

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

Facultad de Ingeniería Civil



EFFECTOS SISMICOS EN PRESAS DE
RELAVES PERUANAS

TESIS PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE

INGENIERO CIVIL

POR:

JAMES FLORES ACUÑA

LIMA - PERU - 1994

INDICE

CAPITULO I: "GENERALIDADES DEL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PRESAS DE RELAVES"

I.1.	Introducción y consideraciones básicas.....	1
I.2.	Planeamiento y diseño.....	12
I.3.	Construcción.....	38
I.4.	Mantenimiento e inspección.....	55

CAPITULO II: "ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO SISMICO DE PRESAS DE RELAVES"

II.1.	Casos Históricos.....	61
II.2.	Posibles maneras de falla de una presa de relaves.....	62
II.3.	Análisis pseudo-estático.....	64
II.4.	Análisis de la reacción dinámica.....	73
II.5.	Análisis del desarrollo de licuación en presas de relaves.....	80
II.6.	Nuevos conceptos para el estudio del comportamiento sísmico de presas de relaves.....	86

CAPITULO III: "DISEÑO SISMICO DE PRESAS DE RELAVES"

III.1.	Introducción.....	94
III.2.	Evaluación de la sismicidad del área del proyecto.....	95

III.3.	Características de los relaves para el diseño sísmico.....	104
III.4.	Comportamiento dinámico de los relaves.....	107
III.5.	Determinación del esfuerzo residual.....	141

CAPITULO IV: "METODOLOGIA DE DISEÑO PARA PRESAS DE RELAVES PERUANAS"

IV.1.	Estudio general del área del proyecto.....	144
IV.2.	Programación de las pruebas de laboratorio sobre muestras de relaves.....	145
IV.3.	Análisis sísmico del área del proyecto.....	148
IV.4.	Análisis potencial de licuación de la presa de relaves.....	151
IV.5.	Análisis de estabilidad de la presa de relaves.....	173

CAPITULO V: "CONCLUSIONES" 193

APENDICE A: "DETERMINACION DE LA RED DE FLUJO A TRAVES DE UNA PRESA" 196

APENDICE B: "ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES DE UNA PRESA" 218

BIBLIOGRAFIA 235

INDICE DE TABLAS Y FIGURAS

Pag.

CAPITULO I:

Fig. 1.	Tipos de almacenamiento de desechos secos.....	2
Fig. 2.	Tipos de almacenamiento de relaves.....	2
Fig. 3.	Curvas volumen almacenado vs. altura de presa...	7
Tab I.	Propiedades físicas de relaves.....	10
Fig. 4.	Granulometrías de relaves mineros.....	11
Fig. 5.	Secciones transversales típicas de presas de tierra usadas para represar agua.....	17
Fig. 6.	Secciones transversales típicas de presas de relaves.....	19
Fig. 7.	Otros diseños de presas de contención de relaves.....	20
Fig. 8.	Tipos de drenaje básicos.....	25
Fig. 9.	Sistema de drenaje de presas de relaves.....	26
Tab. II.	Borde libre requerido por acción de las olas...	37
Fig.10.	Construcción de presas de relaves con descarga por grifos.....	44
Fig.11.	Construcción de presas de relaves con centrifugas.....	52
Fig.12.	Granulometría de relaves descargados por grifos.....	53

CAPITULO II:

Tab. III.	Presas que fallarón o sufrierón serios daños en terremotos naturales.....	62
Fig. 13.	Aceleración horizontal del terreno registrado durante el terremoto El Centro-California...	71
Fig. 14.	Digrama ilustrando el método pseudo-estático...	71
Fig. 15.	Posibles valores del coeficiente sísmico usado en el análisis pseudo-estático.....	71
Fig. 16.	Crecimiento de la presión de poros en arena con el número de ciclos n, pruebas triaxiales cíclicas de deformación controlada.....	75
Fig. 17.	Pruebas cíclicas sobre arenas saturadas en volumen constante.....	76
Fig. 18.	Análisis de la respuesta de la presa a los movimientos sísmicos en el suelo.....	77
Fig. 19.	Esfuerzos iniciales en la base de la presa....	82
Fig. 20.	Esfuerzo de corte cíclico impuesto al suelo que motivan la falla en dos ciclos en condiciones de esfuerzos iniciales diferentes.....	84
Fig. 21.	Análisis de la licuación progresiva de una presa.....	84
Fig. 22.	Licuación progresiva a lo largo de la base de una presa.....	85
Fig. 23.	Trayectoria de esfuerzo en la prueba de Castro.....	89
Fig. 24.	Resultado de pruebas triaxiales de compresión no drenado de deformación controlada.....	89
Fig. 25.	Línea de estado firme.....	89
Tab. IV.	Valores del parámetro n.....	91
Fig. 26.	Curvas características en el plano e-p'.....	92
Fig. 27.	Definición del parámetro CD.....	92

CAPITULO III:

Fig. 28.	Relación empírica entre el daño y el sismo.....	98
Fig. 29.	Origen y transmisión de la ondas sísmicas a través de una geología típica.....	99
Tab. V.	Relación entre la intensidad del sismo y el número de ciclos de tensión significativos (N_{eq}).....	102
Tab. VI.	Valores de los coeficientes para el cálculo de la aceleración y velocidad máxima.....	103
Fig. 30.	Relación entre la aceleración máxima y la distancia epicentral.....	105
Fig. 31.	Variación de relación de la aceleración máxima con la profundidad de la masa deslizante...	112
Fig. 32.	Variación de los desplazamientos normalizado promedio con la aceleración límite.....	112
Fig. 33.	Pérdida del borde libre debido a las deformaciones del terraplén.....	115
Fig. 34.	Parámetros geométricos del terraplén para superficies de falla superficiales.....	115
Fig. 35.	Gráfico factor de seguridad vs. aceleración sísmica horizontal obtenido por el mét. Sarma.	119
Fig. 36.	Diagrama de cuerpo libre de la masa deslizante.....	119
Fig. 37.	Diagrama de cuerpo libre de la iesíma dovela..	119
Fig. 38.	Talud homogéneo.....	127
Fig. 39.	Talud heterogéneo.....	127
Fig. 40.	Superficie de falla circular método Bishop Modificado.....	133
Fig. 41.	Diagrama de cuerpo libre de la iesíma dovela..	133
Fig. 42.	Condiciones de tensión que producen la licuefacción de arenas.....	138
Fig. 43.	Relación entre C_r y D_r	138
Tab. VII.	Valor del factor C_r en función de la densidad relativa.....	139
Fig. 44.	Valores de r_a vs. profundidad para diferentes perfiles de suelos.....	140

CAPITULO IV:

Fig. 45.	Densidades relativas máximas y mínimas de muestras de relaves.....	147
Fig. 46.	Propiedades cíclicas de relaves.....	149
Tab. VIII.	Valores de z de un talud en función al FS y ángulo de fricción.....	153
Fig. 47.	Gráfico F_s vs. talud (z).....	154
Fig. 48.	Malla de elementos finitos para determinar la ubicación de la línea de saturación y presiones de poros en la presa.....	157
Tab. IX.	Coordenadas de los nudos de la malla para elementos finitos.....	158
Tab. X.	Carga total respecto al eje de referencia X..	160
Fig. 49.	Línea de saturación y líneas equipotenciales en la presa, y las secciones verticales con los puntos para determinar el potencial de licuación.....	163
Tab. XI.	Presión de agua de poros en los puntos donde	

	se analizará el potencial de licuación.....	168
Tab. XII.	Cálculo del valor de "R1" de la ecuación (4.09) para todos los puntos de la presa donde se analiza el potencial de licuación....	170
Tab. XIII.	Tabulación de las relaciones entre a/g y D_r para los puntos de la sección I.....	171
Tab. XIV.	Tabulación de las relaciones entre a/g y D_r para los puntos de la sección II.....	171
Tab. XV.	Tabulación de las relaciones entre a/g y D_r para los puntos de la sección III.....	171
Tab. XVI.	Tabulación de las relaciones entre a/g y D_r para los puntos de la sección IV.....	172
Tab. XVII.	Tabulación de las relaciones entre a/g y D_r para los puntos de la sección V.....	172
Tab. XVIII.	Tabulación de las relaciones entre a/g y D_r para los puntos de la sección VI.....	172
Tab. XIX.	Densidades relativas mínimas para que no se produzca licuefacción en cada punto estudiado, para un $k= 0.12$	173
Fig. 50.	Potencial de licuación, para sección I.....	176
Fig. 51.	Potencial de licuación, para sección II.....	177
Fig. 52.	Potencial de licuación, para sección III.....	178
Fig. 53.	Potencial de licuación, para sección IV.....	179
Fig. 54.	Potencial de licuación, para sección V.....	180
Fig. 55.	Potencial de licuación, para sección VI.....	181
Tab. XX.	Determinación coeficientes sísmicos para diferentes FS, para $z=3$ y $\phi=38$ (mét Sarma).....	182
Tab XXI.	Resumen de los coeficientes sísmicos mínimos para diferentes FS, para $z=3$ y $\phi=38$ (a partir de la tabla XX).....	182
Tab. XXII.	Determinación coeficientes sísmicos para diferentes FS, para $z=3$ y $\phi=34$ (mét Sarma).....	183
Tab XXIII.	Resumen de los coeficientes sísmicos mínimos para diferentes FS, para $z=3$ y $\phi=34$ (a partir de la tabla XXII).....	183
Tab. XXIV.	Determinación coeficientes sísmicos para diferentes FS, para $z=2.5$ y $\phi=38$ (mét Sarma).....	184
Tab XXV.	Resumen de los coeficientes sísmicos mínimos para diferentes FS, para $z=2.5$ y $\phi=38$ (a partir de la tabla XXIV).....	184
Tab. XXVI.	Determinación coeficientes sísmicos para diferentes FS, para $z=2.5$ y $\phi=34$ (mét Sarma).....	185
Tab XXVII.	Resumen de los coeficientes sísmicos mínimos para diferentes FS, para $z=2.5$ y $\phi=34$ (a partir de la tabla XXVI).....	185
Tab XXVIII.	Determinación coeficientes sísmicos para diferentes FS, para $z=2$ y $\phi=38$ (mét Sarma).....	186
Tab XXIX.	Resumen de los coeficientes sísmicos mínimos para diferentes FS, para $z=2$ y $\phi=38$ (a partir de la tabla XXVIII).....	186
Tab. XXX.	Determinación coeficientes sísmicos para diferentes FS, para $z=2$ y $\phi=34$ (mét Sarma).....	187
Tab XXXI.	Resumen de los coeficientes sísmicos mínimos para diferentes FS, para $z=2$ y $\phi=34$ (a partir de la tabla XXX).....	187
Tab XXXII.	Variación del coeficiente sísmico (k) respecto al factor de seguridad (FS), (Resumen de las Tablas XXI, XXIII, XXV, XXVII, XXIX, XXX).....	187

Tab XXXIII. Resultados encontrados en el análisis de
estabilidad de taludes usando el método de Bi-
shop Modificado, para $k=.12 g$

APENDICE A:

Fig. AI. Redes de Flujo en presas de tierra.....199

APENDICE B:

Fig. BI. Parámetros usados para definir la geometría
de la masa deslizante.....224

Fig. B2. Definición de secciones y dovelas.....224

Fig. B3. Centro de gravedad de la *i*-ésima dovela.....225

Fig. B4. Ejemplos de datos de entrada para analizar la
estabilidad de un talud para una determinada
superficie de falla.....225

Fig. B5. Radio mínimo de la superficie de falla.....226

SUMARIO

En el primer capítulo se presentan los diferentes conceptos básicos referente al diseño, construcción y mantenimiento de presas de relaves, es una introducción que nos permite conocer el funcionamiento y necesidad de este tipo de presas.

En el segundo capítulo se describen las formas de analizar el comportamiento sísmico de una presa de relaves; se presentan algunos casos históricos de presas que fueron expuestas a sismos de mediana o gran intensidad y que su comportamiento durante el sismo han sido analizadas. Se presentan nuevos conceptos desarrollados para analizar el comportamiento de presas de relaves durante un sismo.

En el tercer capítulo se presentan diferentes enfoques prácticos desarrollados por diferentes investigadores, que nos sirven para esbozar una metodología general de diseño sísmo-resistente de presas de relaves.

