactación por vibración, dando como resultado apreciables asentamientos totales o peligrosos asentamientos diferenciales, con la manifestación de excesivas presiones hidrostáticas que pueden llegar a tener tal magnitud y causar la licuefacción del depósito originando el hundimiento de la presa. Igualmente, la combinación de esfuerzos dinámicos y presiones intersticiales del agua provocarían el deslizamiento de los taludes del depósito, con graves daños en las obras de ingeniería y centros poblados que se encuentran aguas abajo de las quebradas.

El presente trabajo denominado "Presas de Relaves en el Perú", constituye un análisis resumido de estos depósitos, forzosamente incompleto, inspirado en la serie de fallas, por sísmos, ocurridos en el Perú, orientados a la contribución de un documento básico que sirva en la formulación de un código sobre "Proyectos de Presas de Relave", a fin de obtener métodos de diseño, construcción y supervisión, cada vez mejores.

El trabajo se divide en cuatro capítulos. En el primero, se procede a la descripción física del relave como material constituyente único, del cuerpo de la Presa. En la segunda parte, se hace un análisis de algunos depósitos del Perú; en la tercera, se da la metodología sobre estudios de depósitos de relave, indicando los aspectos fundamentales que se deben conocer antes del diseño de la estructura de retención; y finalmente en el último capítulo, como aplicación práctica, se hace un análisis de comportamiento de un depósito en actual construcción.

Esperamos que este pequeño aporte contribuya en algo al avance del conocimiento y en la inquietud que se tiene sobre los Depósitos de Relave en el Perú.

## CAPITULO I

### GENERALIDADES SOBRE EL ESTUDIO

En la Industria Minera, el mineral y las rocas que se extraen en la explotación, son tratados en las plantas concentradoras, de donde salen residuos en forma de desechos denominados "relaves", que son almacenados en canchas acondicionadas previamente, en laderas, valles ó cubetas. Para evitar problemas de deslizamientos y derrumbes del material depositado, se construyen muros de contención, diques de tierra, ó en todo caso se usa el mismo material estabilizado, con pilotes de madera, sacos rellenos con arena y hierbas del lugar.

La cantidad de relaves almacenados durante la vida útil de las minas alcanzan muchas veces varias decenas de millones de toneladas, lo cual constituye un riesgo potencial, sobre todo en zonas altamente sísmicas, que en caso de producirse un terremoto de magnitud moderada, podría originar una explosión de consecuencias imprevisibles, si no se han hecho los estudios requeridos para la ejecución del proyecto.

Es por consiguiente preocupación de los empresarios mineros y del Estado realizar estudios severos sobre Ingeniería Geotécnica, a fin de construirlos diques de residuo con el debido criterio técnico, siendo mayor cuando los lugares escogidos para el almacenamiento, se encuentran en profundas y escarpadas quebradas; agravándose el problema, si existen centros poblados, obras de ingeniería y zonas agrícolas, aguas abajo de la quebrada.

#### 1.1 CARACTERISTICAS FISICAS DE LOS MATERIALES DE RESIDUO .-

Los relaves son restos que quedan como residuo en las concentradoras, son desde polvo de roca, hasta arena gruesa. Consecuentemente el hecho que el polvo de roca en condiciones de saturación de agua posee una cohesión aparente y cierta resistencia efectiva al corte, son clasificados muchas veces como una arcilla ó limo de baja compresibilidad. Por otro lado, en términos de granulometría sus características de resistencia y deformación se asemeja a la arena con cierta plasticidad.

Casagrande (1933) demostró que el polvo de roca es un limo no plástico, para tal efecto graficó las curvas granulométricas con sus índices de tres muestras de polvo de roca, cuarzo, feldespato y mica, con

paró con la arcilla de Bostón, observándose que el 95% del material no plástico queda retenido en el diámetro de 0.005 mm.; mientras que el material cohesivo fue solo el 50% (Ver gráfico N°1). Asimismo, los materiales no cohesivos en las curvas granulométricas se concentran más hacia la izquierda, mientras las arcillas se alejan hacia la derecha. Esto nos hace pensar que el polvo de roca que es uno de los materiales constituyentes del relave, dado su valor tan bajo del índice de plasticidad, es vulnerable a la licuefacción, tan igual a la arena, ocasionados por la vibración de un terremoto.

Tsuchida (1970), Japón, investigó, según la distribución granulométrica de los materiales no plásticos, la sensibilidad de los suelos a la licuefacción durante terremotos, para su identificación preparó dos franjas limitadas por curvas fronterizas. Según ella, podemos apreciar "a priori" la potencialidad del material de relave a la licuefacción. Estas curvas fueron propuestas en el código de diseño de presas de relave en el Japón, vigente desde Marzo de 1980 (Ver Gráfico N°2).

## 1.2 IMPORTANCIA DEL ESTUDIO .-

Uno de los mayores problemas de Ingeniería Geotécnica en depósitos de relave es la posible ocurrencia de la licuefacción, con la consecuente falla de la presa de retención, durante un terremoto, incentivado por la in consolidación de los materiales depositados.

Los primeros resultados de falla de presa dentro de la profesión de Ingeniería, es probablemente la falla de la Presa Barahona, ocurrido en la Corporación Minera El Teniente-Chile, subsecuente al terremoto del 1° de Octubre de 1928. En el tiempo de la ocurrencia, tenía 63 metros de altura. Al colapsar causó una catástrofe por el flujo de materiales en una cantidad de cuatro millones de toneladas. La causa de la falla se cree ser la licuefacción de los limos colocados en estado saturado e in consolidado.

Otro ejemplo que cabe mencionar sobre flujo de relaves, es lo ocurrido en Mochikoshi, Japón, cerca a Izu-Ohshima, subsecuente al terremoto del 14 de Enero de 1978. La presa tenía catorce metros de altura y arrastró doscientos mil toneladas de relave, matando mucha gente, animales y con grave perjuicio a la agricultura y ganadería, en su recorrido.

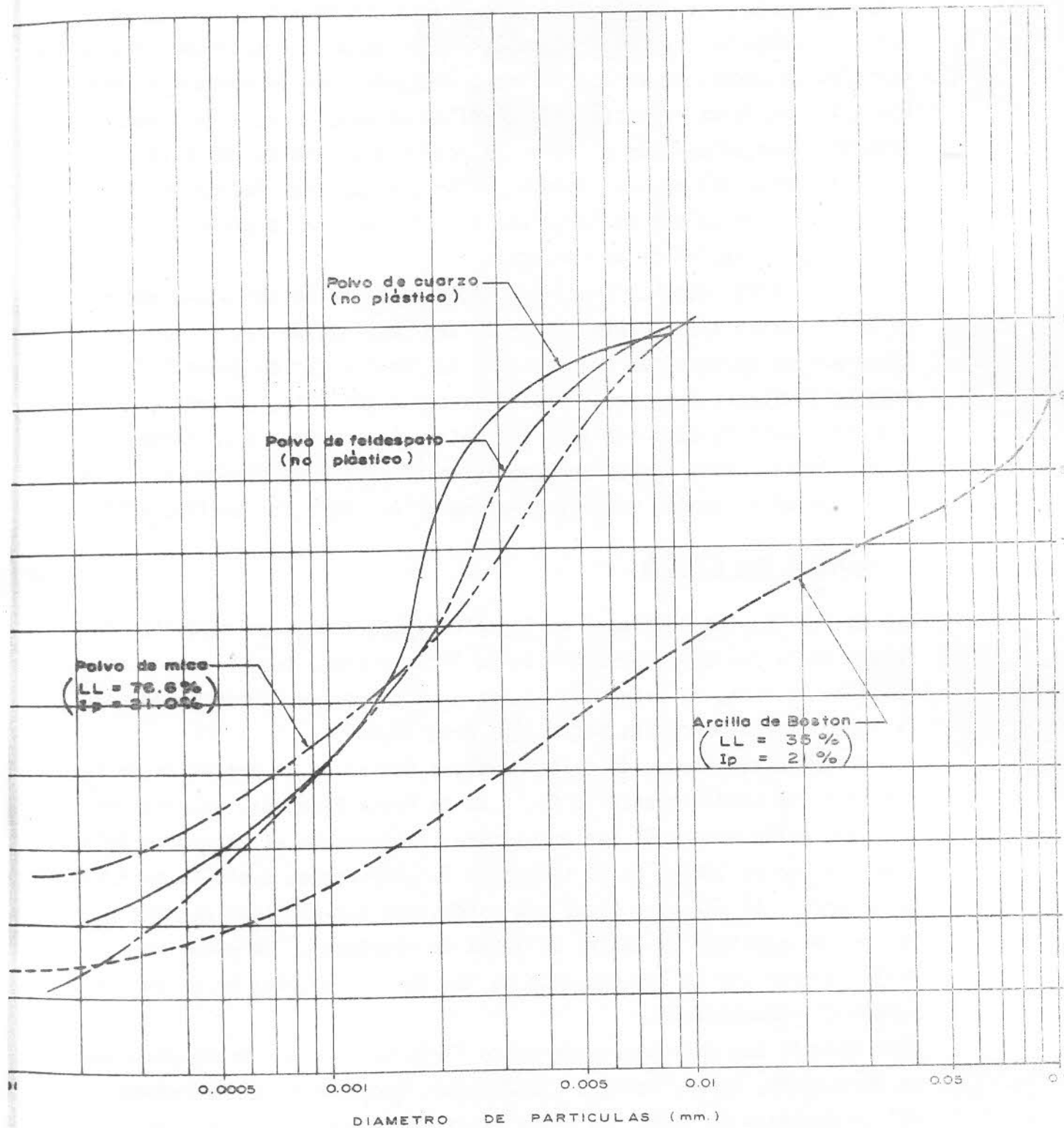


Gráfico N° 1 : Curva de granulometría e índice de plasticidad de polvo de roca comparado con Arcilla.

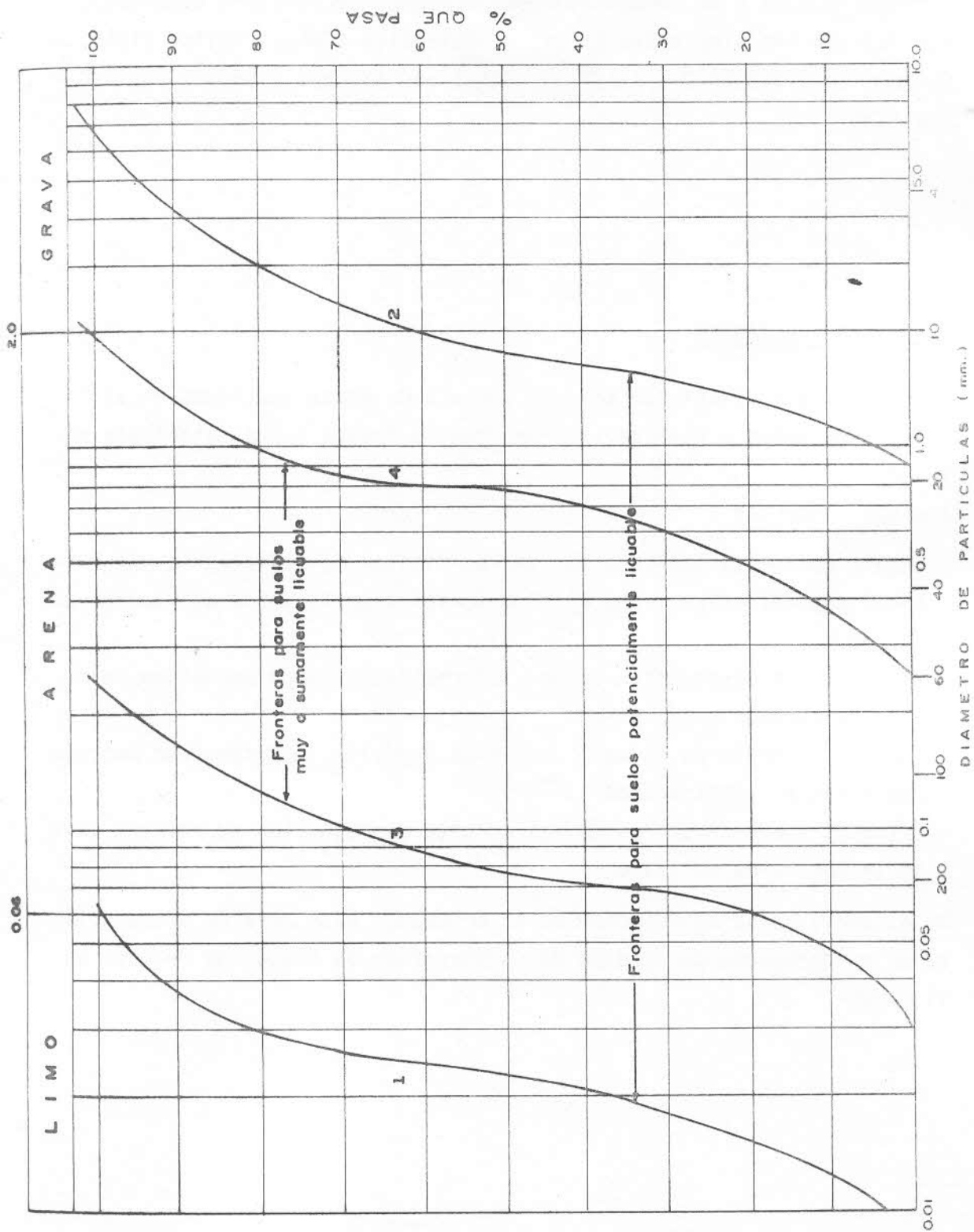


Gráfico N°2 : Rango de distribución de granos para suelos susceptibles a licuación

En el Perú, se han presentado muchas fallas en presas de relave, con las consiguientes víctimas e importantes daños materiales en obras de infraestructura y en la agricultura. Como consecuencia a temblores, han fallado las siguientes presas : Casapalca (1952), Millpo (1956), Quiruvilca (1962-1970); Alianza (1971); San Nicolás (1980) y Yauricocha (1981).

### 1.3 OBJETIVOS Y ALCANCES .-

El trabajo está inspirado ante la secuela de daños ocurridos en el país, orientados a resaltar su importancia frente a una catástrofe natural.

Sus objetivos son :

- Determinación de las características físicas de resistencia y compresibilidad del relave como único material constituyente del cuerpo de la presa.
- Recopilación descriptiva de las informaciones sobre depósitos de relave existentes en el país.
- Conocer el grado de estabilidad de un depósito, tomando como muestreo una presa en construcción.
- Estudios sobre fenómenos de fallamiento de depósitos de relave, ante la acción de un sismo.

Su alcance, es la formulación de un documento base para la preparación de un anteproyecto de "Código de Construcción de Presas de Relaves en el Perú".

## CAPITULO II

### DEPOSITOS DE RELAVE EN EL PERU

#### 2.1 FINALIDAD DE LOS DEPOSITOS DE RELAVES .-

Los depósitos de relaves, tienen como finalidad primordial almacenar el residuo proveniente de las plantas concentradoras, con el propósito de evitar la contaminación del medio ambiente y por consiguiente dar cumplimiento a las normas de seguridad e higiene establecidas por el Ministerio de Energía y Minas.

En algunas minas, estos depósitos se utilizan como un medio para recuperar el agua contenida en los relaves, mediante la decantación, clarificación y bombeo, para utilizarla nuevamente en la Planta Concentradora.

Otras minas, emplean los relaves como relleno hidráulico, en las labores de explotación. Para ello, previamente tienen que separar las arenas gruesas, mediante el ciclonado.

#### 2.2 RESEÑA HISTORICA .-

Se tiene información que los primeros depósitos se formaron descargando los relaves en el borde de una ladera, permitiendo fluya el agua pendiente abajo, donde al final se colocaba la torre desaguadera o el canal de drenaje, junto o muy cerca a un dique de retención que previamente se construía. Los muros de retención se construían apilando materiales propios del lugar como piedras, "champas", troncos, etc., sin ninguna base técnica. Este procedimiento fue elegido por ser económico, hasta que fallaron los almacenamientos, con diversas consecuencias.

Con el tiempo se cambió el procedimiento constructivo, se empezó a utilizar las arenas gruesas del mismo relave, formando terraplenes en forma escalonada, de abajo hacia arriba.

El vertido de los relaves se hacía por gravedad, usando canaletas o tuberías. Para el desague, se instalaban un sistema de chimeneas colocadas aguas arriba del dique, lo cual constituía una buena práctica de almacenamiento. Los diques de retención se construían de pequeñas dimensiones que al ir ganando altura los relaves almacenados llegaban a cubrirlos.

Inicialmente, en la mayoría de los casos, se construían los muros de re-

tención con sacos de yute llenos de arena gruesa del mismo relave. Se hacía esto, porque resultaba sencillo, rápido y barato.

También utilizaban este sistema para reforzar y estabilizar los taludes naturales de la presa de relave y protegerlos contra las erosiones superficiales de las lluvias.

### 2.3 COMENTARIOS DE ALGUNOS DEPOSITOS FALLADOS

Como consecuencia de no disponer de una buena práctica constructiva de almacenamiento ni un mantenimiento constante y adecuado se presentaron diversos tipos de fallas y en algunos casos, con consecuencias funestas. Por citar algunos, el año 1952, la localidad de Casapalca se vió afectada seriamente ante el derrumbe súbito de las canchas de relaves, ocasionando numerosas muertes y contaminación del río Rimac. En 1969, la presa de relaves "Yauliyacu", de la mina Casapalca, sufrió una falla y derrumbe en el lado sur de la cresta, ocasionados por un movimiento sísmico. Igualmente, la mina Millpo, en el año 1956, sufrió el derrumbe de su cancha de relaves N°3, originando la muerte de varias personas.

El 18 de Abril de 1962, la presa de relaves "Almivirca", (mina Quiruvilca), de 40 m. de altura, se derrumbó, debido a un movimiento sísmico de grado 6.7 en la escala Richter, precedido por tres meses de fuertes lluvias. Este mismo depósito falló nuevamente con el sismo de Mayo de 1970, a pesar de que con el primer percance se hicieron investigaciones especiales y se tomaron las medidas necesarias para evitar futuros colapsos.

En 1969, la mina "Recuperada" de la Compañía Buenaventura, sufrió de igual manera el derrumbe de su cancha de relaves, las mismas que invadieron las cementeras de Huachocolpa. En 1971, en la mina Atococha, se derrumbaron 100,000 toneladas de relaves, las cuales fueron a dar al río Huallaga; éste hecho se debió a la falta de cierre estructural en la construcción del alcantarillado.

En la madrugada del 27 de Noviembre de 1971, la cancha de relaves N°2 de la compañía Alianza S.A., sufrió la rotura de una parte del dique de concreto, provocando el deslizamiento de 9,000 toneladas de relaves. Estos habían sido depositados en una quebrada y al romper el muro de contención, recorrieron una distancia de 1,500 m., ocasionando la muerte de tres personas, destrucción de muchas viviendas ubicadas aguas

abajo de la quebrada, inundando de terrenos de cultivo é interrupción de la carretera Lima-Huaraz. El muro de contención tenía 5 m. de altura y 0.80 de espesor.

Las causas del derrumbe se debieron a la mala ubicación del depósito de relaves, por estar en una quebrada abrupta, de terreno poco consistente y encima del pueblo de Ticapampa. Otro de los motivos fue la deficiente construcción de los muros de contención, deficiente captación de las aguas de escorrentía y mala decantación, por falta de tuberías de drenaje, en la parte baja.

El 12 de Junio de 1980 se produce el escape de arenas finas de 200 a 300 toneladas de la presa de relaves de la Compañía Minera San Nicolás S.A., ubicada en el distrito de Bambamarca, provincia de Hualgayoc, departamento de Cajamarca. El derrumbe se debió a la deficiencia en la construcción de la presa, cuya ruptura contaminó las aguas del río Tingo, afluente del río Maygasbamba, dando origen al reclamo exaltado de los pobladores del pueblo y estancias vecinas.

En el cuadro N°1, se podrá observar algunos de los depósitos de residuo, fallados con consecuencias no deseables.

## 2.4 TIPOS DE DEPOSITOS .-

Un depósito de relaves es una presa de tierra, con la particularidad de que en su construcción se emplea un solo tipo de material, con un mínimo de tratamiento, que es la arena. Se utilizan exclusivamente para almacenar relaves provenientes del tratamiento de minerales de las concentradoras, de las cuales las arenas gruesas forman la presa en sí y las arenas finas (lamas) quedan como depósito.

A la vista de lo observado e informado, las presas de relaves, para nuestro propósito, clasificaremos en tres tipos, teniendo en cuenta su ubicación, comportamiento y método constructivo.

### 2.4.1 Según la Ubicación

#### a) Depósitos Construidos en Superficies Llanas .-

Son las que se construyen en terrenos más o menos horizontales. Los diques se levantan perimetralmente en forma uniforme, depositados sobre éstos los relaves más gruesos, mientras que las lamas y agua van hacia la poza de decantación ubicada generalmente en el centro del depósito.

C U A D R O N° 1

DEPOSITOS DE RELAVES FALLADOS

| DEPOSITO EMPRESA        | ALTURA DEPOSITO | AÑO  | CAUSA                 | CONSECUENCIAS                                                                      | ESTADO DEL DEPOSITO |
|-------------------------|-----------------|------|-----------------------|------------------------------------------------------------------------------------|---------------------|
| Casapalca CENTROMIN     | 60 m.           | 1952 | Sismo                 | Numerosos muertos y contaminación del Río Rímac.                                   | Abandonado.         |
| Millpo                  | 60 m.           | 1956 | Sismo                 | Muchos muertos, interrupción de la carretera Cerro de Pasco-Huánuco.               | En Ejecución.       |
| Almivirca Quiruvilca    | 40 m.           | 1962 | Sismo de magnitud 6.7 | Daño en la agricultura y obras de infraestructura.                                 | Abandonada.         |
| Yauli-Yacu CENTROMIN    | 80 m.           | 1968 | Sismo                 | Interrupción de la carretera central y contaminación del Río Rímac.                | Abandonada.         |
| Recuperada BUENAVENTURA | ----            | 1969 | Se desconoce.         | Daños en la agricultura de Huachocolpa.                                            | Se desconoce.       |
| Almivirca QUIRUVILCA    | 40 m.           | 1970 | Sismo de 1970.        | Contaminación del río San Felipe.                                                  | Abandonada.         |
| Atacocha                | ----            | 1971 | Falla en drenaje.     | Contaminación del Río Huallaga y daños a infraestructura vial.                     | Abandonada.         |
| Ticapampa ALIANZA       | 20 m.           | 1971 | Sismo                 | Tres muertos, destrucción de viviendas e interrupción de la carretera Huaraz-Lima. | Abandonada.         |
| San Nicolas             | ----            | 1980 | Se desconoce.         | Contaminación del río Tingo y daños en la agricultura.                             | Abandonada.         |

A este tipo de depósitos se les llama también "Depositos Apilados" y son poco seguros, debido a que al tener cuatro frentes, los relaves depositados ejercen presión en cada lado, cuyos diques tienden a alavearse con peligro de derrumbes. Además, se tiene que poner un cuidado especial al realizar la sedimentación de gruesos y finos para no permitir que las arenas tengan un contenido alto de humedad.

Ejemplo : Depositos de las minas Alpamarca, Río Pallanga, Millotíngo etc.

b) Depósitos Construidos en Cubetas Glaciares .-

Las cubetas ó valles glaciares están por encima de los 4,000 m. s.n.m. y tienen la forma de "U" extendida, con laderas de suave pendiente y lecho ligeramente inclinado, acompañados de morrenas con diversos tipos y tamaños de materiales.

Estas zonas ofrecen las mejores ventajas para la construcción de los depósitos de relaves dado que cuentan con área y terreno suficiente para lograr una buena sedimentación y drenaje de las aguas clarificadas.

En algunos casos, los remanentes de morrenas laterales sirven como muros naturales de contención y solo se tiene que controlar el frente de la presa, ubicado pendiente abajo.

Casos típicos se presentan en los depósitos de relaves de las minas Alpamarca, San José de Río Pallanga y Carhuacayan, del Sindicato Minero Río Pallanga S.A.

c) Depósitos Construidos en Valles y Quebradas Estrechas .-

Las minas se ubican mayormente en la cordillera andina, lugar en el que se encuentran valles y quebradas estrechas, de fuerte pendiente y rodeadas de laderas empinadas. Es en estas zonas donde se encuentran la gran parte de los depósitos de relaves en el Perú y por consiguiente, los problemas más serios de almacenamiento y estabilidad.

Un ejemplo de este tipo lo ofrecen las cuatro canchas de relaves de la mina Millpo, ubicadas en una longitud de unos 400 m. en un valle estrecho, de pendientes y laderas fuertes. Tomando una vista longitudinal se aprecia que los depósitos forman-

una especie de escalones largos con cotas diferentes. Cada frente del depósito se construye en forma de andenes y su altura sobrepasa los 50 m.

Otro ejemplo típico se observa en la presa de relaves de "Yauli yacu", de la mina Casapalca, depósito que se encuentra ubicado en una quebrada de fuerte inclinación y cuya altura supera los 110 m.

#### 2.4.2 Según su Comportamiento

De acuerdo al comportamiento, los depósitos de relaves en el Perú podemos clasificarlos en estables bajo peso propio y presasismo resistentes.

##### a) Depósitos Estables por su Propio Peso .-

Son aquellos depósitos que en el diseño solo se toman en consideración las cargas estáticas y no las dinámicas. Su construcción es tradicional, primero un muro inicial de contención, sobre el cual se descarga aguas arriba los relaves compactados bajo su propio peso.

Las acciones que se toman en cuenta para el diseño son, los pesos del material constituyente, las presiones ocasionadas por el agua y la sobre carga vertical.

##### b) Depósitos Sismo Resistentes .-

Son los que se construyen con los factores de seguridad permisible, resultado de estudios minuciosos hechos sobre sismicidad e Ingeniería Sísmica.

Ultimamente las Empresas Mineras están orientando la construcción de sus depósitos con este nuevo criterio, porque muchas minas no tienen área para almacenar sus relaves y por consiguiente tienen que construir estructuras muy esbeltas en zonas accidentadas.

La experiencia nos demuestra que, presas que han sido construidas con criterio sísmico, no han colapsado, visto las especificaciones constructivas son <sup>mas</sup> exigentes. El análisis y diseño se desarrollan basados en los estudios de normas tomadas de otros países.

### 2.4.3 Según el Método Constructivo .-

Entre los métodos de construcción de presas de relave más usados, se puede considerar el de aguas arriba, aguas abajo y el método de la línea central o levantamiento vertical.

#### a) Método Aguas Arriba .-

Consiste en la construcción de un dique inicial con material granular de buen drenaje; la proyección es vertical, cuya línea central de la cresta del muro es cambiada progresivamente hacia la laguna, conforme se aumenta la altura de la presa, la estructura de retención, la forma, los relaves gruesos, previamente clasificados. La tubería de descarga de los relaves es tendida a lo largo de la coronación, en el lado interno de la presa.

Según este método constructivo, los relaves más finos se alejan de la estructura y se encuentran en estado suelto, siendo su resistencia al deslizamiento baja. Conforme aumenta la altura del dique, la superficie potencial de falla se localiza a distancias progresivamente más lejanas de la cara aguas abajo de la presa. Esta superficie de falla pasa, cada vez en mayor proporción, a través de las lamas de baja resistencia, por lo que la parte externa ayuda en forma cada vez menor a la estabilidad de la presa (Ver figura N°1).

Los relaves sedimentados permanecen sueltos. Si una gran parte de la sección transversal de la estructura de retención está compuesta por relaves sedimentados, la estructura puede fallar por licuefacción si es sometida a un golpe sísmico. El método de construcción aguas arriba no es recomendable para presas esbeltas y ubicadas en áreas sísmicamente activas, como el Perú.

#### b) Método de Aguas Abajo .-

En este método de construcción, la línea central de la cumbre del depósito es movida aguas abajo conforme gane altura la cresta de la presa.

El dique inicial es construido con material impermeable para contener la filtración del agua y el dique ubicado aguas aba

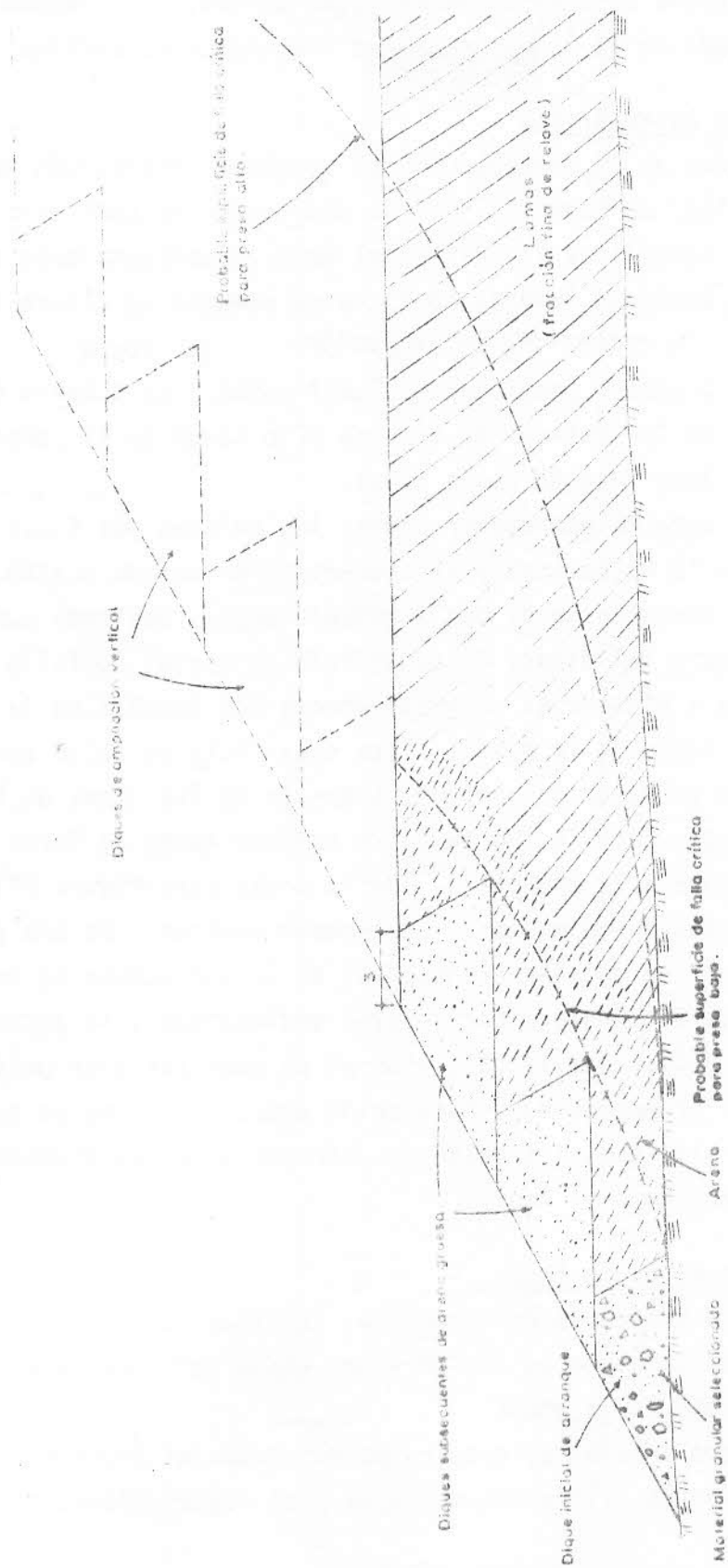


Fig. N° 1 .- Método Aguas Arriba

jo debe ser hecho con material rocoso, filtrante, con el objeto de permitir el paso del agua. Además, a todo el fondo del depósito se debe dotar de un material de préstamo filtrante para lograr un buen drenaje. Cada etapa de construcción del dique, está soportada en la cresta y en el talud aguas abajo de la etapa anterior (Ver figura N°2).