En el cuarto capítulo se presenta la una metodología de diseño sísmo-resistente propuesto para presas de relaves, la cual busca que la estructura en su conjunto sea capaz de

resistir las fuerzas dinámicas producidas durante un terremoto de tal manera que esta no falle o colapse.

En el quinto capítulo se plantean las conclusiones de acuerdo a los resultados obtenidos empleando la metodología propuesta.

CAPITULO I

GENERALIDADES DEL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PRESAS DE RELAVES.

I.1. INTRODUCCION Y CONSIDERACIONES BASICAS.

El constante incremento de los costos en el desarrollo y operación de las minas en todas partes del mundo, ha dirigido a un continuo intercambio en la escala de operación. Muchas modernas plantas de beneficio están procesando decenas de miles de toneladas de mineral de bajo ley diariamente.

La roca mineral (mena) debe ser triturado finamente, para luego recuperar el metal por algún proceso físico o químico. Para minerales de baja ley, virtualmente casi el cien por ciento de la roca extraída y triturada es desechada. Cuando es posible los desechos gruesos y secos son usados para el relleno de minas abandonadas o amontonadas en algún lugar cercano a la planta (Figura 1), mientras que los desechos finos con agua (relaves) son bombeado hacia otros lugares. Generalmente estos relaves son almacenados en reservorios (Figura 2), unos formados por los montículos de desechos gruesos secos los cuales son usados como terraplenes de contención, otras están formados por terraplenes contruidos con la parte más de

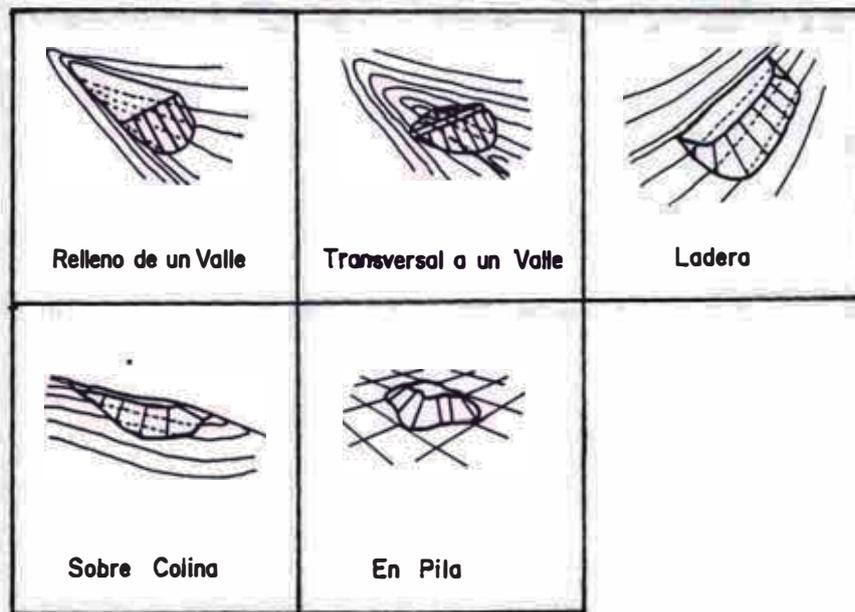


Figura 1.- Tipos de Almacenamiento de Desechos Secos (Ref. 1).

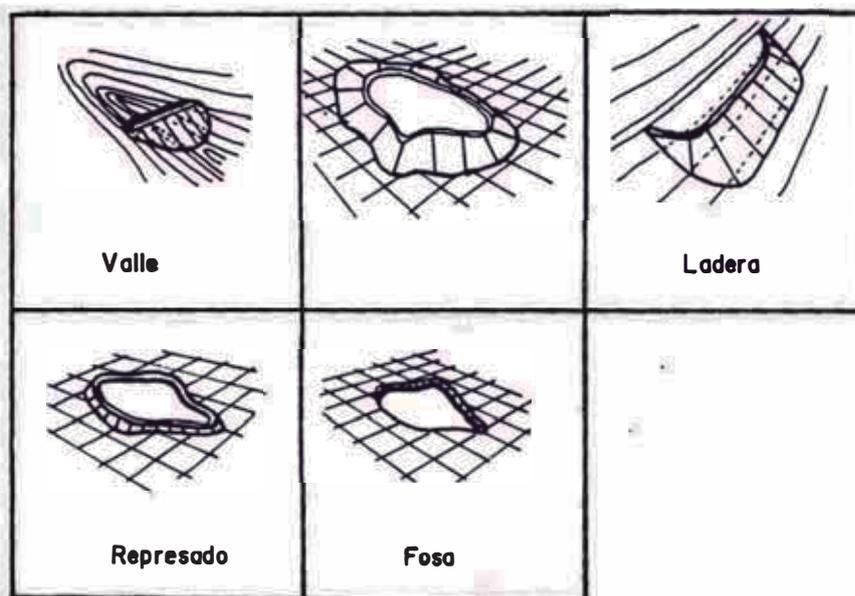


Figura 2.-Tipos de almacenamiento de Relaves (Ref. 1).

los relaves (conocidos como presas de relaves), y unos cuantos estan formados por las convencionales presas de tierra (Ref. 1) Cuando la planta de beneficio se encuentra cerca al mar son evacuados en aguas profundas. Como ejemplo en el Perú tenemos la mina Milpo, que produce 700,000 toneladas al año de minerales de plata, plomo y zinc, de los cuales el 90% ó 630,000 toneladas son relaves o desechos sin valor económico, de ello el 70% es devuelto a la mina para rellenar los espacios vacios producidos por la explotación del mineral y solamente el 30% restante aproximadamente 180,000 toneladas, es finalmente depositado en canchas de relaves (Ref. 2). En Brasil, hasta 1985, 160 millones de toneladas de relaves fueron generados en la producción de 21 minerales que representan el 91% de la producción Brasileña (Ref. 3).

Las presas de contención de relaves tienen características diferentes a las típicas usadas para embalsar agua, ya que en una explotación minera se busca eliminar los relaves de la manera más económica posible, mientras que en el diseño de presas de retención de agua la tendencia es proveer máxima seguridad un tanto sin hacer caso del costo. Estas estructuras de retención hasta ahora han sido diseñadas y construidas en forma empírica (Refs. 1,4,5,6 y 7). Siempre se consideró superfluo el dedicar grandes inversiones para su planeamiento, diseño y construcción. Pero después de numerosas fallas de presas de este tipo alrededor del Mundo (Refs. 8 y 9), se le esta dando la debida importancia que se merece,

tanto es así que últimamente su diseño y construcción se están realizando usando principios ingenieriles.

En los nuevos diseños de estas estructuras de retención se está buscando que sean tanto seguras y económicas, de manera que nos garanticen por un lado la no contaminación del agua, suelo y aire, que ponga en peligro el equilibrio ecológico, la seguridad de las infraestructuras existentes y vidas humanas dentro de la zona por una falla, y por otro lado que la empresa minera no se vea afectada por los gastos ocasionados por el proceso de eliminación de los relaves producidos.

I.1.1. CONSIDERACIONES BASICAS.

En todo proyecto de eliminación de relaves mineros debemos de tener presente, que su costo dependerá del diseño en conjunto que se elija, es decir, la forma de transportar los relaves, número de depósitos de almacenamiento y el tipo de presas de contención a usar. Para una explotación minera particular existen parámetros ya definidos se deben tomar en cuenta en el planeamiento y diseño del sistema de eliminación de los relaves, como son las toneladas de producción diaria y el probable número de años de vida de la mina; así como la granulometría del material de desecho. El problema a resolver será como almacenar los relaves producidos durante todo el tiempo de vida de la mina de una manera tanto económica como segura a la vez.

I.1.1.A. TONELAJE DIARIO.

Para lograr una sedimentación apropiada de los relaves producidos al ser depositados en el reservorio, debemos de almacenar una determinada cantidad de relaves diaria por área de terreno, de tal manera que se sedimente la arena y limos y luego se pueda recuperar el agua. Así, para una mina podremos calcular el área total aproximada para almacenar toda la producción diaria, conociendo el tonelaje de producción diaria y las reservas de mineral (en explotaciones superficiales generalmente están bien definidos) pueden ser hechos los proyectos definitivos para la eliminación de los relaves.

I.1.1.B. AREA APROPIADA PARA EL ALMACENAJE DE LOS RELAVES.

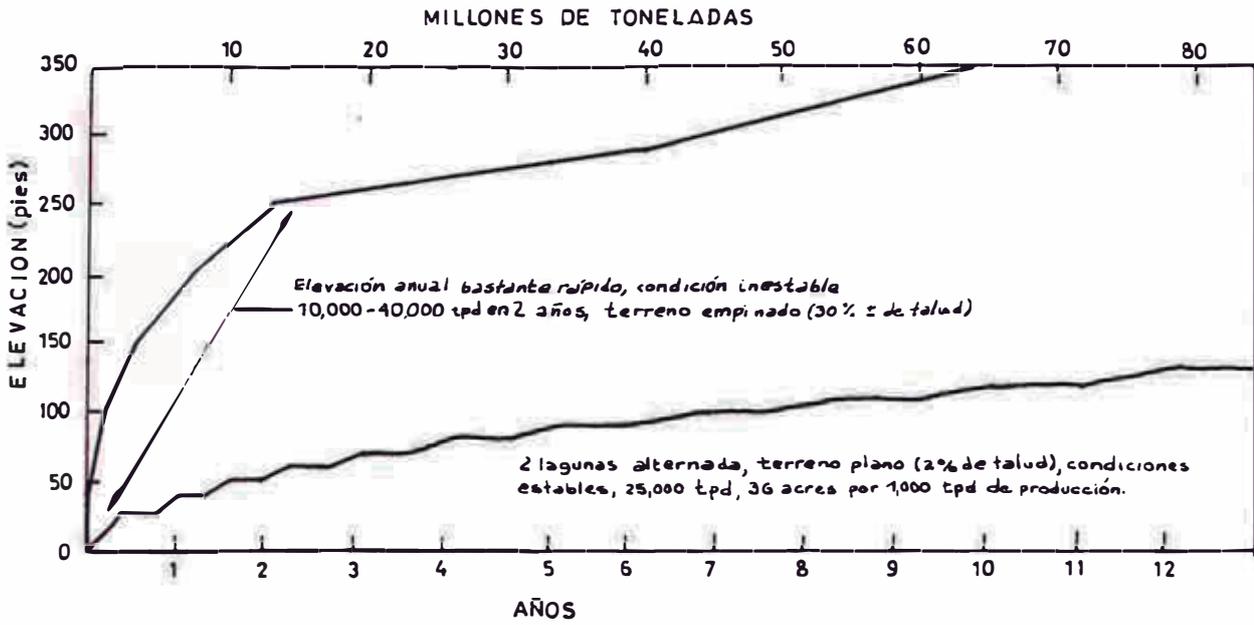
Debe tenerse en cuenta la gran importancia que tiene la elección apropiada del lugar donde serán almacenados los relaves, ya que de ello dependerá el tamaño necesario de los terraplenes iniciales, y la posterior velocidad de la elevación de la altura de la presa.

Una área elegida debe ser en primer lugar cercada, para de esta manera el transporte hasta el área de almacenamiento de los relaves no sea costosa, y en segundo lugar se debe tener en cuenta que sean terrenos planos y de gran área para poder almacenar mayor cantidad de relaves por pie de altura de las presas iniciales. En

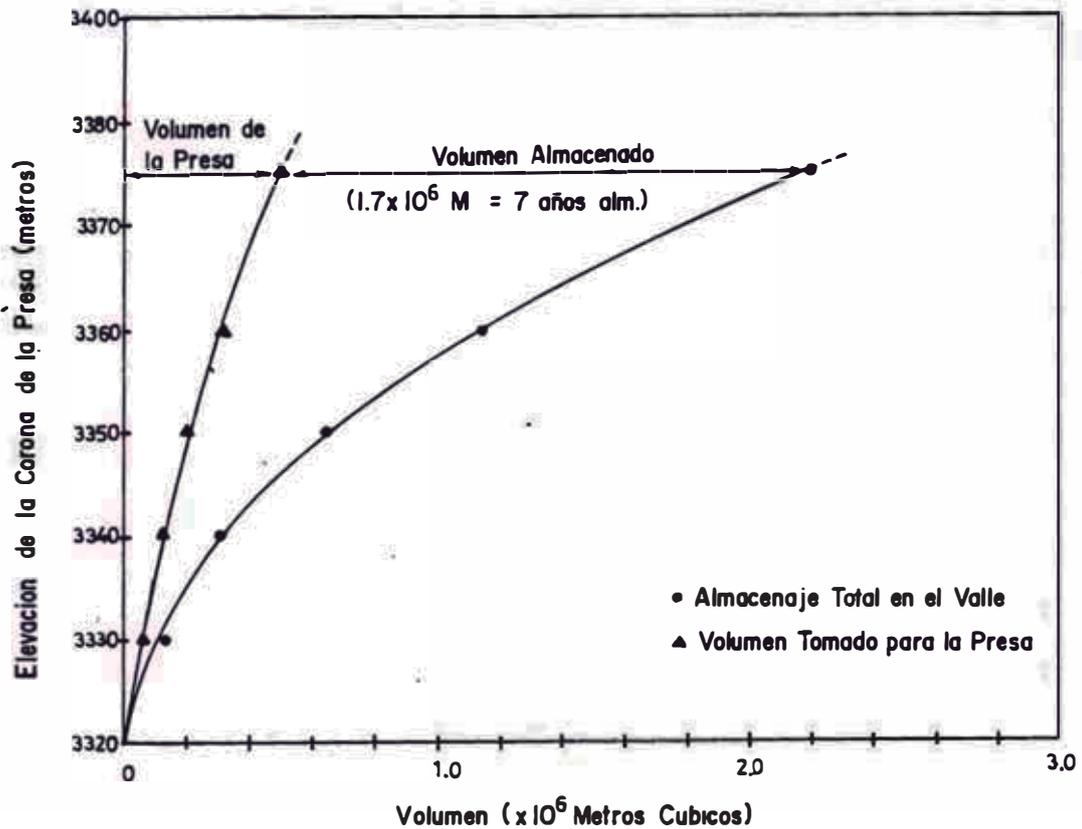
terrenos empinados el área de almacenaje activa es pequeña y será necesario de una mayor altura de presa inicial para almacenar el tonelaje de producción diaria, con el fin de retener los relaves y formar una laguna lo suficiente grande que asegure la suficiente clarificación del agua en el inicio de las operaciones. La capacidad del reservorio formado por la presas iniciales debe tener el suficiente tamaño para almacenar tanto los relaves producidos, así como flujos externos que se puedan presentar, hasta que el terraplén pueda ser levantada con arena de playa. Además se debe tener presente al definir las alturas de las presas iniciales, otros factores que se desconocen al principio de un embalsamiento, pero que son importantes, tales como: (1) la eficiencia de segregación de la arena y limo en la orilla, (2) el ángulo del área en la orilla, y (3) el más importante, el tiempo necesario para conseguir que la sedimentación de la arena y limos y se clarifique el agua.

Para el área elegida como posible lugar de almacenamiento de los relaves, se debe realizar una gráfica capacidad del reservorio vs. altura de la presa, donde también se muestre una curva tiempo-capacidad, para poder analizar como esta aumentando la altura de la presa y capacidad del reservorio durante toda la vida del proyecto (Figura 3).

Dependiendo de la granulometría del material y densidad de pasta, la altura máxima anual debe ser limitada a un promedio de 8 pies por año (Ref. 5). Una



a. Curvas Capacidad y Tiempo vs. Elevación (Ref. 5)



b. Volumen de la Presa y de Almacenaje en Elevaciones Diferentes (Ref. 10).

Figura 3.- Curvas Volumen Almacenado vs. Altura de la Presa.

levantamiento anual rápido de la altura es indeseable, debido a que el material no tiene tiempo de drenar adecuadamente, consolidarse y estabilizarse, ni hay tiempo para levantar la presa periférica, trayendo consigo problemas de estabilidad en las presas, debido a que la línea de corriente superior se eleva demasiado. Por lo que se recomienda como posibles soluciones el dejar drenar algún tiempo y colocar en el pie filtros y sobrecarga de rocas.

El área apropiada por cada 1,000 toneladas de relaves producidas diaria dependiendo de las características del material producido en la planta de beneficio, como son la densidad de pasta, y tipo de material a depositar debe ser como mínimo de 20 acres, siendo 30 acres el más seguro. Un valor de 30 acres por cada 1,000 toneladas de producción diaria es más seguro en una laguna madura (Ref. 5). Estas áreas darán el tiempo suficiente para sedimentar a las fracciones más finas antes de llegar a alcanzar la decantación. Partículas con un tamaño de 50 micrones tienen una velocidad de sedimentación de 0.05 pul/seg, y se asentarán en un tiempo razonable aún cuando sean afectados por el oleaje. Las partículas más difilcutosas de sedimentar son aquellos cuyo tamaño es de 2 micrones o menos, estos tienen una velocidad de sedimentación teórica de 0.01 pul/seg en agua tranquila, pero que en realidad pueden ser días debido al oleaje. Siendo el tiempo requerido de almacenamiento mínimo de 2 días y máximo de 10 días, como un promedio de más o menos de 5 días.

I.1.1.C. RELAVES DE PLANTAS.

De la composición de los relaves de las plantas dependerá las propiedades físicas y químicas de los materiales finales. Los relaves de las minas de metal están formados por materiales de cuarzo duro, lodo de piedra con grandes diferencias en sus propiedades físicas. Los relaves muy finos con alto contenido de sílice pueden tener un alto ángulo de corte en altas densidades con poca o ninguna cohesión, y sin embargo ser susceptible a la erosión por acción del viento y el agua. Altas concentraciones de feldespatos pueden tener alta resistencia al corte, cuando están frescas, pero se pueden transformar químicamente en arcillas con el tiempo, reduciendo su resistencia. Cantidades relativamente menores de sulfuros pueden oxidarse y formar una costra y disminuir el pH de tal forma que el desarrollo vegetativo es difícil o imposible sin adicionar tierra vegetal o alterar el material de alguna manera. Grandes relaves de sulfuros pueden inflamarse, por combustión instantánea o producir escurrimiento de ácidos, óxidos de hierro o hidróxidos, el cual puede contaminar grandes áreas en una cuenca de drenaje. El cianuro de sodio de las plantas de tratamiento del mineral de oro requieren un largo tiempo de retención en la laguna de relaves, y a veces requiere de tratamiento con cloro u otros agentes oxidantes para neutralizar el cianuro y llevarlo hasta límites tolerables (< 0.30 ppm) antes de soltarlo. El desperdicio de las

minas de uranio puede ser muy peligroso por muchos años debido a los productos radiactivos que produce.

I.1.1.D. GRANULOMETRIA DE RELAVES.

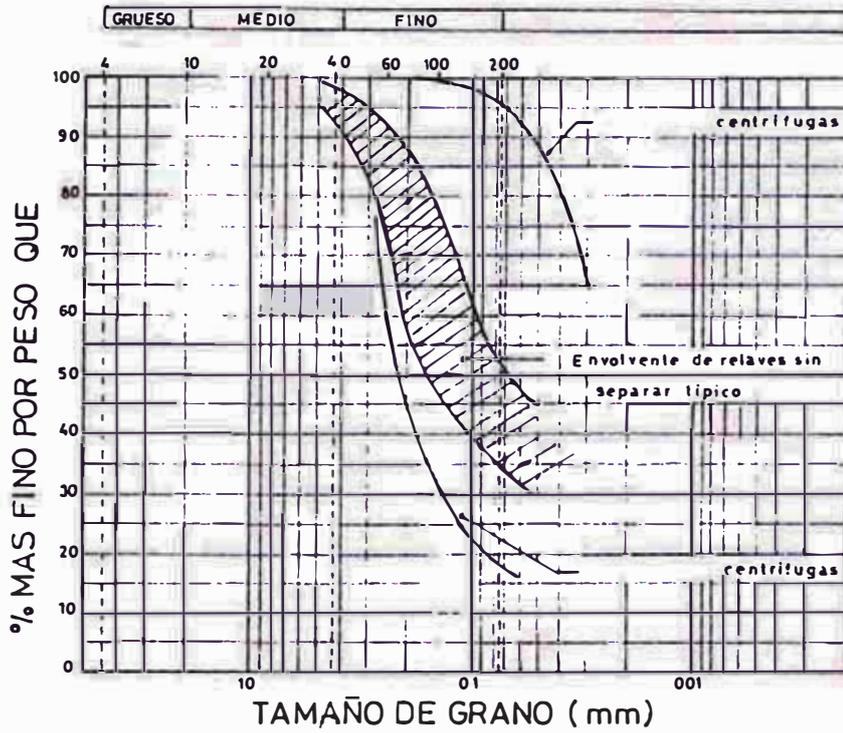
La granulometría del material triturado necesario para liberar los minerales metálicos por flotación, contienen un porcentaje de finos que pasa la malla Nº 200 aproximadamente entre 30 y 80% (Figura 4).

Tabla I.- Propiedades físicas de relaves (Ref. 5).

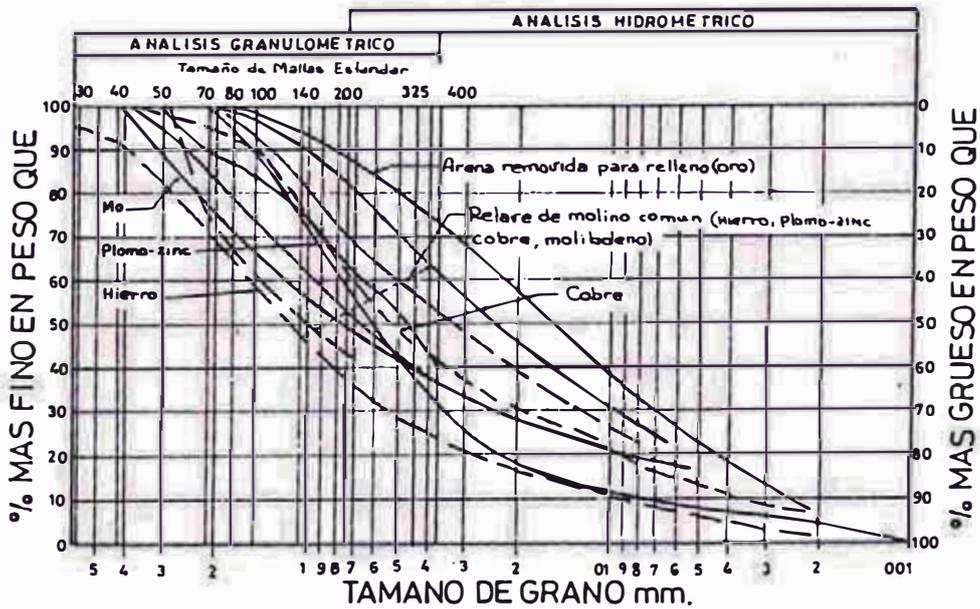
Mineral	Gs	Cu	D ₁₀ um
Mina de oro	2.6-2.7	9.20	2.5
Hierro (mineral)	4.6-6.0	7.75	9.0
Plomo	2.8-3.4	9.38	8.0
Zinc	2.92	70.0	3.0
Cobre	2.71-2.75	18.92	4.0
Molibdeno	2.60-2.7	20.0	8.0
Fosfatos de Florida	2.6	10.0	.06

Los relaves producidos en las explotaciones mineras no son los mismos y dependen del mineral a extraer. En la Tabla I, se muestra la gravedad específica (Gs), el coeficiente de uniformidad ($Cu = D_{60}/D_{10}$), y el diámetro efectivo (D_{10}) de relaves típicos. (Nota.- D_{60} es el diámetro del tamaño de partícula (D) con "60% más fino que" en la curva de granulometría).

La densidad en el campo de una laguna de relaves se incrementa con el tiempo y con la profundidad bajo la superficie. El incremento de la densidad con la



a. Granulometría Típica de los Relaves de una Mina de Zinc, Plomo y Plata en el Perú (Ref. 10).



b. Granulometría Típicas de Relaves de Minas Metálicas (Ref. 5).