El método "Aguas Abajo", tiene la ventaja de permitir que se compacte los materiales conforme son puestos dentro de la sección del dique, de construir un sello impermeable en la cara - aguas arriba y de incorporar facilidades de drenaje para un mejor control de la superficie freática dentro de la presa. Como inconveniente, se tiene de que pocas minas producen arenas gruesas en suficiente cantidad para poder utilizar este método. Su preparación y construcción requiere de tiempo, siendo el aspecto económico el inconveniente principal.

Este método es lo más recomendable para zonas sísmicas como el Perú.

c) Método de la Línea Central .-

En el método de la línea central ó vertical, se mantiene la cresta de la presa aproximadamente en la misma ubicación, conforme aumenta la altura de la presa. Es levantada con relleno adicional en la cresta, así como en los lados de aguas arriba y aguas abajo. Las arenas gruesas deben ser seleccionadas de modo que al constituir el cuerpo de la presa drenen rápidamente y sean capaces de soportar el equipo de compactación (Ver - figura N°3).

## 2.5 RASGOS CARACTERISTICOS DE LOS DEPOSITOS .-

Los depósitos de relave contruidos en el Perú llevan generalmente, como cimentación, un muro de albañilería ó de concreto simple, de poca altura; algunas minas prefieren hacer un sistema de tabla estacado, hincados con pilotes de madera en el suelo de fundación.

Estas estructuras actúan como muros de sostenimiento al terraplen que se construye de forma escalonada, por la deposición ó vertido del material excedente extraídos de las concentradoras. Este terraplen consti-

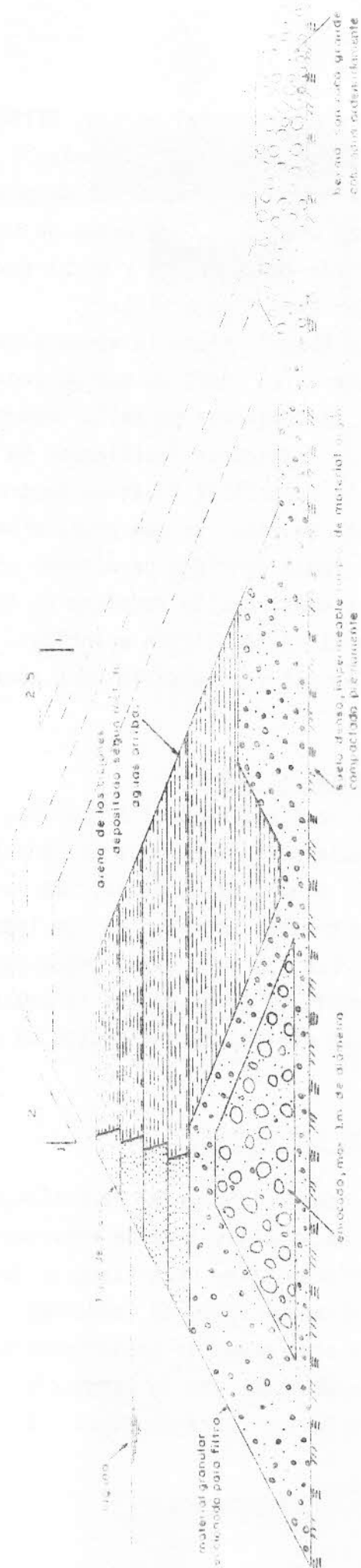


Fig No 2 Método Aguas Abajo

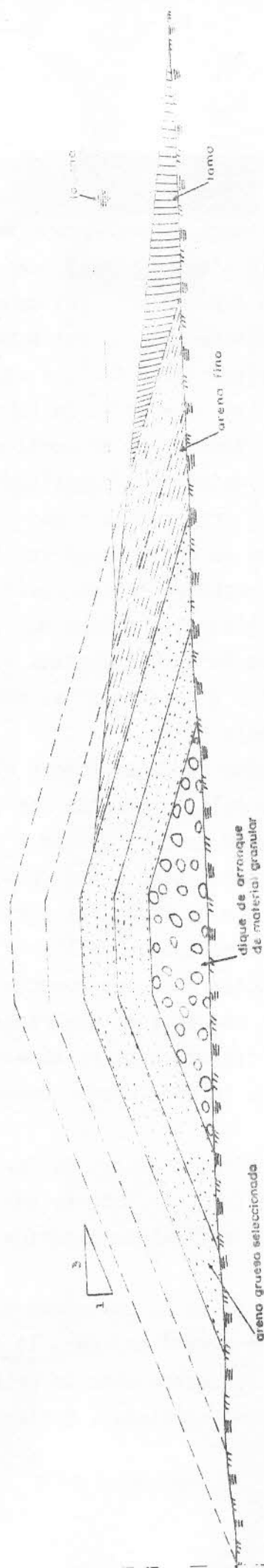


Fig. N°3 Método de Línea Central

tuye el cuerpo de la presa y está formado por arenas hasta limos, en condiciones saturadas que aparentemente tienen cierta cohesión y por lo tanto resistentes a la deformación; son de granulometría mal graduada, de poca o sin ninguna plasticidad, en estado seco; su peso específico varía de 3 a 3.5 gr/cm<sup>3</sup>. Las densidades relativas calculadas en cinco presas estudiadas varían entre 40% al 80%, que corresponde a un estado de consistencia de floja a media.

El cuerpo están formados por una serie de terraplenes, con alturas hasta tres metros, contruidos en forma escalonada y verticalmente. Los materiales de residuo son depositados por gravedad, sea por caída libre, cuando son transportados por canaletas, ó por tendido, cuando son por tuberías; se ha podido observar que las caídas llegan hasta 2.40 m. de altura y espaciados cada cuatro metros, como promedio. Existen depósitos de poca altura, así como muy esbeltos, que superan los 100 metros, los taludes de sus paramentos interiores <sup>son</sup> mas tendidos que varían entre 1 : 2 a 1 : 3; mientras las exteriores, oscilan entre 1 : 1.5 a 1 : 2.5 (Ver cuadro N°2).

El procedimiento constructivo es generalmente el de aguas arriba, los materiales son colocados a pulso, formando los terraplenes.

El drenaje de aguas de lluvia es por cunetas ó conductos cerrados perimetrales, en algunos dan radialmente a los conductos subterráneos de evacuación. Cabe señalar que no todas las presas tienen un sistema de drenaje adecuado, razón que en épocas de lluvia sufren problemas de erosión y deslizamiento, muchas con consecuencias a veces imprevistas. Cuando los depósitos están ubicados en quebradas profundas, las aguas son desviadas mediante la construcción de túneles ó conductos cerrados y obras anexas; se ha visto la eficiencia cuando son dimensionados adecuadamente.

Mediante ensayos de corte directo dentro de las presas analizadas, se calculó que los angulos de fricción interna varían entre 30° a 40° y que geométricamente para el equilibrio estático requiere un talud máximo de 1 : 1.5.

Por otro lado, indirectamente se ha calculado que el coeficiente de permeabilidad varía de 10<sup>-4</sup> a 10<sup>-5</sup> cm/seg., lo que demuestra el alto grado de permeabilidad de los materiales de relave.

Por las características antes señaladas, haciendo uso del Código Japo-

nés sobre Depósitos de Relave, éstos son muy sensibles al fenómeno de-  
licuefacción; por lo que precisa un análisis individual de los depósi-  
tos para conocer su comportamiento y estabilidad.

| DEPOSITO                                               | ALTURA                                                           | UBICACION                               | TALUDES DE<br>PARAMENTOS           | TIEMPO DE<br>VIDA | CAPACIDAD<br>(TM) | SISTEMA<br>CONSTRUCTIVO                    |
|--------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------|------------------------------------|-------------------|-------------------|--------------------------------------------|
| Chuspi<br>Huallanca<br>dos de Mayo<br>SANTA LUISA S.A. | 15 m.                                                            | En lecho de río                         | Externo 1 : 2<br>Interno 1 : 3     | 15 años           | 6'500,000         | Aguas arriba                               |
| Santa Cruz de An-<br>damarca-Huaral.<br>SANTANDER S.A. | Se sobrelevó<br>4 m. del espe-<br>jo del agua -<br>de la laguna. | En vaso de la la-<br>guna Ocoruyococha. |                                    | 28 años           | 4'100,000         | Vertido en -<br>el vaso de -<br>la laguna. |
| Yauricocha<br>Yauyos-Lima<br>CENTROMIN                 | Se sobrelevó<br>14 m. sobre el<br>espejo de la -<br>laguna.      | En vaso de la la-<br>guna Chumpe.       | Externo 1 : 1.75                   | 6 años            | 3'500,000         | Vertido en -<br>el vaso de la<br>laguna.   |
| Yauricocha<br>Yauyos-Lima<br>CENTROMIN                 | 65 m.                                                            | Quebrada Chumpe                         |                                    | 16 años           | 4'000,000         | Aguas abajo                                |
| Yauliyacu-Casa-<br>palca.<br>CENTROMIN                 | 110 m.                                                           | Quebrada Santa Ro-<br>sa.               | Externo 1 : 2.5<br>Interno 1 : 2   | 25 años           | 1'000,000         | Aguas arri-<br>ba.                         |
| Carhuacayan<br>Yauli<br>RIO PALLANGA S.A.              | 14 m.                                                            | Cubeta<br>Glaciar                       | Externo 1 : 1.5<br>Interno 1 : 2.5 | 15 años           |                   | Aguas arri-<br>ba.                         |

|                                          |       |                               |                                  |         |                           |                                            |
|------------------------------------------|-------|-------------------------------|----------------------------------|---------|---------------------------|--------------------------------------------|
| Alpamarca<br>Huaral<br>RIO PALLANGA S.A. | 8 m.  | Valle Glaciar                 |                                  |         |                           | Muros perimetral de material de escombros. |
| Casapalca<br>Huarochiri                  | 60 m. | Márgen derecha río Casapalca. | Externo 1 : 2<br>Interno 1 : 3   | 26 años | Está abandonada.          | Aguas arriba                               |
| Nuevo Yauli-Yacu<br>CENTROMIN            | 50 m. | Quebrada Santa Rosa.          | Externo 1 : 2.5<br>Interno 1 : 2 | 4 años  | 2'000,000                 | Aguas abajo                                |
| Tablachaca<br>Casapalca<br>CENTROMIN     |       | Quebrada                      | Externo<br>Interno 1 : 3.5       | 13 años | 3'000,000<br>(abandonada) | Aguas arriba                               |
| Bellavista<br>Casapalca<br>CENTROMIN     | 80 m. |                               |                                  | 10 años | Abandonada                | Aguas arriba                               |

### CAPITULO III

#### ASPECTOS GENERALES PARA EL DISEÑO DE DEPOSITOS

##### DE RELAVE

La cantidad de relaves producidos y almacenados durante la vida de las minas alcanzan varios millones de toneladas, lo cual constituye un riesgo potencial, sobre todo en zonas altamente sísmicas; razón por la cual debe ser preocupación realizar estudios severos sobre Ingeniería Geotécnica para el diseño y construcción de estas estructuras.

Dentro de los aspectos fundamentales que se deben conocer son :

##### 3.1 COMPOSICION DEL RELAVE

Debe tomarse en cuenta la naturaleza del material que constituyen los relaves, sus características físico-mecánicas, y de resistencia de los componentes de lama y arena; composición química; cambios y alteraciones que se presentaran después de su oxidación. Estos parámetros indicaran si son elementos apropiados para el diseño y construcción de la estructura de retención ó para el relleno del depósito; en todo caso, para ver la posibilidad de variar el proyecto convencional.

##### 3.2 UBICACION DEL AREA

En muchos centros mineros, buscar lugares adecuados para almacenar relaves, a veces no ofrece alternativas de selección; se utilizan quebradas estrechas con laderas empinadas, los que obligan el dimensionamiento de depósitos muy altos. En estos casos, la deposición del material representa una técnica que precisa estudios detallados sobre proyectos y construcciones con especificaciones rígidas.

##### 3.3 GEOLOGIA

Su objetivo es encontrar una zona adecuada para almacenar los relaves, preferentemente en un solo lugar y a largo plazo. En los lugares alternativos se comparan algunas diferencias referidas a las condiciones topográficas, adaptabilidad, requerimientos de diseño, construcción y costos.

En primer lugar, es necesario realizar un reconocimiento general de la región mediante fotografías aéreas con la finalidad de elegir el lugar adecuado y a la vez tener una idea clara de la geología (geomorfología del terreno, distribución de rocas y suelos, estructuras importantes, etc.). Así también, efectuar estudios de las condiciones hidrogeológicas del lugar elegido, profundidad de la napa freática, posibles acuíferos, etc.

También es importante llevar a cabo estudios geológicos locales del vaso, como de la zona donde estará ubicada la estructura, para determinar el modo de presentación y tipos de rocas aflorantes, zonas de contactos, alteraciones y posible potencia de la roca alterada, presencia de fallas importantes que pueden reactivarse ante movimientos sísmicos, ocurrencia de filtraciones, estabilidad de taludes, etc.

#### 3.4 GEOTECNIA

Los estudios geotécnicos se realizan mediante la ejecución de calicatas, trincheras, túneles, sondeos, exploraciones geofísicas, pruebas insitu y ensayos de laboratorio; los cuales tienen como finalidad conocer las características físicas, mecánicas y dinámicas de los suelos y/o rocas de la zona en estudio. El análisis e interpretación de los resultados obtenidos son una valiosa ayuda al momento de diseñar la presa.

Se desarrollaran pruebas mínimas de campo y en el laboratorio se realizan ensayos para conocer las constantes físico-mecánicas del subsuelo y del relave, como análisis granulométricos, contenido de humedad, peso específico, límites de consistencia, densidad máxima y mínima, densidad relativa, cuyo valor es magníficamente obtenido con pruebas de penetración estándar. Estos valores son determinantes en la definición de las constantes físico-mecánicas que se utilizarán para la interpretación geotécnica.

De acuerdo a la magnitud del proyecto, muchas veces precisa realizar algunos ensayos especiales, como por ejemplo, corte triaxial de la muestra, aplicado para cimentación o materiales de contención, que serán efectuados de acuerdo al comportamiento del suelo y estructura.

Es necesario también, calcular las avenidas y precipitaciones máximas que se pueden presentar en la zona de interés, con datos hidrológicos y meteorológicos recabados con anticipación.

Un aspecto fundamental es el conocimiento de la sismicidad de la región y su riesgo sísmico, el cual nos permitirá deducir en forma probabilística la ley de atenuación esperada.

### 3.5 ELECCION DEL METODO CONSTRUCTIVO .-

Los métodos de construcción de presas de relaves no son comparables a las presas que almacenan agua. Estas se diseñan teniendo en cuenta varios parámetros, así como el empleo de materiales de préstamo en su estructura. En las presas de relaves no se puede tener el mismo criterio, dado que el material constituyente es homogéneo, casi uniforme.

Análisis y cálculos hechos en otros países demuestra que el método constructivo más seguro en zonas altamente sísmicas es el de "Aguas Abajo".

Es conveniente este método porque en la construcción de los terraplenes de la presa se le da cierta compactación por el tránsito y peso de los equipos que se usan para el vertido del material.