Figura 4.- Granulometría de Relaves Mineros

profundidad, depende un tanto de la mineralogía, granulometría y gravedad específica, pero lo importante es la capacidad de conducción de agua de los drenes o de la base permeable.

Una propiedad física importante de los relaves industriales es su resistencia al corte. Esta propiedad esta expresada por el ángulo de fricción interna (ϕ), y la cohesión aparente (c). Un valor típico para este ángulo es de 20° a 38° , el cual se incrementa a mayor porcentaje de arena en los relaves. La cohesión aparente es función de la mineralogía, humedad, y tamaño de partículas, un valor típico fluctua entre 0 a 5 psi (Refs. 5 y 10).

I.2. PLANEAMIENTO Y DISEÑO

El diseño de una presa de relaves dependerá de la necesidad de contar con presas permeables o impermeables; el primero es el usado comunmente ya que puede ser construido con la fracción gruesa de los relaves o con algún material de prestamo de fácil obtención, el segundo es usado solamente donde es necesario retener agua contaminada o solidos de baja densidad que son lentos para consolidar. Generalmente las presas son diseñadas permeables ya que se trata siempre de usar la mayor cantidad de los relaves posible (parte gruesa) como materiales de construcción de las presas, ya que esto nos resulta más económico.

Los diseños actuales estan compuestos principalmente

de una primera presa (la cual puede ser permeable o impermeable de acuerdo al diseño), la cual tiene por objeto retener al comienzo los relaves, hasta que sea posible obtener la suficiente cantidad de material de construcción para seguir levantando la presa y un buen sistema de drenaje que nos permita la recuperación de la mayor cantidad de agua para bajar la línea de corriente superior dentro de la presa. El agua recuperada de los relaves será tratada previamente antes de ser liberada a corrientes de aguas naturales ó vuelta a la planta de beneficio para volverla a usar.

I.2.1. CRITERIOS PARA EL DISEÑO DE LA PRESA.

El procedimiento a seguir para el diseño de una presa de relaves es la siguiente (Refs. 5 y 6):

1.- Seleccionar el lugar donde se ubicará el reservorio para el almacenamiento de los relaves tomando en cuenta las consideraciones básicas ya expuestas en esta tesis, para luego a partir de esto determinar el tipo de presa necesaria.

2.- De la topografía del lugar, se determina el volumen de almacenaje de acuerdo a la ubicación y altura de la presa. Los resultados se gráfica como una curva capacidad del reservorio vs. altura de la presa. También se gráfica en el eje de capacidad del reservorio, el tiempo. A partir de esta gráfica podremos determinar la capacidad total de almacena-

miento a medida que se levantan las presas.

3.- Determinar el drenaje aguas arriba de la primera presa, y luego a partir de ellos diseñar las torres y líneas de decantación para controlar todo el flujo esperado.

4.- Determinar las características de los relaves producidos a partir del molino piloto como son la granulometría, segregación con grifos y centrífugas, densidad, y permeabilidad horizontal y vertical. A partir de la granulometría determinaremos si es posible usar parte de los relaves para la construcción de la presa y/o presas. Los materiales se clasifican para fines de construcción como:

i).- Buenos, gruesos (0 a 10 % pasa la malla N^o 200).

ii).- Generalmente buenos, medianos (15 a 50% pasa la malla N^o 200).

iii).- Cuestionables, y no se les debe usar, a menos que sean mejorados tal vez por mezcla con otro material más grueso (50 a 80% pasa la malla N^o 200).

iv).- Deben ser retenidos con presas de materiales de préstamo o terraplenes usados para represar agua, limos (100% pasa la malla N^o 200 y 25% de tamaños menores a 0.2 micrometros).

5.- Después elegiremos el tipo de presa a usar, así como la sección transversal más apropiada usando los materiales de más fácil disponibilidad. A fin de

determinar la eficiencia de la presa elegida debemos de:

i).- Los materiales usados en la construcción de la presa y de la cimentación deben ser probados en el laboratorio para determinar sus máxima densidad seca, óptimo contenido de humedad, ángulo de fricción interna, y cohesión.

ii).- Determinar las redes de flujo en la presa, y a partir de estas estimar la presión de poro de agua que resulta de la filtración continua dentro del terraplén y la cimentación permiable.

iii).- Realizar mediciones de la resistencia y compresibilidad, así como un estudio de consolidación vs. tiempo durante y después de la construcción en la cimentación a fin de determinar el posible asentamiento de la misma y formación de presión de poros que pueda ser perjudicial para la estabilidad de la presa (En caso de formación de presiones de poro debemos diseñar drenes de colchón en la cimentación).

iv).- Realizar análisis de estabilidad para determinar si los factores de seguridad son los apropiados.

Generalmente el diseño de presas de pequeño volumen son bastantes simples, y los más económicos son aquellos diseños de una pequeña presa de material de préstamo que luego es levantado con la arena de la playa formado por

los grifos.

I.2.2. DISEÑOS DE PRESAS PARA ALMACENAMIENTO DE RELAVES.

I.2.2.A. PRESAS DE MATERIAL DE PRESTAMO O DEL TIPO USADO PARA ~~EMBALSAR~~ AGUA.

Son usadas cuando los relaves producidos son muy finos y no es posible obtener suficiente arena de buena calidad para construir la presa ó cuando el agua producida esta contaminada. Esto nos obliga a diseñar una presa impermeable de material de prestamo. En esta tesis no se tocará el diseño de este tipo de presas. En la Figura 5 se presentan los diseños actualmente usados.

I.2.2.B. PRESAS DE RELAVES.

Cuando se puede obtener suficiente cantidad de arena gruesa de buena calidad de los relaves, se pueden diseñar lo que se conoce con el nombre de presas de relaves. De acuerdo al diseño buscado se puede proponer cualquiera de los tres métodos de construcción siguientes: el método aguas arriba, el método aguas abajo, o el método de eje central. El diseño de presas de relaves por el método aguas arriba esta siendo abandonado en zonas sísmicas por su poca inestabilidad ante los movimientos sísmicos (Refs. 6,7 y 9). En la Figura 6 presentamos los diseños más

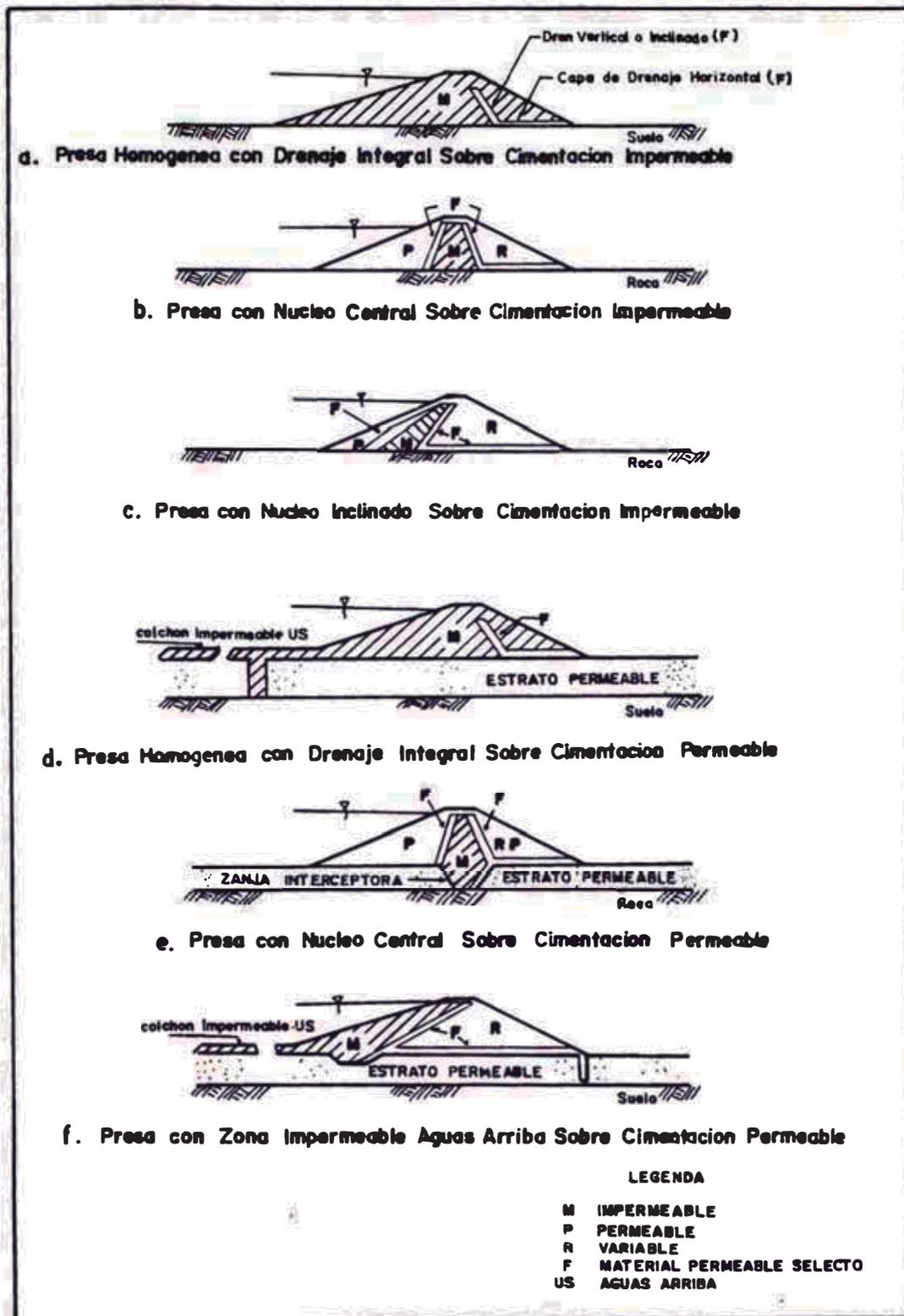


Figura 5.- Secciones Transversales Típicas de Presas de Tierra usadas para represar agua (Ref. II).

comunes de estos tipos de presa. En la Figura 7 se presenta otros tipos particulares de presas de contención de relaves.

I.2.3. DISEÑO DE LA PRIMERA PRESA.

Investigaciones del lugar, por medio de excavaciones, perforaciones, así como por muestreo y ensayos de laboratorio, nos daran el tipo, profundidad y propiedades físicas de la cimentación. En base a esta información y las propiedades de los relaves, la primera presa puede ser diseñada. El material de construcción de la primera presa es generalmente resultante de la excavación realizada en el área de almacenaje. Si el material esta formado de arenas y gravas limpias con alta permeabilidad, una primera presa permeable puede ser construida. Si el material predominante es una mezcla de arcilla, limos, arena y gravas, una primera presa impermeable con filtros y drenes debe ser construida. En fin los materiales a usar deben ser aquellos que nos den una primera presa estable al menor costo.

I.2.3.A. PRIMERA PRESA PERMEABLE.