### 3.6 FACTORES DE LA OCURRENCIA DE LICUEFACCION

Uno de los efectos más significativos que se pueden encontrar en el estudio de depósitos de relaves, es la ocurrencia de licuefacción. El fenómeno es complejo, razón por la que los estudiosos de la materia discrepan en su definición, por ejemplo :

- H.B. Seed (1966) Define : "Licuación Inicial" es la condición de una muestra de arena en la cual la presión de poro inducida por la aplicación de carga cíclica alcanza el valor de la presión de confinamiento :  $\sigma_u = \sigma_3$ . "Licuación Total" es la condición correspondiente a que la muestra alcance una amplitud de deformación del 20%.
- A. Casagrande (1976) : Define "Licuación real", a la respuesta de una muestra de arena suelta y saturada cuando se le somete a deformaciones o impactos que dan como resultado una pérdida sustancial de resistencia al corte. "Licuación cíclica", como a la respuesta de un espécimen dilatante de arena cuando se le ensaya en cámara triaxial cíclica y la presión de poro se eleva en forma súbita hasta alcanzar la presión de confinamiento :  $\sigma_u = \sigma_3$

- Nosotros entenderemos como "Licuación de Arenas" al fenómeno mediante el cual una arena saturada pierde resistencia al esfuerzo cortante, - debido a carga monotónica o cíclica y fluye comportándose como un líquido en movimiento.
- Al estudiar el material del cuerpo del depósito se tendrá en consideración algunos factores de ocurrencia del fenómeno de la licuefacción, dentro de ellos :
  - a) Tipo de Material .- Los suelos mal graduados son más susceptibles de sufrir licuefacción que los suelos bien graduados. Dentro de los primeros, las arenas finas se licuan más fácilmente que las gravas o suelos arcillosos aluviales.
  - b) Densidad Relativa ( $D_r$ ) o Relación de Vacíos ( $e$ ) .- Un depósito de arena suelta es más susceptible de sufrir licuación que un depósito de arena densa. Experiencias demuestran que arenas con una densidad del 50% han colapsado (sismo de Chimbote - 1970), mientras que las que bordean el 70% de densidad, no han sufrido daño.
  - c) Presión Inicial de Confinamiento .- El potencial de licuefacción de un suelo se reduce al aumentar la presión de confinamiento, debido que la presión neutra es baja, mientras que la efectiva se ve incrementada.
  - d) Intensidad del Terremoto .- Cualquier depósito con una relación de vacíos mayor que su  $e_{min}$  es susceptible de sufrir pérdida parcial o total de resistencia, si la excitación es de intensidad suficiente. Trabajos de campo demuestran que depósitos de arena suelta han licuado por la acción de sismos de 0.16 g.
  - e) Duración del Movimiento Sísmico .- La duración es un factor importante porque determina en una forma general el número de ciclos significativos de tensión o deformación a que está sometido el suelo.

### 3.7 SUCEPTIBILIDAD A LA LICUEFACCION EN DEPOSITOS DE ARENA SATURADA .-

Para predecir si un suelo es o no susceptible a la licuefacción, en suelos de arenas granulares, existen muchos métodos empíricos, basados en la comparación de las condiciones de los sitios en donde ocurrió o no -

licuación con las condiciones del lugar donde se desea analizar. Destacan los siguientes criterios :

### 3.7.1 Criterio de Kishida (1969)

Está basado en el análisis de las condiciones del suelo de tres sitios donde ocurrió licuefacción. Bajo sismos de igual magnitud, puede ocurrir licuación :

- Si el nivel freático está cerca de la superficie;
- Si las características granulométricas satisfacen las relaciones :

$$2 \text{ mm} > D_{50} > 0.074 \text{ mm.}$$

$$C_u < 10$$

Además :

- Si el espesor del estrato de suelo no licuable, del estrato licuable es menor a 8 m.

$$\begin{array}{l} \text{Suelo No Licuable} \\ \text{Suelo Licuable} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} H_1 \\ H_2 \end{array} \right. < 8 \text{ m.}$$

- Si la relación de los espesores del estrato no licuable al licuable es menor que a la unidad :

$$H_1 - H_2 \leq 1$$

También concluye que los suelos no son susceptibles a la licuefacción si :

- La presión efectiva de confinamiento es mayor a  $2 \text{ Kg/cm}^2$
- La compacidad relativa es superior a 75%.

### 3.7.2 Criterio de Oshaki (1979) .-

Este criterio establece :

- Suelos con nivel freático cercano a la superficie pueden licuarse y si su granulometría varía dentro de las relaciones :

$$2 \text{ mm} > D_{60} > 0.2 \text{ mm.}$$

$$D_{10} \leq 0.1 \text{ mm.}$$

Adicionalmente, establece que estos suelos tendrán poca probabilidad de licuarse si el número de golpes NSPT, en pruebas de penetración estandar, es mayor que  $2 Z$ , en la que "Z" está en metros y es la profundidad donde se realiza los ensayos.

### 3.7.3 Código de Diseño de Presas de Residuo del Japón .-

En ese país usan, para evaluar la sensibilidad a la licuefacción, los gráficos de Tsuchida (1970), para lo cual basta conocer la granulometría del material que se analiza y superponer las curvas. El ajuste o distorsión con las curvas del código, nos dirán la bondad del material, potencial o sumamente licuable.

Dentro de sus especificaciones estipulan que una arena saturada con napa freática por encima de los 10 m., medida de la superficie, en pruebas de penetración con valores de  $N \leq 10$  golpes, coeficiente de uniformidad  $C_u \leq 6$  y  $0.02 \text{ mm} \leq D_{20} \leq 2 \text{ mm.}$ , son potencialmente licuable.

La estimación a la licuefacción se evalúa mediante la relación de resistencia del suelo frente a cargas dinámicas, determinada en laboratorios y los inducidos por acciones de un terremoto.

Empíricamente establecen, para depósitos de residuo ordinarios, que la resistencia de un suelo a cargas dinámicas está dada por la fórmula :

$$R_e = 0.088 \sqrt{\frac{N}{\sigma_v' + 0.7}} + 0.085 \log_{10} \left( \frac{0.50}{D_{50}} \right)$$

Donde :

$N$  = N° de golpes de penetración estandar

$\sigma_v'$  = Presión efectiva en condiciones estáticas ( $\text{Kg/cm}^2$ ).

$D_{50}$  = Diámetros del grano que corresponde al 50% del material pasante.

En el gráfico N°3, con muestras procedentes de cinco depósitos al superponer las curvas granulométricas sobre la del "Código Japonés", se observan que las cinco caen en su totalidad dentro de la Franja de materiales potencialmente licuables, mientras que tres están dentro de las franjas de sumamente licuables; lo que demuestra a las claras el riesgo de estas presas frente a un terremoto.

### 3.8 FALLAMIENTO POR TUBIFICACION .-

Otro de los aspectos que debemos conocer para el diseño de depósitos de relaves, es el fenómeno de tubificación, al cual puede definirse como el movimiento del agua que fluye por el suelo venciendo las fuerzas viscosas que se oponen en su recorrido. En otras palabras, el fenómeno se presenta cuando las filtraciones a través de un suelo se presentan con velocidades mayores a un cierto límite, al cual se le denomina "Velocidad Crítica".

La susceptibilidad de un suelo frente a la tubificación es función de la plasticidad; sin embargo, la tubificación incipiente ocurre cuando la presión del agua de filtración, en cualquier punto de la cimentación de la presa, es mayor que el peso del suelo saturado en ese punto. Bajo tales condiciones, el suelo llega a estar sobresaturado rápidamente e incapaz de soportar cualquier carga; la tubificación es inminente.

Una forma muy rápida de conocer la resistencia frente al fenómeno de tubificación es saber el índice de plasticidad del material y su compacidad, según esto se puede predecir la susceptibilidad.

#### - Gran Resistencia a la tubificación :

- Arcilla muy plástica, bien compacta con índice de plasticidad mayores a 15.
- Arcilla muy plástica, con compactación deficiente, pero con índice de plasticidad mayores a 15.

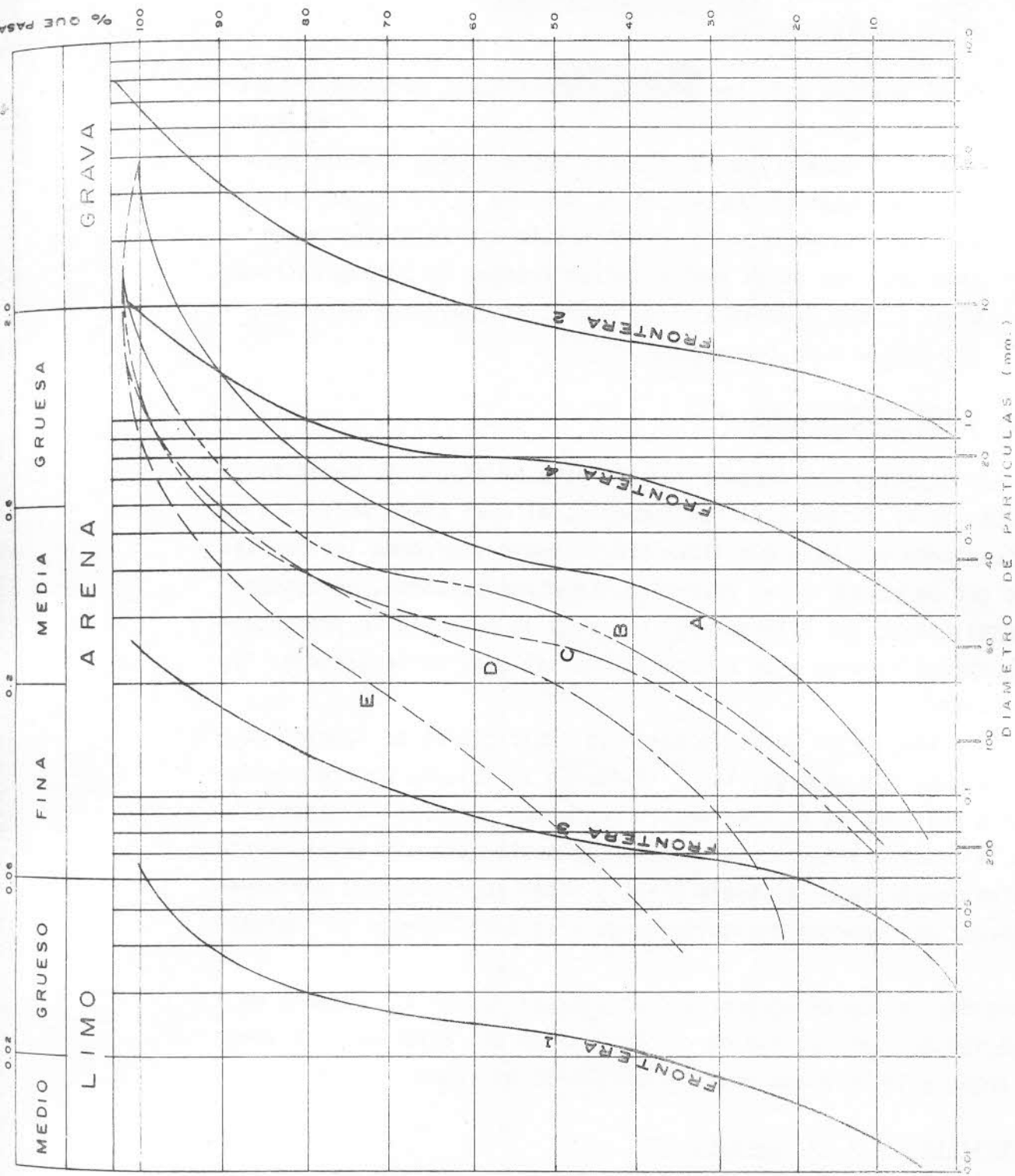


Gráfico No 3 : Comparacion de las curvas granulométricas de materiales de relleno con las curvas del gráfico No 2

- Resistencia Media a la Tubificación :

- Arena bien graduada, o mezclas de arena y grava, con contenido de arcilla de plasticidad media, bien compacta, con índice de plasticidad mayores de 6%.
- Arena bien graduada, o mezcla de arena y grava, con contenido de arcilla de plasticidad media e índice plástico mayores del 6%, deficientemente compactada.
- Mezclas no plásticas, bien graduadas y bien compactadas, de grava, arena y limo, con índice de plasticidad menores de 6%.

- Baja Resistencia a la Tubificación :

- Mezcla no plástica, bien graduadas, deficientemente compactadas, de grava, arena y limo, con índice de plasticidad menores de 6%.
- Arenas limpias, finas, uniformes, bien compactadas con índice de plasticidad menores de 6%.
- Arenas limpias, finas, uniformes, deficientemente compactadas, con índice de plasticidad menor de 6%.

Conocida la suceptibilidad del material de la cimentación o del cuerpo del depósito frente a la tubificación, de acuerdo al grado de resistencia, se debe calcular su factor de seguridad para la base del dique.

Existen dos factores de seguridad : con respecto a la gradiente y con respecto a la subpresión.

- El factor de seguridad con respecto a la gradiente, es la relación del gradiente crítico con la gradiente actual. El gradiente crítico es el resultado de ensayos de mecánica de suelos, y es :

$$i_c = \frac{\gamma - 1}{1 + e}$$

$\gamma$  = es la gravedad específica de partículas de suelo.  
 $e$  = Proporción de vacíos.

- El factor de seguridad con respecto a la subpresión, es la razón del peso, hacia abajo, del suelo, con la presión del agua hacia arriba.

### 3.9 PARAMETROS DINAMICOS DEL SUELO DE FUNDACION - SISMO DE DISEÑO .-

Entre las variantes que intervienen en el análisis de estabilidad de un depósito, están las constantes dinámicas del suelo de fundación, así como del cuerpo del depósito, destacando la velocidad de propagación de las ondas tangenciales ( $V_s$ ), módulo de deformación tangencial ( $G$ ), - módulo de Young ( $E$ ) y coeficiente de Poisson ( $\gamma$ ) cuya relación de una a otra es :

$$V_s = \sqrt{\frac{E}{2\rho(1+\gamma)}}$$

$$E = 2G(1+\gamma)$$

donde  $\rho$  : Es la densidad seca o saturada del terreno.

Mononobe, Takata y Matumura, en tres presas de tierra de material arenoso-arcilloso o limoso, midieron la velocidad de las ondas cortantes, de 122 m./seg. Otros investigadores obtuvieron para presas similares valores entre 90 y 107 m/seg. Por otro lado Seed y Martín, recomiendan la velocidad de corte entre 90 a 100 m/seg. Estimamos estos valores sean aplicables para densidades relativas por encima del 75%, en presas de relave.

La evaluación de las medidas de vibraciones en presas condujeron a unos factores de amortiguamientos en vista que en ensayos dinámicos de laboratorio se obtuvieron amortiguamientos hasta del 20%.

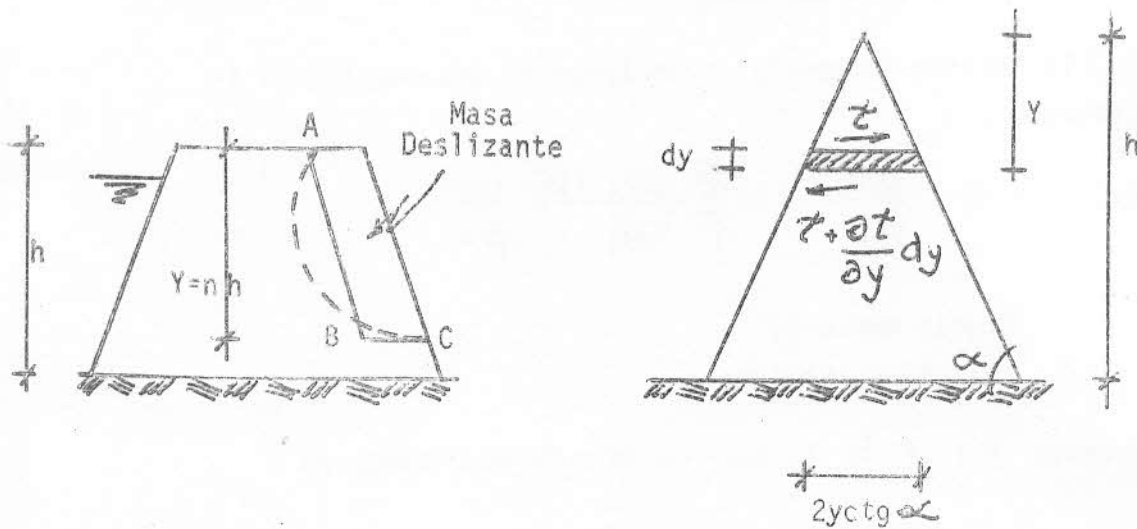
Para el dimensionamiento de la Estructura es necesario conocer el coeficiente de fuerza sísmica que actúa. Esto significa que hay que estimar un número de ciclos que sea representativo, con una amplitud máxima y su frecuencia correspondiente.