Para la base del terraplén se debe excavar lo suficiente hasta encontrar un suelo competente que resista el peso total de la presa. Se debe corregir todo los defectos de la cimentación tales como grietas abiertas en

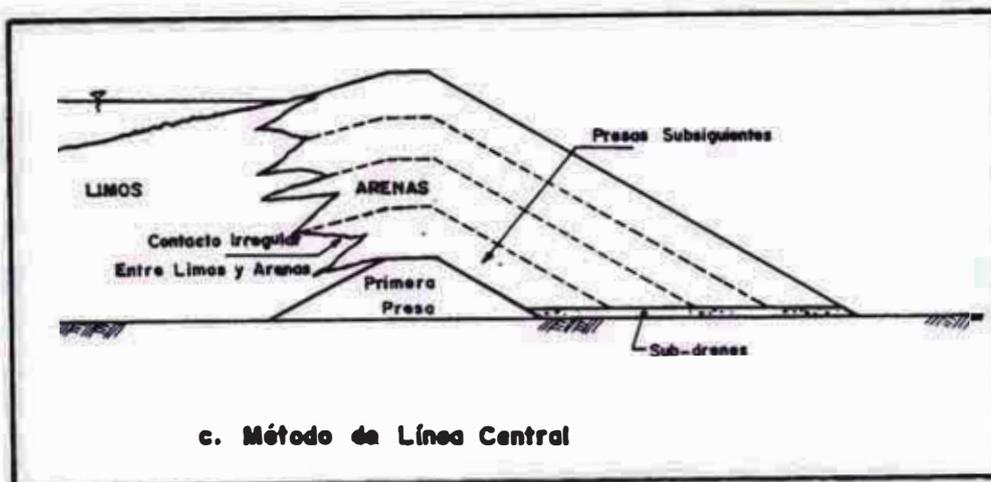
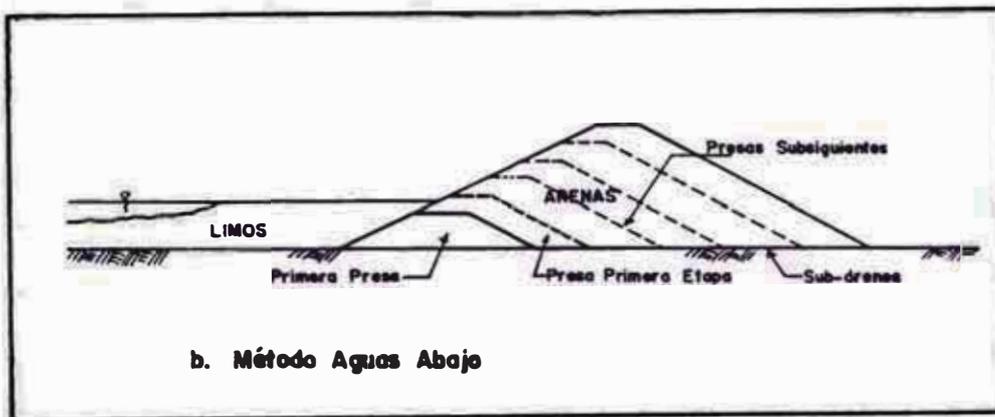
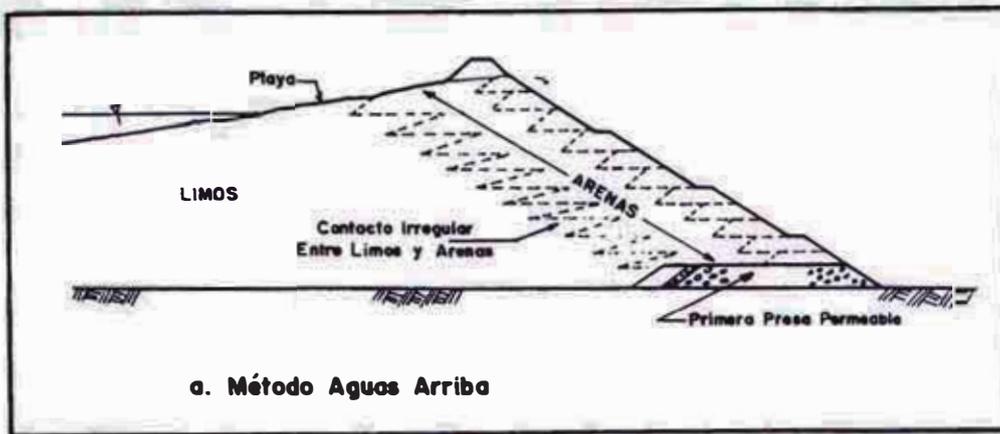
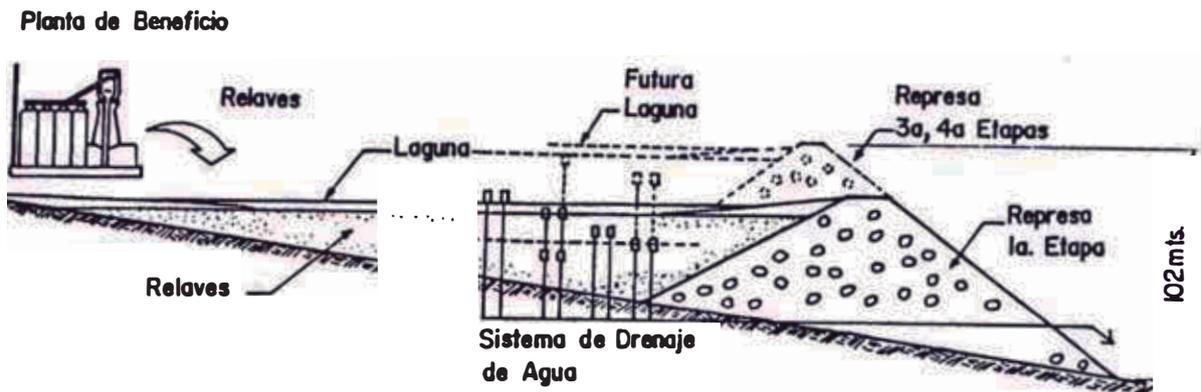
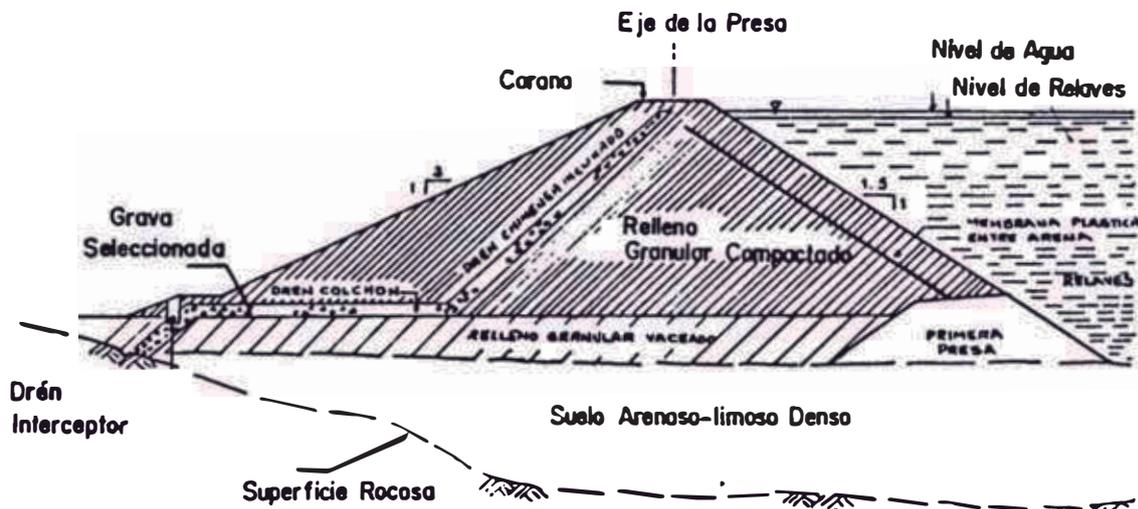


Figura 6.- Secciones Transversales Típicas de Presas de Relaves (Ref. II).



a. Presa de Contención de Material de Prestamo Construido por el Método Aguas Arriba (Ref. 2).



b. Presa de Contención de Material de Prestamo Compactado Con Membrana Plastica (Ref. 7).

Figura 7.- Otros Disenos de Presas de Contención de Relaves

el lecho rocoso, costuras de arcilla, y eliminar los depósitos de suelos debiles o permeables enterrados. Materiales sueltos, organicos, erosionables, malezas, arboles, malezas deben ser arrancados y eliminados.

La presa permeable debe tener una permeabilidad más

alta que las arenas que retiene ($1E-2$ a $1E-3$ cm/seg). La primera presa debe retener una cantidad mínima de agua, para que la línea de corriente superior se mantenga lo más bajo posible. Es así que toda agua que llega a la primera presa debe pasar libremente a través de ella hacia la laguna colectora en el pie aguas abajo. La mezcla arena-grava debe ser colocada en capas delgadas y compactadas al 95% del proctor estandar, para asegurar la estabilidad de la presa a la vez que deja pasar el agua. Se deben realizar ensayos de laboratorio para determinar la permeabilidad en la densidad de diseño, y la manera en que el material debe ser colocado para que la permeabilidad se incremente aguas abajo y que la permeabilidad siempre sea mayor que la arena retenida.

I.2.3.B. PRIMERA PRESA IMPERMEABLE.

Se debe usar este tipo de primera presa cuando se cuente con materiales de préstamo relativamente impermeables a distancias económicas del lugar de construcción, y cuando se usará el método aguas abajo para la construcción del terraplén.

El método de construcción es similar al de una presa permeable, con una compactación al 95% del proctor estandar, y con los mismos cuidados dados para una primera presa permeable. Si el método de construcción aguas arriba va a ser usado, se tendrá que diseñar drenes que permitan el paso del agua libremente por la parte inferior de la

presa. Bajo ninguna situación la primera presa debe retener agua contra su cara aguas arriba, porque esta se saturaría y sería inestable. Por lo que el diseño y construcción debe dar un apropiado drenaje.

Con el método aguas abajo, la primera presa esta ubicada en el pie aguas arriba de toda la presa. Esta debe ser impermeable en relación a la arena y retener tanta agua como sea posible. El agua que sobrepasa la presa inicial se movera a través de la arena hacia el dren colocado entre el pie aguas abajo de la primera presa y la presa de pie aguas abajo.

El área entre el pie aguas abajo de la primera presa y la presa de pie aguas abajo, debe tener un dren de colchón o de zanjas, para captar toda la filtración y llevarlas hacia la laguna de retención para su reciclaje o descarga. Estos drenes no son necesarios si la permeabilidad de las arenas centrífugadas tuvieran la permeabilidad 100 veces mayor la permeabilidad de la primera presa.

Dos áreas completamente separadas son deseables, a fin de que mientras se deje sin funcionamiento uno de ellos para que la arena drene, se pueda construir la presa, y luego levantar la tubería, etc., mientras que en la otra área se va almacenado los relaves que se produce.

I.2.4. DISEÑO DEL DRENAJE DE LA PRESA.

Este es uno de los puntos más importantes en el

diseño de presas de relaves, ya que si se consigue dar un buen drenaje al sistema, se podrá evacuar la mayor cantidad de agua posible de la laguna y del cuerpo de la presa, con lo que se consigue bajar la línea de corriente superior dentro de la presa al mismo tiempo que ayuda a la consolidación y la estabilidad de este.

Las presas que forman un sistema de almacenamiento de relaves pueden ser medianamente permeables o impermeables. En uno u otro tipo de presa, la estabilidad de las mismas es de vital importancia por lo que se deben tomar las medidas necesarios para controlar las filtraciones a través de la presa, así como el flujo superficial que puede llegar a la laguna.

Las fallas de las presas son frecuentemente causadas por el sobrepaso del agua, socavación de los materiales finos por las filtraciones de agua a través del terraplén o la cimentación, y por la socavación de los anillos de filtros inadecuados que están a lo largo de la parte exterior de los decantadores y alcantarillas. La ruptura física de una línea de decantación produce socavación y transporte de los materiales que forman la presa, lo cual es casi imposible de remediar.

Los sistemas de drenaje se agrupan en dos grupos: a) aquellos diseñados para evacuar el agua que se filtra de los relaves hacia la cimentación o dentro de la presa (Figura 8), y aquellos diseñados para recuperar las aguas superficiales (Figura 9).

I.2.4.A. SISTEMA DE DRENAJE PARA EVACUAR AGUAS DE FILTRACION.

Estos son diseñados para tomar el agua de los relaves almacenados y la que se filtra dentro de la presa. Estos conocidos como drenes, son de gran importancia por que ayudan a bajar la línea de corriente superior en el terraplén, ayudando a la estabilidad de la presa.

Hay dos tipos básicos de drenes, estos son: (1) el drén de colchón, formado por grava gruesa colocada en medio de materiales de filtros protectores, el cual lleva el agua por debajo de la presa, y (2) el drén de tubería perforada, el cual esta rodeado por gravas y filtros protectores los cuales colectan el agua drenada y lo llevan a través de la presa. La elección del drén dependerá de la disponibilidad de materiales con características apropiadas para conformar los drenes, capacidad de drenaje requerida, condiciones de cimentación, y costo de la construcción. Pueden ser usadas variaciones y combinaciones de estos dos drenes básicos.

1) Drenes de colchón.

Este tipo de drén es usado en presas transversales a un valle tanto para primeras presas permeables como impermeables, donde el lecho es rocoso o una base relativamente impermeable este cerca al nivel de terreno natural.