La idealización la fundamentaremos basados en las siguientes hipótesis:

- a) La presa tiene un perfil transversal triangular simétrico infinitamente largo.
- b) Está constituido con un material homogéneo e isotrópico.
- c) La relación entre el ancho y la altura de la presa es lo suficientemente grande como para despreciar las deformaciones.

- d) La tensión tangencial se distribuye uniformemente sobre una superficie horizontal.
- e) Se supone que la presa está formada por rebanadas horizontales infinitamente delgadas, unidas por muelles y amortiguadores.

La determinación de las acciones sísmicas lo analizaremos de acuerdo a Seed y Martín, quienes usan los espectros de velocidades y aceleraciones en función del factor de amortiguamiento tomados del terremoto del Centro (EE.UU.), del 18 de Mayo de 1940.



Sea un elemento diferencial en la fig. mostrada, de altura "y"

La fuerza de inercia :

$$\Delta I = \frac{\Delta W}{g} \ddot{u}_a (y, t) \dots \dots \dots (1)$$

Sabemos :  $\ddot{u}_a (y, t) = \sum_1^{\infty} \frac{2 \omega_n}{\beta_n I_1 (\beta_n)} I_0 (\beta_n \cdot y/h)$

como :  $\Delta I = \Delta W \cdot K (y, t) \dots \dots \dots (2)$

$$(1) = (2)$$

$$K (y, t) = \frac{1}{g} \ddot{u}_a (y, t)$$

Donde :

- $\Delta I$  = Fuerza de Inercia horizontal
- $\Delta W$  = Peso del elemento diferencial
- $U_a$  = Aceleración absoluta horizontal
- $\omega_n$  = Frecuencia en el enésimo periodo de vibración
- $\beta_n$  = El valor nulo de la ecuación de frecuencia.  $I_0(\omega_n h \sqrt{PG})$
- $I_0$  = La función de Bessel de orden 0.
- $h$  = Altura de la Presa.
- $K(y, t)$  = Coeficiente de sismo.

Por hipótesis, la tensión tangencial a lo largo de una sección horizontal es constante :

$$\text{Luego : } \tau(y, t) = G \frac{\partial u}{\partial y} = \sum_1^{\infty} \frac{2GI_1(\beta_n y/h)}{h \omega_n I_1(\beta_n)} S_v$$

- donde :  $G$  = Modulo cortante
- $S_v$  = Velocidad espectral

La fuerza cortante  $F(y, t)$  en la base de la cuña deslizante es

$$F(y, t) = \tau(y, t) b(y)$$

La aceleración media horizontal que actúa sobre la cuña deslizante es :

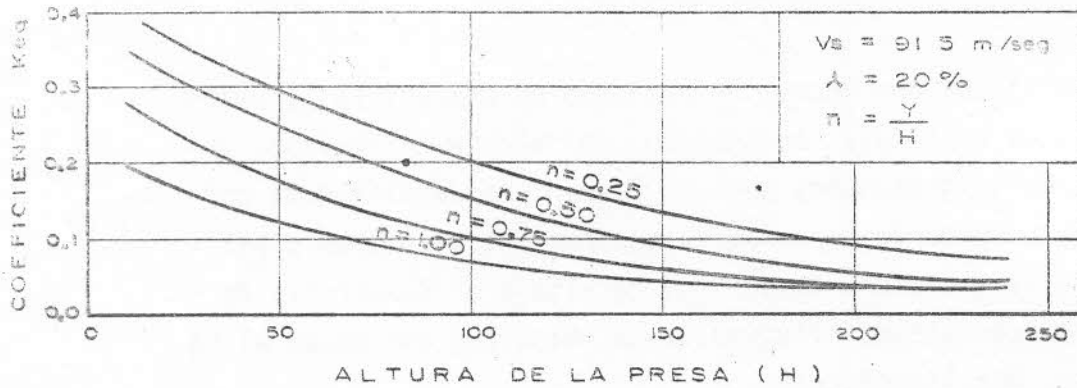
$$\ddot{U}_a(t)_m = F(y, t) / \text{mesa de la cuña}$$

Luego el coeficiente sísmico medio será :

$$K(y, t)_m = \sum_1^{\infty} \frac{4 V_s}{g \cdot y} \cdot \frac{I_1(\beta_n y/h)}{\beta_n I_1 \beta_m} S_v$$

Para las características dinámicas calculadas en el párrafo anterior-Seed y Martín suponen que la fuerza sísmica equivalente está formada por 15 ciclos con una frecuencia de 3.3 ciclos /seg. Como resultado-se obtuvieron una relación entre coeficiente sísmico equivalente ( $K_{eq}$ ),

velocidad de onda de corte y altura de Presa, cuyos valores con 20% de amortiguamiento se grafican, lo que nos permite conocer en forma rápida el coeficiente sísmico para diversas alturas :



Por ejemplo si desearamos conocer la fuerza de corte que se desarrollará a la profundidad de 112 m. por acción de un sismo en una presa de 130 m. de altura.

$$n = \frac{112}{130} = 0.86 \quad \text{donde} \quad \begin{array}{l} Y = 112 \text{ m.} \\ H = 130 \text{ m.} \end{array}$$

En el gráfico entrando con  $n$  y  $H$  se obtiene  $K_{eq} = 0.06$

Peso de la cuña es  $W = 34567 \text{ Tn.}$

Sustituyendo en la fórmula (2)

$$F = 0.06 \times 34567 = 2074 \text{ Tn.}$$

$$\text{La fuerza de corte será} = \frac{2074}{420 \times 1.0} = 0.5 \text{ Kg/cm}^2$$

Siendo la longitud de la superficie igual a 420 mts.

## CAPITULO IV

### ANALISIS Y COMPORTAMIENTO DE UN DEPOSITO DE RELAVES

#### ( APLICACION PRACTICA )

Sucesivos estudios realizados por muchos investigadores demuestran la peligrosidad de los depósitos de relave, ocasionados por efectos dinámicos, ya que los depósitos de suelos granulares sueltos pueden ser densificados por movimientos del suelo, originando apreciables asentamientos totales o peligrosos asentamientos diferenciales, dando como resultado el desarrollo de excesivas presiones hidroestáticas, llegando a tal magnitud que cause el colapso de la estructura, por licuefacción.

En este capítulo, como aplicación práctica, se analiza la estabilidad del depósito Carhuacayan, frente a las sollicitaciones de cargas verticales como horizontales y sus fenómenos de ocurrencia. Antes se hace una ligera descripción sobre la Ingeniería Geológica y Geotecnia del área de emplazamiento.

#### 4.1 UBICACION Y ACCESO .-

El área del depósito de relaves de la mina Carhuacayan, se ubica a 3 - Km. NW del pueblo Carhuacayan, distrito de Santa Barbara, provincia de Yauli, departamento de Junín; a una altura promedio de 4,150 m.s.n.m.

Las coordenadas geográficas son :

11° 11' 06" Latitud Sur

76° 18' 33" Longitud Oeste

El acceso es a través de la vía Lima-Canta-Cerro de Pasco. Del Km.167 de esta vía, parte hacia la derecha un ramal de carretera afirmada, de 20 Km., que llega a la mina. El viaje dura 9 horas.

#### 4.2 CONDICIONES SOBRE LA GEOLOGIA DEL AREA .-

El depósito se encuentra ubicado en amplio valle glaciar, rodeado por lomadas y montículos de composición fluvio-glaciar. Su característica más saltante se describe a continuación :

#### 4.2.1 Zona de la Estructura de Contención (Presa)

El depósito se encuentra en la parte media del valle glaciar. El eje de la presa tiene una orientación aproximada de NE a SW, de 397 m. de longitud; su cota es 4,150 m.s.n.m. Se emplaza sobre materiales fluvio-glaciares, con pendientes casi horizontales y se estima que la potencia de este material no sobrepasa los 8 m. El lecho rocoso está constituido por las calizas cretáceas pertenecientes a la Formación Machay.

Los estribos del elemento estructural, están conformados por lomadas alargadas de acumulaciones fluvio-glaciares, con alturas de 12 a 16 m. con respecto al relieve superficial de la zona de cimentación. Sus pendientes varían de 12° en el estribo derecho a 30° en el izquierdo y la presa se encuentra en la parte media de dichas lomadas.

En el lado derecho de la Estructura, en el corte natural, se ve que el material está constituido por cantos, gravas y arenas heterogéneas en tamaño, mayormente pequeñas y subredondeadas, unidas por una matriz limo-arcillosa consolidadas en conjunto.

El lado izquierdo de la presa está disectado longitudinalmente, por una pequeña quebrada, por un lado; y, el cauce del río San Pedro, por el otro, donde afloran las calizas cretáceas cubiertas por material fluvio-glaciar, siendo su potencia de unos 15 m. En cuanto a la permeabilidad y estabilidad del material subyacente, se puede decir que los depósitos fluvio-glaciares son impermeables y compactos. Sus taludes presentan buena estabilidad, dada su naturaleza impermeable, además de verse favorecidas por estar cubiertas por vegetación natural en su totalidad.

#### 4.2.2 Zona del Depósito .-

Es de forma aproximadamente ovalada, con un eje principal de 340 m. de longitud, con orientación NW-SE, que pasa por la parte media del embalse y un eje secundario, perpendicular al anterior, de 390 m. en la parte ancha.

El flanco derecho está conformado por la lomada fluvio-glaciar; de 90 m. de largo, seguido de un dique artificial, con material de préstamo, impermeable, de .75 m. luego un afloramiento de traver

tino (Cuaternario) sirve como muro natural del embalse, presentándose como una roca silicificada, sumamente dura y compacta. En este lugar, el agua de la laguna de decantación del depósito descansa casi permanentemente, lo que puede ocasionar que la roca se debilite y se produzcan filtraciones. Así mismo, al pie del muro vertical de 5 m. que se formó por la explotación de la cantera de cal, existen pequeños manantiales de aguas termales que favorecen la debilidad de la roca.

El flanco izquierdo de 460 m. de longitud está conformado mayormente por lomadas fluvio-glaciares, de forma alargada, a excepción de la parte media, de 110 m., en la que la arena del relave se asienta por su propio peso, en forma natural, lo que ocasiona algunos escapes del relave. Este sector forma parte del flanco después de cubrir íntegramente los lugares planos entre las elevaciones mencionadas. Tienen diversas alturas y pendientes, destacando la lomada que se ubica en el extremo este del embalse de 30 m. de altura y 38° de pendiente.

En su composición predomina la arcilla y limo; y una fase discontinua, formada por bloques, cantos y grava sub-angulosas a subredondeadas, en forma aislada y no muy abundante, bien consolidadas. Por la abundancia de arcilla es prácticamente impermeable y tiene buena estabilidad. Además, la vegetación de pasto e ichu que cubren los flancos impide que se produzcan erosiones por las aguas de las precipitaciones.

#### 4.3 NEOTECTONICA Y SISMICIDAD .-

En la zona de estudios no se ha observado indicios de la existencia de fallas ni movimientos recientes, tanto en los afloramientos rocosos como en los depósitos fluvio-glaciares del cuaternario. Se asume entonces que el área donde se emplaza el depósito de relaves tiene una tranquilidad tectónica.

En el mapa geológico regional, se puede observar que a unos 300 m. de la margen izquierda del río San Pedro, se infiere la presencia de la falla regional Santo Domingo, la cual ha originado que las calizas cretáceas se encuentren desplazadas en el área de la mina. No se observan evidencias superficiales que indiquen reactivación frente a movimientos

tectónicos, ni la presencia de dicha falla en el área de estudio, ya que todas las depresiones de la zona están cubiertas por depósitos glaciares.

Según el mapa preliminar la regionalización sismotectónica (Deza y Carbonel, 1978) el área estudiada se encuentra en la zona N°4, en la cual se podrían presentar posiblemente intensidades iguales o mayores del grado IX, de la Escala Modificada de Mercalli. El mapa lo confeccionaron teniendo en consideración las unidades tectónicas, la distribución especial de los sismos, las dimensiones de las áreas sísmicas y la historia sísmica del Perú, señalándose las intensidades máximas que pueden ocurrir en el territorio nacional.

Para tal intensidad el sismo de diseño estaría representado por una magnitud de 7 dentro la escala de Richter, cuya ley de atenuación, considerando la distancia epicentral de 50 Km. con profundidad de sismo intermedio de 70 Km. que comúnmente se presenta en nuestro medio, se obtiene que la distancia hipocentral es :

$$R = 86 \text{ Km.}$$

Tomamos 80 Km.

Atenuación de la aceleración :

A.G. Brady (USGS 1977) para terremotos peruanos :

$$a = \frac{68.7 e^{0.8M}}{(R + 25)}$$

Reemplazando valores de  $M = 7$ ,  $R = 80 \text{ Km.}$  tenemos :

$$a = 0.18 \text{ g. digamos } a_{\text{max}} = 0.20 \text{ g.}$$

Por consiguiente, se presentará una aceleración máxima de 0.20 g.

#### 4.4 ALGUNOS ASPECTOS DE GEOTECNIA

##### 4.4.1 Descripción del Sistema de Almacenamiento

Los relaves son transportados desde la concentradora, mediante tuberías de fierro de 6" de diámetro, hasta la cresta de la pre-

sa, lugar donde descarga por tendido de la tubería.

El muro inicial de contención fue construido de albañilería de piedra, de 3 m. de altura y 1 m. de ancho y corre paralelo al eje de la presa. Sobre el lado de aguas arriba, se descargan los relaves los cuales ejercen un empuje a los muros. Para decantar el agua de la laguna se excavó, primeramente, un canal en el lado derecho, luego se construyó una tubería de concreto, tendida en el lecho del valle y conectada a un sumidero vertical de concreto y como última medida, se excavó un túnel en el flanco izquierdo por donde desaguara el agua de la laguna hacia el río San Pedro. El agua sale por revose.

En la disposición de los relaves se empleó el método aguas arriba, extendiendo verticalmente el sumidero de concreto según el crecimiento de la presa. La altura actual del depósito es de 14 m., el nivel de la laguna está a 50 cm. debajo de la cresta interior y la distancia horizontal varía, de 60 m. en el sector del sumidero, a 3 m., en el lugar donde se descargan los relaves.

La selección de los materiales se realiza a pulso a cargo de dos peones. Al descargar por gravedad, los granos gruesos quedan cerca a la cresta y los finos son arrastrados por el agua, hacia la laguna.

La granulometría varía progresivamente desde arena o limos, conforme se van alejando del lugar; pendiente abajo, que es de aproximadamente 2°.

El frente principal de la presa tiene 4 bancos, en forma de andenes. El primero tiene una altura de 9 m. y 4 m. de ancho, con un ángulo de 37°; el segundo, de 1.20 m. de altura, 15 m. de ancho y 16° de talud; el tercero, 1.40 m. de altura, 15 m. de ancho y 21° de talud; por último, el banco en actual operación de 2 m. de altura y 35° de talud.

#### 4.4.2 Características del Suelo de Fundación .-

Con el fin de conocer las propiedades físicas y mecánicas del suelo de fundación, se aprovechó la presencia de algunas cortes naturales, extrayendo muestras alteradas; observándose que en toda el área estudiada, hasta la profundidad de 0.60 m., el material está constituido por limo de alta compresibilidad (MH), de peso especí-

fico de  $2.6 \text{ gr/cm}^3$ , con 30% de humedad; y el material predominante es el fino plástico, con índice de plasticidad de 22.4%.