Cuando se usa el método de construcción aguas arriba

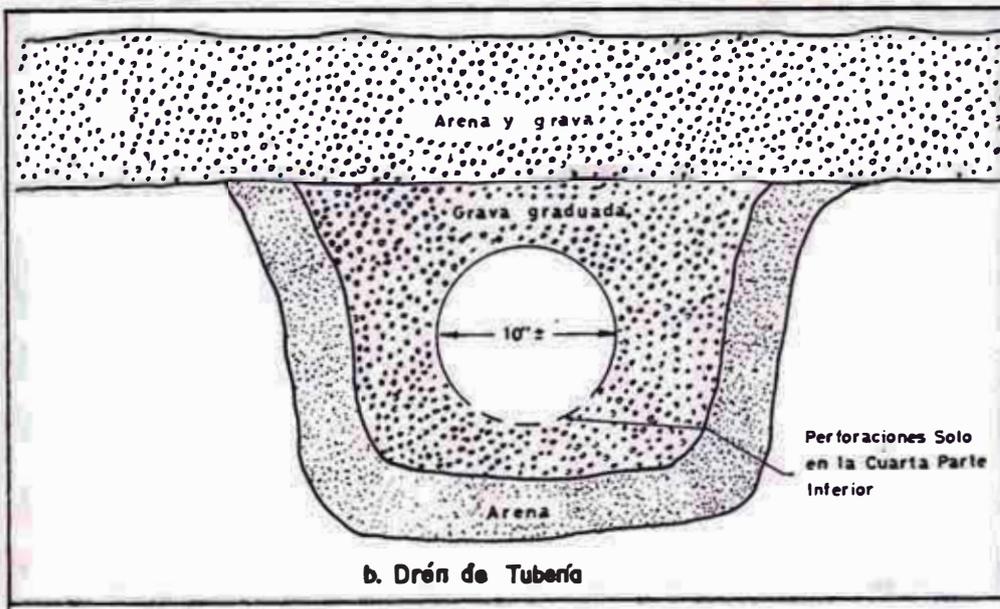
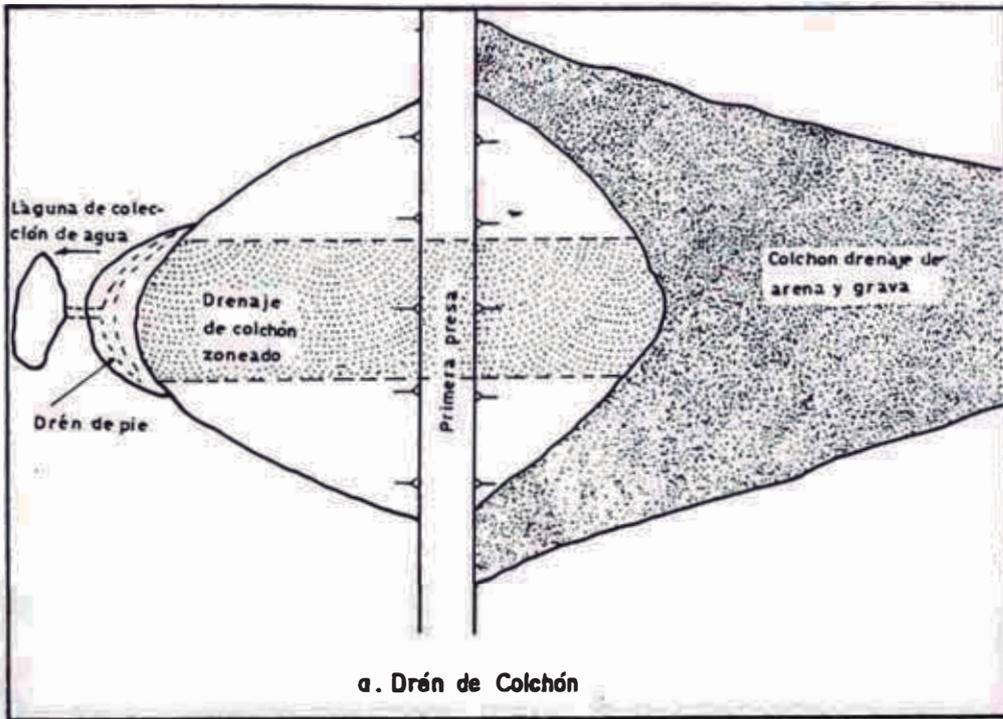


Figura 8.- Tipos de Drenaje Básicos (Ref.5).

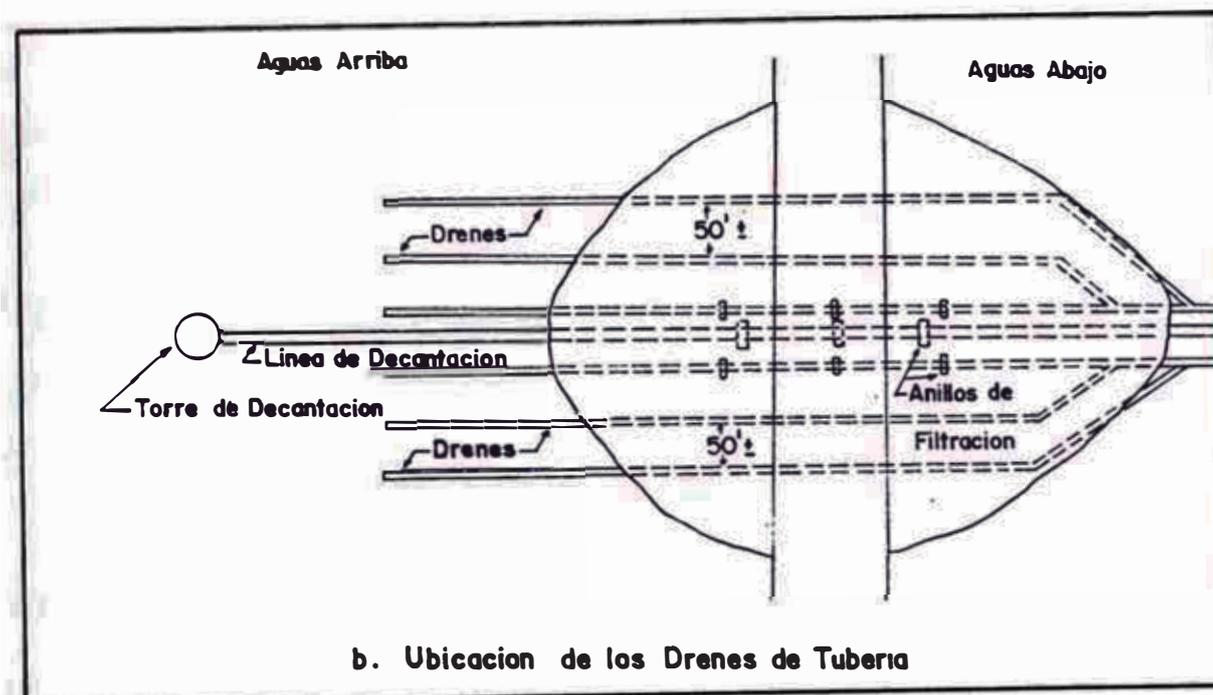
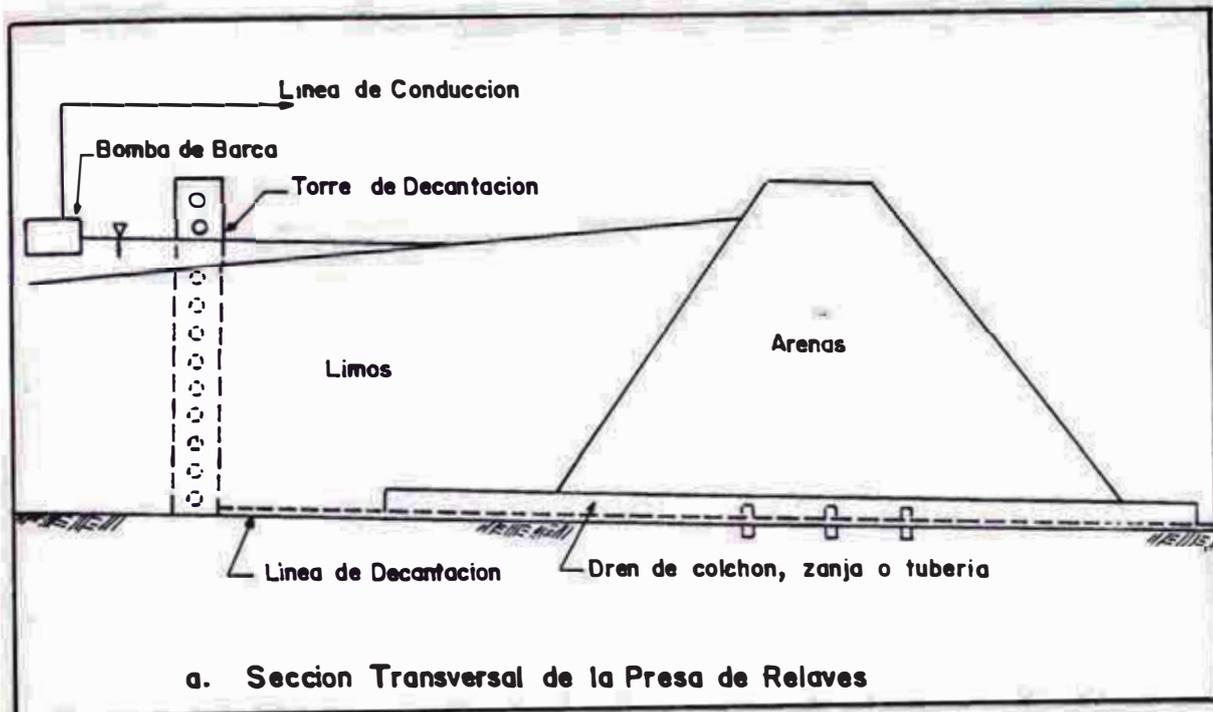


Figura 9.- Sistema de Drenaje de Presas de Relaves (Ref. 5).

es colocado un drén de colchón aguas arriba bajo la primera presa y un segundo colchón drenante de menor calidad de arena y grava agua arriba de la primera presa (Figura 8a), y cuando es usado el método aguas abajo es colocado entre el pie aguas abajo de la primera presa y el pie aguas abajo de la presa completa (Figuras 6c y 11b).

El drén consiste de una capa de grava limpia de 18 pulg. de espesor con un ancho suficiente para cubrir principalmente la parte inferior del valle. Esta grava es protegida tanto en la parte superior como inferior con filtros de arena y grava limpia de 9 a 12 pulg.

Estos drenes deben tener una zanja o fosa de recojo llenado con cantos rodados par interceptar el drenaje y prevenir la erosión de la superficie en el pie aguas abajo.

ii) Drén de tubería.

Donde sean usadas drenes de tubería, estas deben ser diseñadas para resistir la carga máxima anticipada de los relaves que descansaran sobre ella. Esta tubería deben ser perforadas solamente en la mitad inferior y colocadas con las perforaciones hacia abajo, con una cubierta de grava graduada, y con un filtro de arena alrededor de la grava (Figura 8b). El diámetro de las perforaciones de la tubería no deben ser más grandes

en un promedio del 85% del tamaño del material que lo rodea. Se pueden diseñar varios arreglos de drenes de tubería. El más simple, es una tubería perforada en forma paralela al pie aguas arriba de la primera presa conectada a una o más tuberías solidas que pasan a través de la presa hasta el pie aguas abajo. Las tuberías que atraviezan la presa no debe tener perforaciones y deben tener al menos tres collares de intercepción que se extienden al menos 2 pies desde la tubería para prevenir socavación.

Si la cimentación bajo el terraplén es compresible los drenes de tubería no deben ser usados.

iii) Drenes de zanja.

Son franjas angostas de material de drén, colocadas en la cimentación previo a la construcción de la presa. Estas son colocadas para transportar todo el agua que se filtra a la presa para descargarlos más alla del pie aguas abajo del terraplén. Son colocadas de acuerdo al contorno de la cimentación.

Cuando se construyen estos drenes aguas arriba de la presa debe evitarse que sean cubiertos por el limo, por que pueden quedar inservibles por la baja permeabilidad de estos. Por esta razón cuando los drenes son construidos unos metros aguas arriba, los relaves deben ser centrífugados de manera que la parte más gruesa sea rebombada y soltada por grifos

sobre la presa para lograr una orilla de arena muy permeable que cubra el dren, y así garantizar su funcionamiento. Este tipo de dren de colchón debe ser usado solo donde el lecho rocoso es poco profundo y el suelo natural esta saturado o se saturará por el agua de la lagua de relaves.

En áreas muy permeables (k variando de $1E-2$ a $10E-4$) con el lecho rocoso profundo no se debe usar drenes por que el agua se filtrará dentro del suelo.

iv) Filtros y zonas de transición.

Un filtro ó filtro protector es cualquier material poroso que tiene vacios lo suficientemente pequeñas para prevenir el movimiento del suelo dentro del dren y a la vez ser mucho más permeable que el suelo que esta protegiendo. Las zonas de transicion son también filtros entre un material muy fino y uno muy grueso, de tal manera que filtros diferentes tienen que ser usados. Cuando la permeabilidad aumenta en una dirección los filtros y zonas de transición deben ser colocados entre capas de granulometría completamente diferente para prevenir socavación y transporte de material.

Los materiales a usar como filtros protectores filtros, deben cumplir las siguientes reglas (Refs. 5, 11 y 12):

Regla 1.- La relación: $(\text{El } D_{15} \text{ del filtro})/(\text{El } D_{50} \text{ del suelo protegido})$, debe ser menor que 5.

Regla 2.- La relación: $(\text{El } D_{50} \text{ del filtro})/(\text{El } D_{50} \text{ del suelo protegido})$, debe ser menor que 25.

Regla 3.- El material de filtro debe ser bien graduado. Deben ser evitados materiales de granulometría angosta.

Regla 4.- La relación: $(\text{El } D_{15} \text{ del filtro})/(\text{El } D_{15} \text{ del suelo protegido})$, debe ser mayor que 5.

Regla 5.- El filtro no contendrá más del 5% en peso de partículas más finas que la malla No 200, y los finos no deben ser cohesivos.

Regla 6.- El coeficiente de uniformidad del filtro debe ser igual o menor que 20.

Las zonas de transición y filtros son muy importantes en el diseño y construcción de algunas lagunas de relaves, particularmente donde los drenes son requeridos aguas arriba y a través de la primera presa o en la misma construcción de la primera presa. Son especialmente importantes donde una presa del tipo usada para represar agua será construida con drenes dentro del cuerpo de la presa. Es usado también cuando se ha colocado una sobrecarga protectora de algún material disponible sea esté arena, piedras gruesas de mina u otro material grueso, para bajar la línea de corriente superior que emerge en la superficie aguas abajo de una presa de relaves, para

proteger la arena de la presa, de tal manera que estos van entre la arena y los drenes sobrecarga.

El espesor necesario de los filtros depende de la carga de agua, desde unas cuantas pulgadas con una carga baja hasta arriba de 10 pies con una carga alta en presas para embalsar agua. El grosor de los filtros también varía si este es colocado con equipo de construcción o a mano. Filtros colocados muy inclinados con equipo de construcción deben ser lo suficientemente anchos como para que fácilmente se acomode este equipo, mientras que un terreno plano esos filtros deben tener por lo menos de 3 pies de espesor. Filtros colocados manualmente deben tener al menos 6 pulgadas de espesor.

En resumen, los filtros deben tener una granulometría apropiada con respecto al suelo que protege, tener una permeabilidad mayor que el suelo que esta protegido, de tal manera que se incremente la permeabilidad en la dirección del flujo.

v) Pozos de alivio.

Bajo ciertas condiciones, los pozos de alivio son el método más lógico para reducir la presión de poros del agua bajo un terraplén. Los pozos de alivio son también efectivos para bajar la línea de corriente superior de agua cuando es alto. Los pozos de alivio deben tener un diámetro mínimo de 6 pulg.,

dependiendo del flujo esperado.

vi) Drenes verticales de arena.

Los drenes verticales de arena pueden ser usados en situaciones especiales y son colocados en la misma zona donde se ubican los pozos de alivio, es decir en la parte aguas abajo de la presa.

Esta situación puede darse donde una laguna de relaves fue construida en la parte superior de un estrato grueso de suelos compresibles con un acuífero de agua bajo carga artesisiana. Una serie de drenes de arena de aproximadamente 1 pie de diámetro se perfora a través del suelo hasta el acuífero, y luego se rellena con arena hasta a superficie donde se conecta a un drén de colchón el cual conduce el agua hacia aguas abajo. Esto alivia la presión sobre el acuífero a medida que la presa incrementa su altura eliminando de tal manera asentamientos rápidos en la cimentación.

I.2.4.B SISTEMA DE DRENAJE SUPERFICIAL.

Este sistema de drenaje superficial es diseñado para recuperar el agua formada en la laguna al asentarse la arena y limos, así como para evacuar diferentes flujos de agua externos que puedan entrar en el sistema (escorrentia superficial, lluvias, etc). Entre los sistemas principales

tenemos: torres y tuberías de decantación, bombas de barca, y sifones.

i) Torres y tuberías de decantación.

El método más común para evacuar el agua de una laguna de relaves es por medio de torres y líneas de decantación (Figura 9). Este sistema pueden variar desde una simple tubería de 8 pulg. colocada a lo largo del terreno desde el pie aguas abajo hasta el nivel donde se encuentra el agua limpia (los cuales son levantadas a medida que la presa aumenta de altura), hasta grandes conductos de concreto armado y acero conectadas a torres de concreto armado. La primera es usada para operaciones pequeñas, y la segunda es diseñada para presas con alturas mayores de 500 pies (Ref. 5). Con este sistema el agua limpia producida por la sedimentación de los relaves, que se encuentra cercana a la superficie de la laguna entra a través de las aberturas superiores de la tubería o torre de decantación y es conducido a través de las tuberías solidas por debajo de la primera presa hacia terrenos libres o a una laguna de almacenamiento. Las aberturas en la torre decantación distan aproximadamente 4-1/2 pulgadas de centro a centro (Figura 9a) a fin de tener un control muy cercano del nivel de agua de la laguna y son cerradas por placas de metal a medida que el limo se aproxima a este nivel.

En campos planos pueden requerirse solo 1 o 2 torres para una laguna con una área de una milla cuadrada (Ref. 5). En un depósito tipo de valle donde el terreno puede tener pendientes variables, se puede construir torres bajas en elevaciones apropiadas agua arriba en el valle, en combinación con bombas de barca, optimizando el uso de ambos sistemas (Figura 9a). La bocatoma de la torre de decantación debe ser protegida de la basura si fuera necesario.

Las líneas de decantación y torres deben ser diseñados para soportar la presión hidrostática total de los relaves saturados para prevenir la falla.

Debemos de anticipar la presencia de posibles asentamientos de la cimentación, ya que si estos se presentanson capaces de agrietar las tuberías que pasan por debajo de la presa.

ii) Bombas de barca.

Este método de recuperación de agua de la laguna de relaves es muy popular debido a su versatilidad y bajo costo, especialmente en grandes operaciones donde son proyectadas grandes presas. El costo de las largas tuberías de decantación de concreto armado pesado puede ser muchas veces más costosas que la de una barca y una bomba. La principal desventaja de este sistema es que no hay manera de cuidarse de una creciente repentina cuando la laguna se llena y el

flujo sobrepasa la capacidad de las bombas. Una falta de energía durante épocas de crecidas puede también ser muy serio. Por lo que un estudio de crecencia máxima para 100 años es útil para ver si se dispone de borde libre suficiente para contener esta cantidad de agua total sin que la corona sea sobrepasada, además un sistema de bombas de barca que no este apoyado por otro sistema difícilmente podrá evacuar una crecencia máxima de 100 años por lo que se debe proveer de un borde libre suficiente para esta emergencia. Cuando no existen estructuras de ayuda en la presa para desaguar estos flujos repentinos, puede representar un gran problema.

iii) Sifones.

Un tercer sistema es el formado por tuberías de sifones instalados sobre la corona del terraplén, los cuales toman el agua de la laguna para descargarla en una laguna de retención que se encuentra aguas abajo del terraplén. Este sistema debe ser usado solo cuando se va usar una presa tipo para embalsar agua. Las presas construidas de arenas de relaves o material de préstamo no debe tener el agua tan alta o tan cerca al terraplén como se necesita para que pueda operar el sifón.

Estos sistemas no son recomendados para presas de relaves por las razones ya expuestas, pero donde

estos sean usados, tienen la ventaja de ser capaces de evacuar grandes volúmenes de agua con poca profundidad de agua en la laguna.

I.2.5. DISEÑO DEL BORDE LIBRE Y ANCHO DE LA CORONA.

I.2.5.A. BORDE LIBRE.

Las presas de relaves construidos de material de préstamo necesitan protección contra el oleaje para evitar que el agua de la laguna reviente contra esta. La acción del oleaje es una fuerza muy destructiva ya que puede erosionar y sobrepasar la corona del terraplén a menos que se le provea un borde libre suficiente. La altura de las olas depende de la velocidad del viento, la duración del viento, distancia a la cual el viento puede actuar sobre el agua, y la profundidad del agua. Las presas de relaves no deben tener agua libre actuando contra la cara aguas arriba excepto donde se tenga una presa tipo para embalsar agua.

La acción del oleaje no es un problema si una orilla pequeña se provee entre la presa y la laguna, porque las olas se disipan inofensivamente sobre la orilla, en la Tabla II, se presenta los diferentes bordes libres aconsejados de acuerdo a la longitud libre donde pueden actuar las olas.

Tabla II.- Borde Libre Requerido por Accion de las Olas (Ref. 5).

Long. de Laguna (Millas)	Borde Libre Normal (Pies)	Borde Libre Mín. (Pies)
< 1	4	
1	5	
2.5	6	5
	8	6
10	10	7

I.2.5.B. ANCHO DE LA CORONA.

El ancho de la corona no debe ser menor de 12 pies para una fácil operación de los equipos, en una situación donde el agua esta frente al terraplén. En presas de relaves esto no se aplica porque el agua no esta en contacto con el terraplén. El ancho esta luego regido por el equipo usado.

El ancho aproximado de la corona para presas con alturas debajo de 100 pies esta dado por la ecuación (Ref. 5):

$$W_a = H/5 + 10 \quad (1.1)$$

donde: W_a : ancho de la corona en pies, y

H : Altura de la corona sobre la cimentación en su punto más bajo.

Presas de relaves por encima de los 100 pies de altura el ancho de la corona no debe ser menor de 30 pies.

I.3. CONSTRUCCION.

I.3.1. CONSTRUCCION INICIAL.

I.3.1.A. PREPARACION DEL LUGAR.

El área donde se construirá la presa debe ser inspeccionada para determinar la presencia de fisuras, fallas y otras anomalías que podrían existir, para resanarlas usando materiales aglomerantes. Se debe eliminar toda la vegetación superficial, y realizar la excavación de los bolsones de turbas, zonas con suelos débiles y permeables, para mejorar la cimentación. Es recomendable una escarificación y compactación del suelo de cimentación en caso de ser necesario para mejorar el suelo de cimentación.

I.3.1.B. CONSTRUCCION DE LA PRIMERA PRESA.

Cuando se ha terminado con la limpieza y excavación del área donde se levantará la presa, y las líneas de decantación y drenes han sido construidas, se puede iniciar la construcción de la primera presa.

La excavación y transporte del material de préstamo deben ser bien supervisadas de manera que cada zona de la primera presa reciba el material apropiado, las capas sean colocadas en espesores apropiados con la humedad y compactación especificados. El control de la humedad y densidad de los materiales deben ser hechos frecuentemente para asegurar una densidad apropiada.

I.3.1.C. COMPACTACION.

La compactación de un suelo es generalmente realizada esparciendo el suelo en capas de espesores especificados y luego compactandos con algún tipo de compactador mecánico. De acuerdo a la densidad seca máxima hallada y a la humedad óptima podemos definir un grado de compactación. La compactación puede ser especificado por procedimientos (tipo de compactador, espesor de capas, número de pasadas, y contenido de humedad a ser usado) o por productos finales (densidad "in situ" mínima requerida). El propósito de la compactación es incrementar la resistencia al corte del relleno o disminuir la permeabilidad del relleno.