De la prueba de compresión triaxial realizada con las muestras representativas de este suelo, para carga de rotura hasta de  $7.3 \text{ Kg/cm}^2$  y de confinamiento de  $3 \text{ Kg/cm}^2$ , se determinó los módulos de elasticidad estática cuyo valor promedio es de  $E = 36.86 \text{ Kg/cm}^2$ , digamos  $37 \text{ Kg/cm}^2$ .

El ángulo de fricción interna y la cohesión obtenida con los especímenes indicados y remoldeados, a la densidad seca de  $1.35 \text{ gr/cm}^3$  y una humedad de 17%, es de  $\phi = 22^\circ$  y  $C = 1.25 \text{ Kg/cm}^2$ . Con estos parámetros se calculó la capacidad de carga del suelo, considerando que el subsuelo se encuentra en condiciones saturadas sometido a esfuerzo cortante sin drenaje. Se obtuvo  $2.13 \text{ Kg/cm}^2$  con coeficiente de seguridad de tres.

| ESPECIMEN<br>N° | PRESION DE<br>CAMARA<br>$\sigma_3$<br>Kg/cm <sup>2</sup> | CARGA DE<br>FALLA<br>$\sigma_u$<br>Kg/cm <sup>2</sup> | $\frac{\sigma_u}{2}$<br>Kg/cm <sup>2</sup> | DEFORMACION<br>UNITARIA<br>$\epsilon$ | MODULO DE<br>ELASTICIDAD<br>Kg/cm <sup>2</sup> |
|-----------------|----------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------|--------------------------------------------|---------------------------------------|------------------------------------------------|
| 1               | 1                                                        | 4.9                                                   | 2.45                                       | 0.08                                  | 30.63                                          |
| 2               | 2                                                        | 6.3                                                   | 3.15                                       | 0.08                                  | 39.38                                          |
| 3               | 3                                                        | 7.3                                                   | 3.65                                       | 0.09                                  | 40.56                                          |

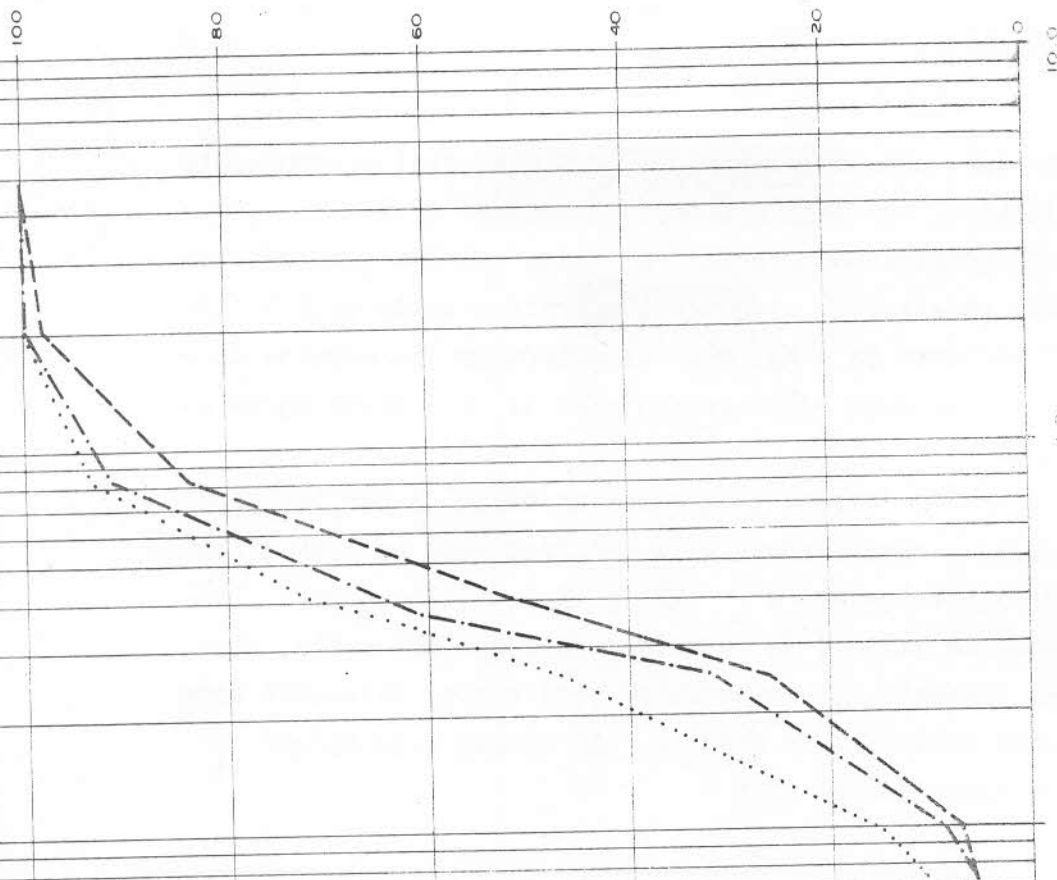
#### 4.4.3 Características del Material del Depósito .-

En el paramento exterior del depósito se efectuaron ensayos "insitu" con toma de muestras a lo largo del eje de la estructura; éstos fueron procesados en el laboratorio de mecánica de suelos del Ministerio de Agricultura. Los resultados indican que el material es una arena limosa mal graduada (SP - SM) no plástica. La curva granulométrica se representa en el Graf. N°4.

Su peso específico supera a los  $3 \text{ gr/cm}^3$ , con humedades variando de 1.60% a 8.48%, según sus profundidades. Además, podemos deducir que los materiales de la presa están conformados por arenas medianas a finas, de forma angular, con porcentajes variables de 5% a 10% de finos; presentan un estado de consistencia floja a media; la densidad relativa oscila de 35% a 75%, de acuerdo a su profundidad.

PORCENTAJE QUE PASA

CURVAS GRANULOMÉTRICAS



| Muestra N° | Profundidad mts. | Símbolo   |
|------------|------------------|-----------|
| CC1-M3     | 0.00-1.55        | ---       |
| CC1-M2     | 1.55-2.55        | - · - · - |
| CC1-M1     | 2.25-4.00        | .....     |

GRAFICO N° 4

y ubicación, encontrando la menor densidad (35%) cerca a la laguna; el coeficiente de uniformidad es menor a cinco.

La permeabilidad calculada en forma indirecta, basados en su porosidad y diámetro efectivo, a una temperatura promedio de 12°C y coeficiente de porosidad de 12, según recomienda Allen Hazen, es de  $K = 10^{-2}$  cm/seg., que indica un alto grado de permeabilidad.

En estado húmedo presenta cohesión aparente; en estado seco es nula; su ángulo de fricción interno, calculado por ensayo de corte directo, es  $\phi = 36^\circ$  y cohesión nula.

Desde el punto de vista geotécnico, las características más significativas que rigen su consistencia, forma y disposición de sus granos; y comportamiento mecánico, se resume en el siguiente cuadro :

| MUESTRA<br>(N°) | PROFUNDIDAD<br>(mts) | PROPIEDADES FISICAS |                 |                | PROPIEDADES MECANICAS |        |   |
|-----------------|----------------------|---------------------|-----------------|----------------|-----------------------|--------|---|
|                 |                      | L.L                 | D <sub>10</sub> | C <sub>u</sub> | D <sub>r</sub>        | $\phi$ | C |
| M - 3           | 0.0 - 1.55           | N.P                 | 0.01            | 3              | 35                    | 36     | 0 |
| M - 2           | 1.55- 2.55           | N.P                 | 0.01            | 3.4            | 50                    | 36     | 0 |
| M - 1           | 2.55- 4.00           | N.P                 | 0.06            | 4.6            | 70                    | 38     | 0 |

#### 4.5 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD .-

Los análisis de estabilidad fueron efectuados considerando las cargas estáticas de peso propio y las de sismo. Los análisis se desarrollan por el método de Fellemsius o de las fajas independientes, teniendo como modelo los resultados de los ensayos de laboratorio, así como de la información obtenida "insitu". Los detalles son descritos a continuación :

##### 4.5.1 Condiciones Estáticas .-

Los análisis fueron llevados a una sección que representa la altura máxima del depósito, con superficie de fallamiento más desfavorable y con posición de la napa freática medida en la temporada de fuerte precipitación (Nov. 1980).

El análisis indica que el depósito en su primer círculo de falla - tiene un factor de seguridad de 0.94; y de 1.50, para el segundo - círculo, bajo condiciones de carga estática, calculados con los parámetros geotécnicos de suelos.

Considerando que la superficie freática asciende por una fuerte - precipitación y por la máxima cantidad de agua en la laguna, este - factor de seguridad disminuye por debajo de 0.90, para el primer - círculo. Ver figura N°4.

Los factores de seguridad estática del primer círculo indican inestabilidad local en la zona del paramento exterior, extremo inferior de la cresta, donde se observan las primeras manifestaciones de deslizamiento del tipo superficial. En el perfil se indica el mecanismo de falla mediante la sucesión de círculos, lo cual nos - han permitido deducir la envolvente de superficie crítica de fallamiento, que podría conducir al colapso del depósito.

Por otro lado, las observaciones de campo indican que existe una - fuerte filtración en la sección que se muestra, con la evidencia - que puede estar ocurriendo entubamiento y pérdida de finos, que se manifiesta con un tipo de proceso erosivo en el pie del círculo de falla de la presa del depósito, lo cual podría conducir a la falla de la presa sin "aviso".

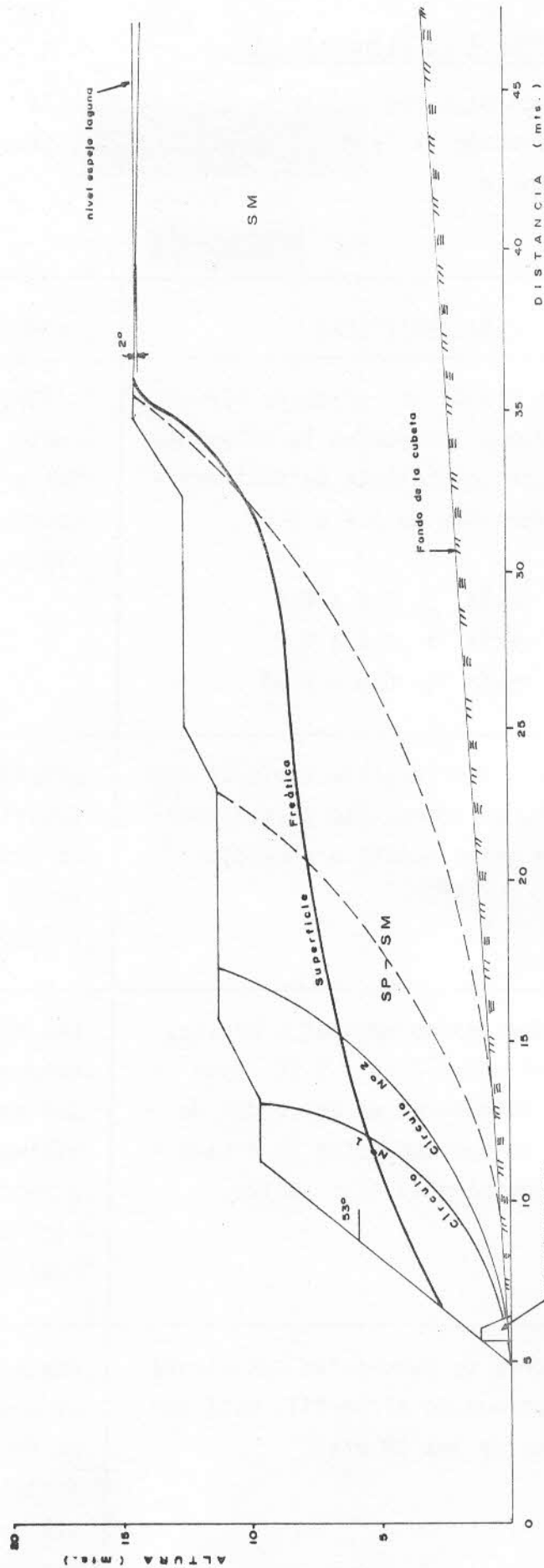
#### 4.5.2 Condiciones Sísmicas .-

Los análisis fueron ejecutados en la sección descrita anteriormente, Ver figura N°4, considerando las mismas condiciones de suelo, - superficies de fallamiento y nivel freático ; a éstos se añadieron las cargas sísmicas. Se usó una aceleración de 0.20 g. calculada - para la región en el sismo de diseño.

Esta carga sísmica fué aplicada en dirección horizontal solamente. Se despreció la carga vertical por sismos. Además los análisis no han considerado ninguna pérdida de resistencia del suelo debido a - la licuefacción.

Los resultados de los análisis, para el primer círculo, dan un factor de seguridad de 0.61; y para el segundo de 0.91, lo que nos indican que fallaran bajo cargas sísmicas, con 0.20 g. de aceleración.

FIG. N° 4  
SECCION TRANSVERSAL DEL DEPOSITO



FACTORES DE SEGURIDAD

|          | C-1  | C-2  |
|----------|------|------|
| Estático | 0.94 | 1.50 |
| Sísmico  | 0.61 | 0.91 |

Escala :  
V : 1 / 250  
h : 1 / 300

#### 4.6 SUCEPTIBILIDAD A LA LICUEFACCION .-

Se analizaran bajo dos criterios : el de Kishida y de Oshaki, basados en la comparación de las condiciones de los sitios donde ocurrió o no licuefacción :

| FACTORES                           | CARACTERISTICAS                                                                                                                                                                                                                                                        | KISHIDA                                                                                                                                              | OSHAKI                                                                                                                                                  |
|------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| - Suelo                            | <p>Arena limosa mal graduada (SP-SM) uniformes, predomina la arena media con coeficiente de uniformidad variable de 3.4 a 4.6.</p> <p><math>D_{50}</math> varía : 0.3 a 0.4<br/> <math>D_{60}</math> varía : 0.4 a 0.6<br/> <math>D_{10}</math> varía : 0.8 a 0.14</p> | <p><math>0.74 &lt; D_{50} &lt; 2</math> mm.<br/> <math>C_u &lt; 10</math><br/>                     Satisface las Dos condiciones. Hay licuación.</p> | <p><math>0.2 &lt; D_{60} &lt; 0.75</math> mm.<br/> <math>D_{10} &lt; 0.1</math> mm.<br/>                     Satisface parcialmente, hay licuación.</p> |
| - Densidad Relativa                | <p>La densidad relativa varía de 30% a 70%, su compacidad corresponde a una arena suelta o compacta.</p>                                                                                                                                                               | <p><math>D_r &lt; 75\%</math><br/>                     Depósito de arena suelta por lo tanto susceptible a licuación.</p>                            |                                                                                                                                                         |
| - Intensidad del Terremoto         | <p>Las densidades máximas y mínimas varían entre 2.10 y 1.70, mientras lo natural es del orden de 1.9, lo que demuestra el estado de consistencia casi suelta.</p>                                                                                                     | <p>Las densidades naturales están por encima de la mínima, por consiguiente son susceptibles a la licuación.</p>                                     |                                                                                                                                                         |
| - Profundidad de la napa freática. | <p>La curva de saturación encontrada y mostrada en el perfil, está por encima de los 10 mts.</p>                                                                                                                                                                       | <p>Depósito de arena suelta con napa freática superficial son susceptibles a la licuación.</p>                                                       |                                                                                                                                                         |

Por otro lado, usando los gráficos que da el "Código Japonés", sobre Depósitos de Relave y superponiendo con las curvas granulométricas de tres muestras de la presa en estudio : M-1 y M - 2 caen dentro de la frontera para suelos sumamente licuables; mientras que la M - 3, sale un 10% de esta franja, cayendo en la frontera de suelos potencialmente licuables. Al no cumplir con las restricciones del cuadro anterior y el rango de distribución granulométrica, el material de la estructura de retención del depósito presenta características de susceptibilidad a la licuación y por consiguiente precisa su evaluación.

#### 4.7 EVALUACION POTENCIAL DEL MATERIAL DE RELAVE FRENTE A LA LICUEFACCION.

Tomando una columna de suelo como un sólido rígido, de profundidad  $z$ , medida desde la superficie libre durante un terremoto, con aceleración máxima ( $a_{max.}$ ), el esfuerzo cortante máximo que se manifestará será :

$$T_{max.} = \frac{\gamma \cdot z}{g} a_{max.}$$

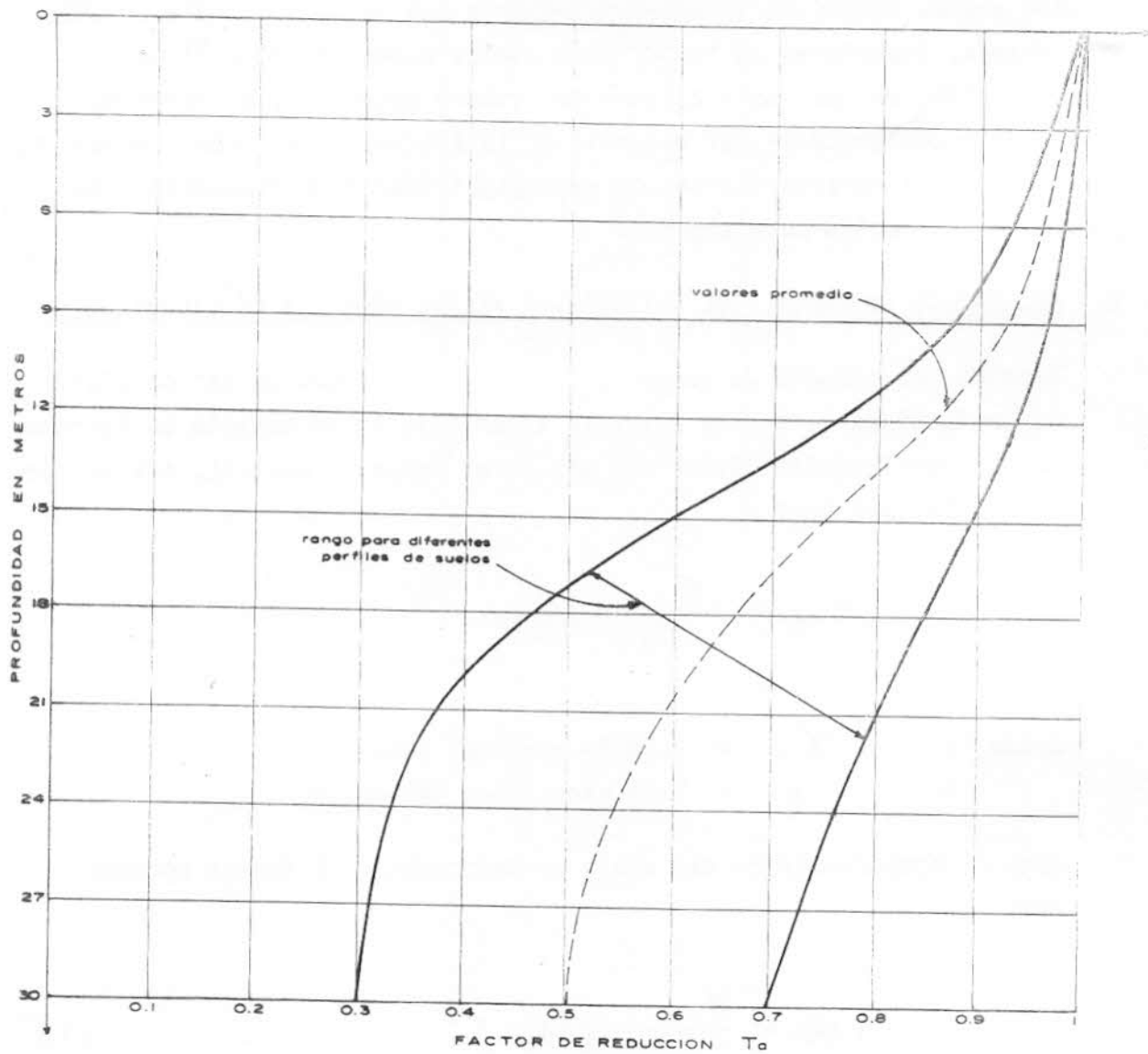
donde :  $\gamma z$  = Presión vertical total  
 $\gamma$  = Peso específico del suelo.

Como el comportamiento del suelo es deformable, la fuerza cortante real es :

$$T_{m\acute{a}x.} = \frac{\gamma \cdot z}{g} a_{m\acute{a}x.} r_d \dots\dots\dots(1)$$

donde  $r_d$  = factor de corrección menor a la unidad (Ver gráfico N°5).

Pero los esfuerzos cortantes en un punto, durante un terremoto, tienen una forma irregular. Un valor promedio ( $T_p$ ), que en un número dado de ciclos produce el mismo efecto, es aproximadamente el 65% de la amplitud, o sea :



Graf. N° 5.- Rango de valores del factor de reducción para diferentes perfiles de suelo.

$$T_p = 0.65 \frac{\gamma \cdot z}{g} a_{\max} T_d \dots\dots\dots (2)$$

Experimentos llevados a cabo por diversos investigadores en cámaras triaxiales, como en aparato de corte simple, provocaron la licuefacción en 10, 20 y 30 ciclos, con intensidades de 7, 7.5 y 8, cuyos valores se dibujan en el Gráfico N°6 para la relación de esfuerzos  $\frac{\sigma_{dc}}{2\sigma_3}$ ,

tamaño medio de los granos ( $D_{50}$ ), y la densidad relativa  $D_r$  del 50%. Seed and Idriss, para fines prácticos, recomienda igualar la condición de campo con la de laboratorio, corregida de acuerdo a la Densidad Relativa, o sea :

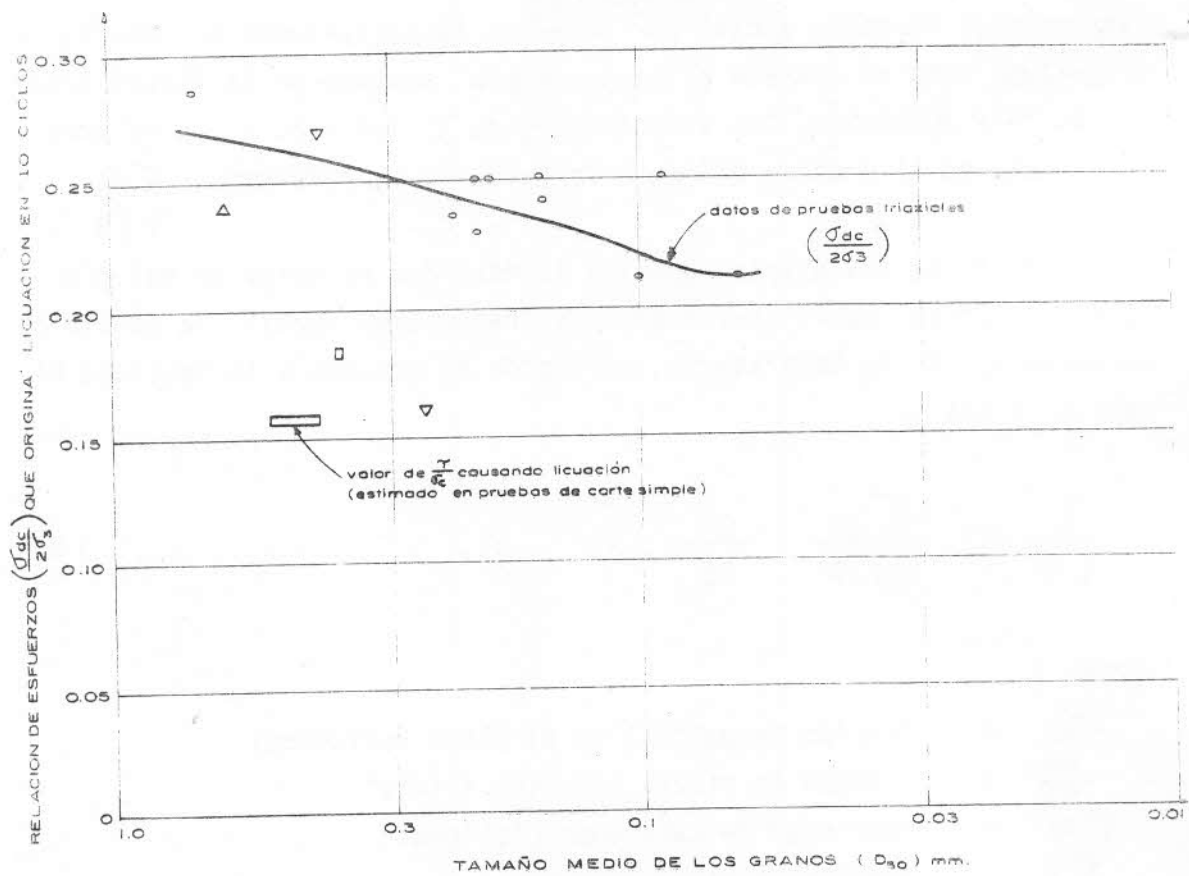
$$\frac{\tau}{\sigma_{o'}} = \frac{\sigma_{dc}}{2\sigma_3} \cdot \frac{D_r}{50} \cdot C_r \dots\dots\dots (3)$$

donde :

- $\tau$  = Tensión tangencial en el plano horizontal
- $\sigma_{o'}$  = Presión de tierra efectiva inicial
- $\sigma_{dc}$  = Desviador de tensiones cíclicas.
- $\sigma_3$  = Presión de confinamiento.
- $D_r$  = Densidad relativa.
- $C_r$  = Factor de corrección, que depende de la compacidad relativa.

Iguando 2 y 3, para la tensión cortante necesaria a iniciar la licuefacción en diez ciclos ( $T_{10}$ ), se deduce : que  $T_p = T_{10}$ . Por consiguiente la fórmula queda reducida a :

$$\frac{a_{\max}}{g} = \frac{\sigma_{o'}}{0.65 \cdot \gamma \cdot z} \cdot \frac{\sigma_{dc}}{2\sigma_3} \cdot \frac{D_r}{50} \cdot \frac{C_r}{T_d} \dots\dots\dots (.4)$$



Graf. N° 6.- Condiciones de esfuerzo que origina liquación de arenas en 10 ciclos para compacidad relativa  $\leq 50\%$

Analizando a la profundidad crítica de 3 mts., con un ascenso de Napa-Freática de 1.00 m. ;

Para  $Z = 3 \text{ m.}$   $T_d = 0.97$  (Gráfico N°5)

Presión Total  $= 1 \times 3 + 2 \times 3.25 = 9.5 \text{ T.}$

Presión Neutra  $= 5 \times 1 = 5$

Presión Efectiva  $= 4.5$

Para  $D_{50} = 0.40$   $\frac{\sigma_{dc}}{2 \sigma_3} = 0.26$  (Gráfico N°6)

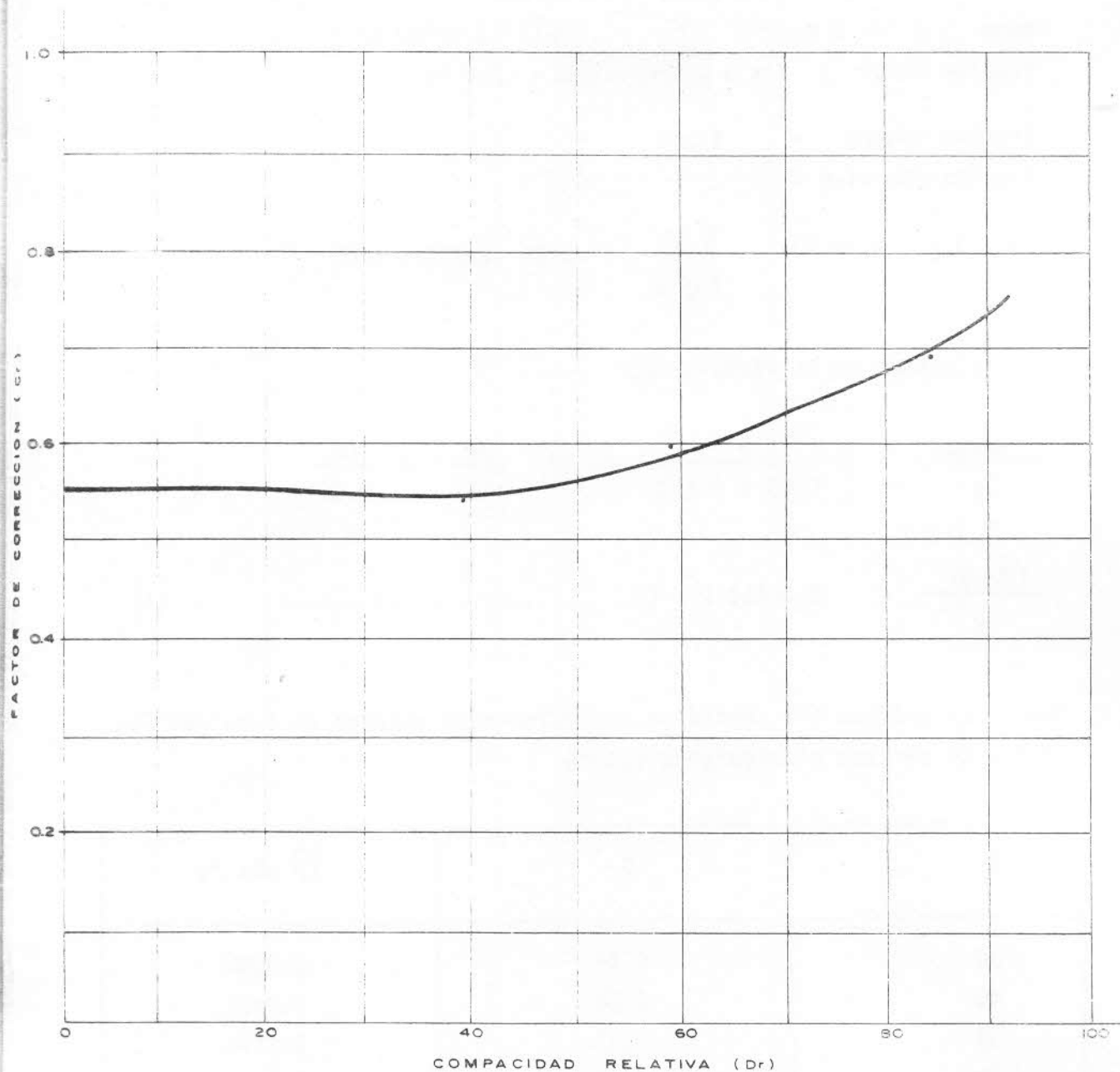
Reemplazando en la fórmula (4)

$$\frac{Q_{\max.}}{g} = \frac{4.5}{0.65 \times 3 \times 3} (0.26) \frac{D_r}{50} \times \frac{C_r}{0.97}$$

$$\frac{Q_{\max.}}{g} = 0.00412 D_r \cdot C_r \dots\dots\dots(5)$$

Usando el gráfico N°7, entrando con diferentes valores de Densidad Relativa se obtiene el siguiente cuadro :

| $D_r$ | $C_r$ | $Q_{\max.}/g$ |
|-------|-------|---------------|
| 30    | 0.55  | 0.0680        |
| 40    | 0.56  | 0.0923        |
| 50    | 0.57  | 0.1174        |
| 60    | 0.60  | 0.1483        |
| 70    | 0.64  | 0.1846        |
| 80    | 0.69  | 0.2274        |
| 90    | 0.72  | 0.2670        |



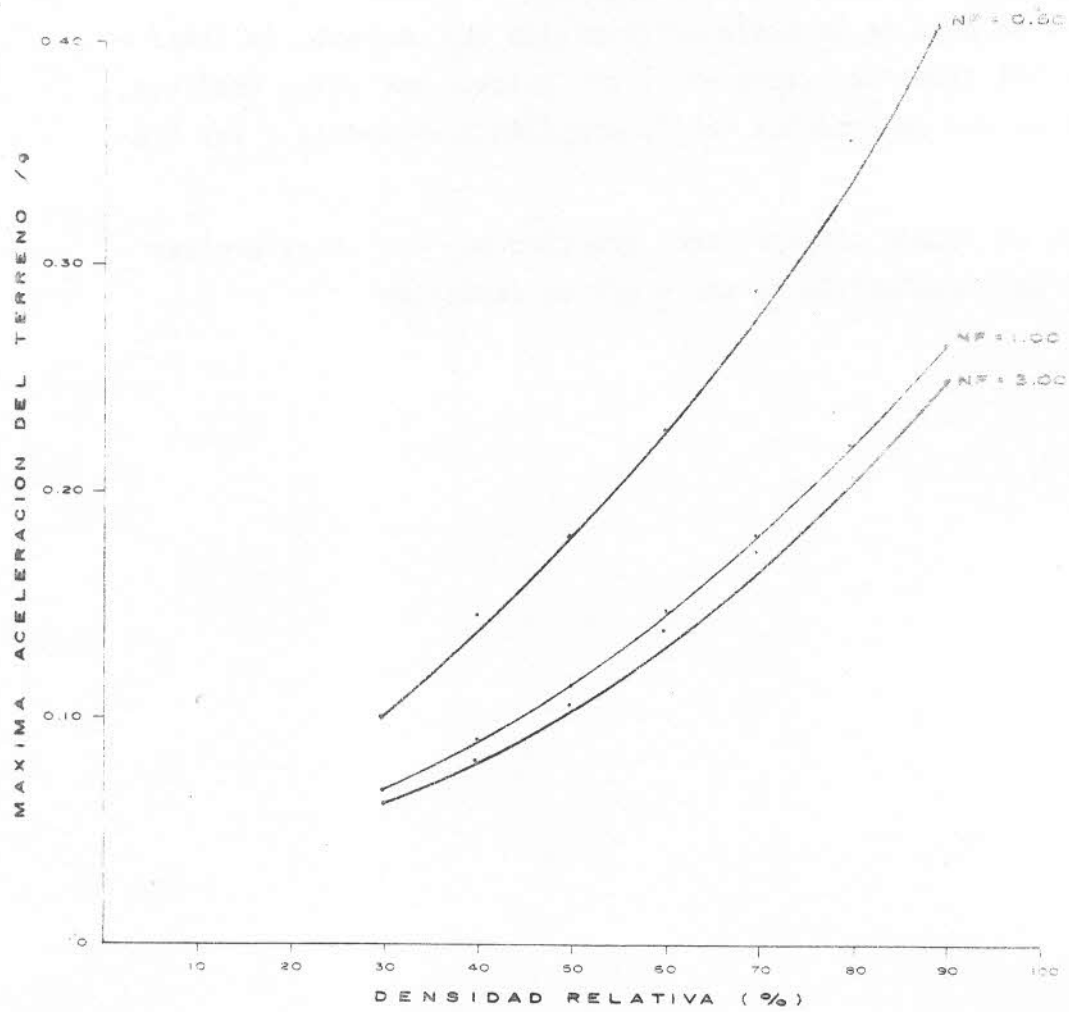
Graf. N° 7.- Relacion entre el factor de corrección y la compacidad relativa.

Haciendo variar la Napa Freática para diversas profundidades críticas, se obtienen las representaciones de los gráficos N° 8 y 9.

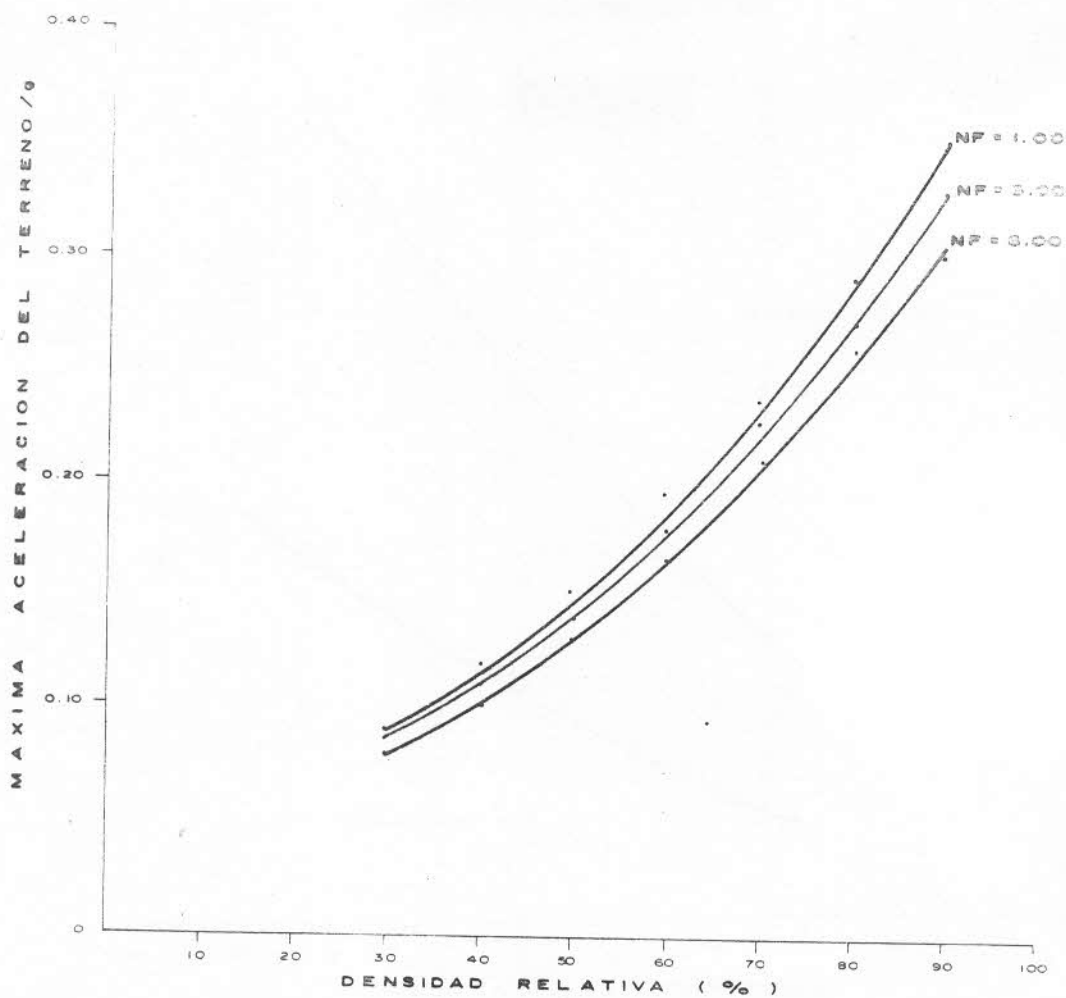
En la misma forma, se obtiene la franja donde ocurrirá licuefacción, limitada por las curvas envolventes que separan la existencia o no de licuación. Cabe esperar normalmente que estén definidos por los puntos  $D_{50}$  y el número de ciclos de la carga monotónica  $V$ .

Si para un valor dado de la aceleración máxima del terreno, la densidad relativa del depósito supera el valor indicado por estos gráficos, no cabe esperar que se produzca la licuefacción y viceversa. Ver Gráfico N°10.

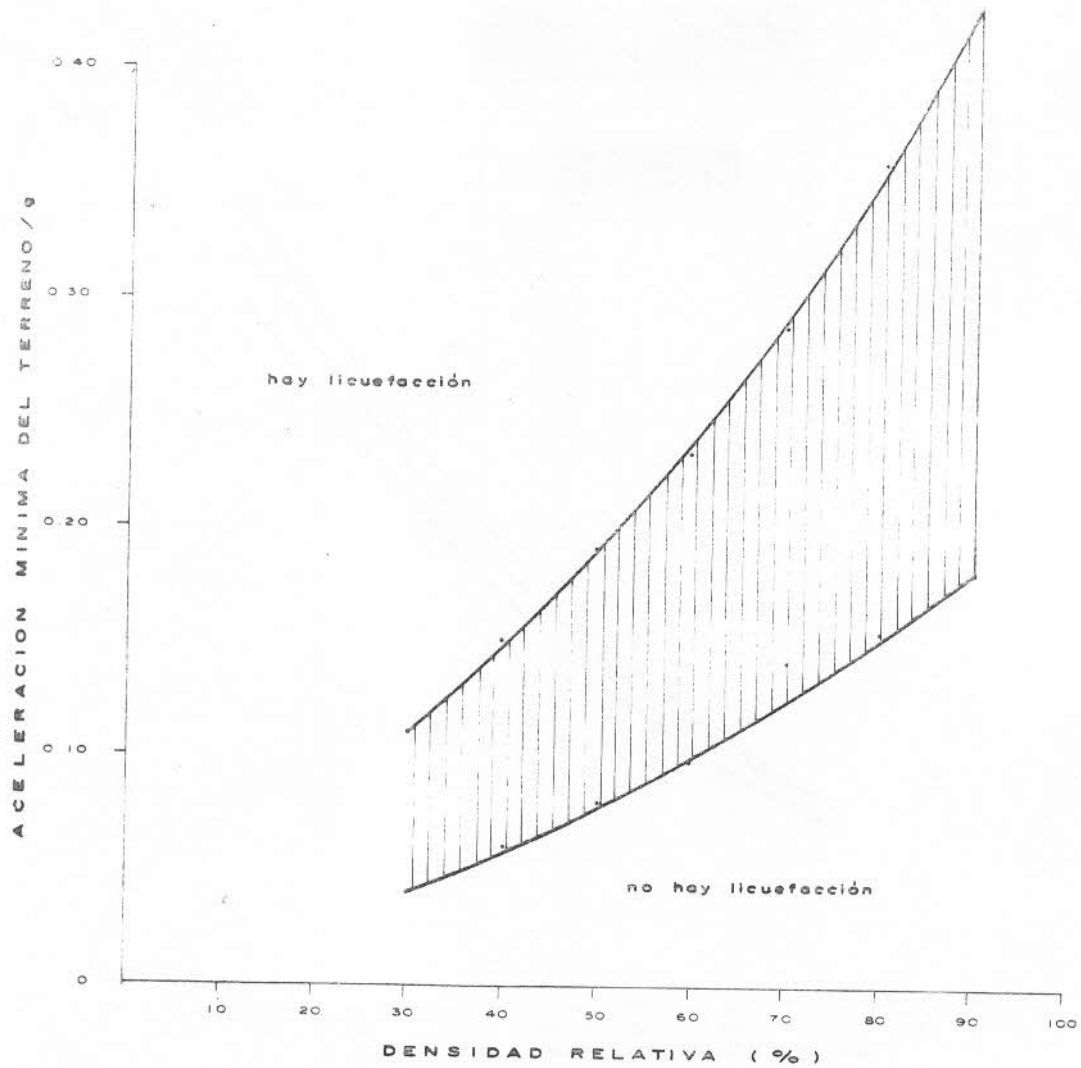
En general es un método simplificado, práctico muy útil para evaluar el potencial de licuefacción de uno o muchos depósitos.



Graf. N° 8.- Potencialidad a la licuefacción para una profundidad crítica de 3m.



Graf. N° 9.- Potencialidad a la licuefacción para una profundidad crítica de 6 m.



Graf. N° 10 .- Franja donde se presenta licuefacción potencial

## CONCLUSIONES

- 1.- Los relaves son restos de minerales que se extraen de las plantas concentradoras, en forma de esteriles o desechos.  
De acuerdo a su caracterización física son, desde polvo de roca, hasta arenas gruesas, con índice de plasticidad bajo. ?
- 2.- En el Perú se ha visto que muchos depósitos de relave han fallado por terremotos. Estudios subsecuentes demuestran que la mayor parte fueron debido a la in consolidación de sus materiales y de no disponer una buena práctica constructiva.
- 3.- El método de construcción más usado en el país es el de "aguas arriba", que se elige por ser económico y de fácil ejecución, pero no recomendable para zonas altamente sísmicas, como el caso de Perú.
- 4.- Gran parte de los depósitos de relave se encuentran ubicados en laderas empinadas y quebradas estrechas, de fuerte pendiente, y que de no realizarse estudios serios sobre Ingeniería Geotécnica, así como de comportamiento y seguridad, constituirán riesgo en potencia a las obras de ingeniería, centros poblados y la agricultura, que se ubican dentro de su area de influencia.
- 5.- De acuerdo al método de construcción, el sistema de "aguas abajo" es el que mejor se comporta frente a un evento sísmico, debido a la consolidación del peso propio y sobrecarga del material, y de los equipos que se usan en el vertido.
- 6.- De la evaluación potencial a la licuefacción, muestreadas en cinco depósitos, se desprende que este fenómeno se presenta fundamentalmente en arenas finas, uniformes, mal graduadas, con densidades relativas por debajo del 70%, que corresponden a la aceleración superior del 0.20 g.
- 7.- Para estimar la susceptibilidad a la licuefacción en depósitos de arena existen métodos y procedimientos empíricos, basados en la experiencia y en pruebas de laboratorio, los que dan buenos resultados aplicando a depósitos de relave.

- 8.- El método de Seed and Idriss para la evaluación de licuefacción es un método simplificado que puede aplicarse para determinar el comportamiento de una presa de relave.
- 9.- El sistema de vertido del relave por tendido de tuberías en el dique, es perjudicial por la saturación que ocasiona al material subyacente con el consiguiente falla por tubificación.
- 10.- Es probable que muchas presas de relave en el Perú tengan la posibilidad de fallar ante la presencia de sismos fuertes, debido, en unos casos, a su construcción empírica; o, en otros casos, a que en el cálculo de diseño no se ha considerado el factor de sismicidad regional.

## REFERENCIAS

- AMBROSEYS ; N.N., and SARMA, S. (1969)  
Liquefaction of soils induced by earthquakes Bull. Seison. Soc. An.
- BRAWNER, C y CAMBELL (1972)  
Diseño de Represas de Relaves - Anales del II Congreso Latinoamericano de Mineralurgia - Lima.
- CASAGRANDE : A (1976)  
Liquefaction and cyclic deformation of sands : A critical Review - Harvard Soil Mechanics, series N°88.
- CASTRO, G. (1975)  
Liquefaction and cyclic mobility of saturated sands. Proc Asce J. Geotechnical Engrg. Div. Vol. 101.
- LINARES, A y FERNANDEZ, E. (1980)  
Evaluación potencial del material licuable en Presas de Relaves - Anales de la XV Convención de Ingenieros de Minas - Trujillo.
- FERNANDEZ EDWIN (1981)  
Licuefacción de Depósitos de Relave - I Reunión Técnica - de Ingeniería Geológica y Geotecnia. LIMA-1981.
- KENJI ISHIHARA, JORGE TRONCOSO, YASUHIRO KAWASE Y YOSHIKI TAKAHASHI (1980)  
Cyclic Strength characteristics of tailings materials. - Vol. 20, Japanese society of soil mechanics and foundation Engineering.
- KARL, H. SCHWINN (1971)  
Cálculo antisísmico de Presas de Tierra.  
Boletín informativo N°87 del Laboratorio de Mecánica del-suelo - España.
- SEED, MARTIN : (1966)  
The seismic coefficient in earth Dam. Design. Proc. Asce, SM 3.
- TAILING DISPOSAL TODAY (1972)  
Proceedings of the first international tailing Symposium. Tucson, Arizona; october 31 November 1, 2 and 3.

### PARTICIPACION

El presente trabajo ha sido realizado por el Ing. Edwin Fernández Romero, Jefe del Departamento de Ingeniería Civil, de la Dirección de Geotecnia, del Instituto Geológico, Minero y Metalúrgico (INGEMMET).

Fue revisado por el Ing. José Véliz Bernabé, Director de Geotecnia.

rudc/.