Las variables que afectan la permeabilidad son:

- 1).- El tipo de compactador: rodillos neumáticos, ruedas de acero, ruedas de acero vibratorio, rodillo patas de cabra, rodillos de rejilla, compactadores de plancha vibratoria, tractores de oruga, etc.
- 2).- El peso y energía de los equipos de compactación.
- 3).- Espesor de las capas de suelo.
- 4).- El contenido de agua en el suelo.

Para arenas de relaves limpias sin cohesión, la compactación en espesores delgados con una humedad apropiada puede ser alcanzada con un tractor para construcción de diques, pero debe ser comprobada con

ensayos de densidad "in situ".

La llanta neumática ha llegado a ser un buen compactador para suelos sin o baja cohesión, incluyendo gravas, arenas, arenas arcillosas, arenas con limos, y arcillas arenosas uniformes. Esta aplica una presión moderada en una área relativamente ancha de modo que desarrolla una resistencia suficiente para soportar presión sin producirse la falla. Los rodillos livianos son capaces de compactar suelos en capas de 4 pulg. a densidades que se aproximan al Proctor Estandar máximo con el óptimo contenido de humedad con 3 o 4 pasadas. Los rodillos pesados pueden obtener densidades por encima del Proctor Estandar máximo, en capas arriba de 18" de espesor con 4 o 6 pasadas.

A causa de la pequeña área cargada y alta presión unitaria, los rodillos pata de cabra y las patas de cabra modificadas las cuales tienen alguno de los pies movidos y planchas planas de 8 a 10" de diámetro soldadas sobre las patas restantes, se adaptan mejor a suelos cohesivos. Esta versión modificada es mejor para suelos con finos de baja cohesión, los cuales mejor describen a algunas arenas de relaves. El control de humedad es muy importante para la eficiencia de la compactación de este tipo de material.

Para materiales sin cohesión y materiales de desecho, tales como roca suelta y gravas, la compactación con tractores de oruga y camiones de transporte podrían ser adecuados si son controlados apropiadamente. Donde sea requerida una compactación adicional las ruedas pesadas de

acero vibratorio son muy eficientes y no dependen de la humedad.

Una buena compactación es muy importante en la construcción de la primera presa ya sean permeables o impermeables y sobre todo en presas construidas de arena de relaves para aumentar la densidad, incrementar la estabilidad y prevenir la licuación.

Un determinado compactador tiene su propio óptimo contenido de humedad, el cual difícilmente es el mismo que el determinado en el ensayo de Proctor Estandar o Modificado. Ensayos de densidades de campo ayudan a determinar la eficiencia de un método particular. El empleo de capas que son demasiadas gruesas para determinados equipos puede resultar en una baja compactación en la base de las capas, con un incremento de la permeabilidad horizontal de la zona.

I.3.2. CONSTRUCCION DURANTE LA OPERACION.

Una vez que la primera presa ha sido terminada de construir, y determinamos que ya se puede recuperar suficiente arena de buena calidad de los relaves, empezaremos a levantar la presa a medida que las operaciones mineras continúan su labor. Para esto se puede usar la arena más gruesa de los relaves ya almacenados, y de acuerdo al diseño elegido podemos usar cualquiera de los tres métodos genéricos de construcción, es decir el método aguas arriba, método aguas abajo, o el método del eje

central.

I.3.2.A. METODO AGUAS ARRIBA.

Es uno de los métodos de construcción más populares, y se caracteriza por que el eje de la presa se mueve en dirección aguas arriba al incrementar su altura, iniciando su construcción a partir de una primera presa. La primera presa por lo tanto será el pie aguas abajo de la presa terminada. La primera presa debe ser más permeable que la arena de los relaves, o debe contar con drenes en la parte aguas arriba para evitar que el agua se acumule tras la presa. Los materiales a usar en su construcción deben tener una alta resistencia al corte aún siendo esta relativamente permeable.

Normalmente se debe usar en la construcción la arena dejada por los grifos en la orilla de la laguna, bien compactada y mantenida sin saturación para prevenir la licuación. Se debe asegurar su estabilidad dando una compactación adicional o una pendiente más plana al talud aguas abajo (Ref. 5).

i) Construcción aguas arriba con arena de grifos.

Es el método más usado en zonas donde no ocurren terremotos. En la construcción de la presa se usa arena de playa formada por descarga de relaves con grifos (Figura 10a). La tubería de carga es colocada

a lo largo del borde aguas arriba de la primera presa con los grifos de salida con un ángulo de aproximadamente 30 grados sobre la horizontal. La separación de los grifos a lo largo de la tubería de carga depende del tonelaje total de relaves a descargar y el diámetro de los grifos, fluctuando de 10 a 15 pies para líneas de 2 pulg. y hasta de 50 pies para líneas de 4 a 6 pulg. Cuando la playa alcanza el nivel superior de la primera presa las tuberías son retiradas. La arena se deja drenar lo suficiente hasta que alcance una humedad óptima (lo cual puede durar hasta uno o dos meses por lo que se debe contar con otras áreas para almacenar los relaves que se están produciendo). Luego esta arena de playa es usada para elevar la altura de la presa de 8 a 10 pies de con un talud aguas abajo de 2:1 ó 3:1, el pie aguas abajo de la etapa levantada está ubicado casi junto a la tubería de carga. El equipo usado es generalmente un cable de arrastre de 1-2 yardas cúbicas y un bulldozer o solamente un bulldozer. La compactación de la arena debe ser al 95% del Proctor Estandar. Una vez que se termine de levantar la presa las tuberías son nuevamente colocadas sobre el talud y la parte superior de la presa, y se comienza a formar de nuevo la playa. Cuando la playa alcance el nivel superior de la presa se vuelve a retirar las tuberías y se vuelve a construir otra etapa de la presa, aumentando su altura nuevamente en aprox. 10

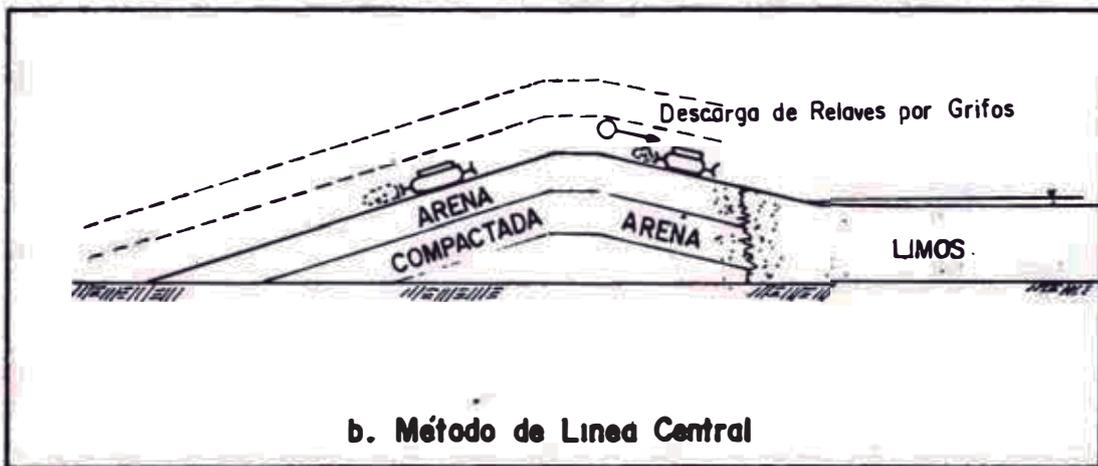
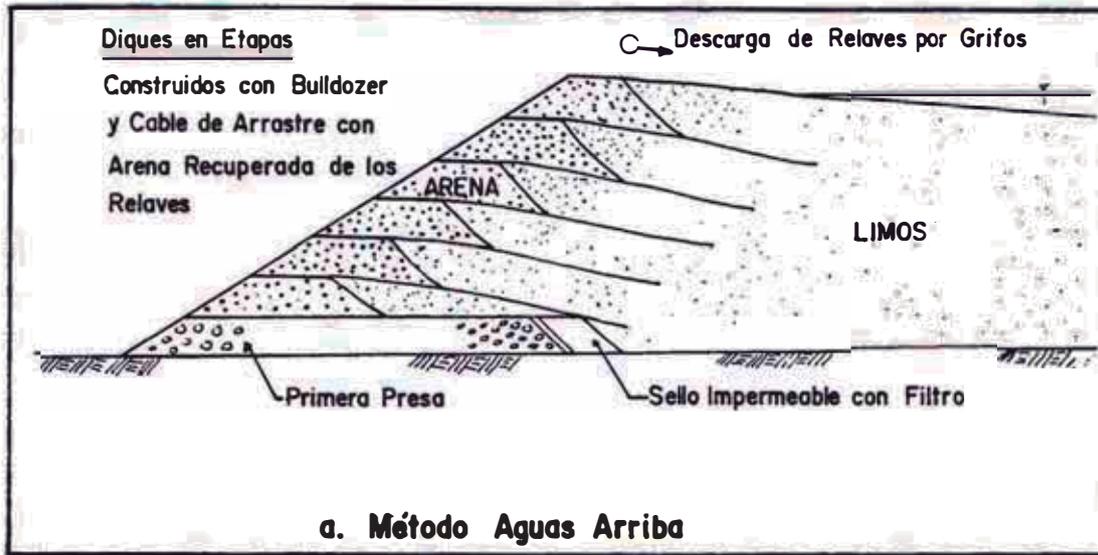


Figura 10.- Construcción de Presas de Relaves con Descarga por Grifos (Ref. 7).

pies. Debe haber suficiente carga en la tuberías de cabecera para levantar la altura del terraplén más o menos 30 pies, antes de que sea necesario construir una nueva berma y vía. Luego de haber levantado la presa aprox. 30 pies, se construye una berma y una vía, para luego colocar sobre esta la tubería de carga y volver a repetir todo el ciclo.

ii) Método aguas arriba con ciclones .

Este método es similar a la construcción con el método aguas arriba con arena de grifos. Es usado donde los relaves son muy finos (60% pasa la malla N^o 200) y la presa tiene que ser construida sobre 3 o 4 lugares. Se requiere mucho menos arena que el método aguas abajo, y tiene la línea de corriente superior generalmente por debajo del contacto arena-limo. La arena debe tener una permeabilidad de más de 100 veces que la del limo. Los relaves van directamente a un ciclón que se encuentra colocadas sobre torres de 8 a 10 pies de altura o sobre camiones móviles. El flujo que contiene las arenas más gruesas el ciclón va colocándolo directamente aguas arriba de la primera presa, dejándola caer libremente y formando un talud igual a su ángulo natural de reposo y de acuerdo a su densidad de pasta. La otra parte de los relaves es canalizada 100 pies aguas arriba, de tal forma que los dos se encuentran y forman una zona

de contacto irregular (Figura 11a). La combinación de una arena altamente permeable con un limo, tiene buenas características de drenaje y mantiene la arena siempre seca. Cuando se ha levantado la altura del terraplén aproximadamente 35 pies en tres etapas consecutivas, se nivela la parte superior en un ancho de 30 pies (una vía y berma), y la tubería de cabecera es entonces levantada y colocada en el lado aguas arriba para repetir el ciclo. Al final el talud promedio es aproximadamente 4:1, algo plana pero estable para una presa de relaves.

Este método tiene la desventaja de tener el agua muy cerca a la presa, pero la filtración a través de la presa es difícil por la presencia del limo, y es evacuada por los drenes. En suelos permeables el agua filtra en el subsuelo por el libre contacto agua-suelo. Esto es una desventaja cuando existe agua subterránea si el agua de los relaves esta contaminada.

I.3.2.B. METODO AGUAS ABAJO.

Este método de construcción es usado en zonas de alta sismicidad, ya que las presas construidas son más estable y menos susceptible a licuación bajo cargas sísmicas. Al utilizar este método de construcción el eje de la presa va moviéndose en la dirección aguas abajo al incrementarse su altura; su diseño y construcción es bastante variado,

dependiendo de las condiciones del terreno, producción diaria, granulometría, etc. La primera presa es construida generalmente de material de préstamo y relativamente impermeable; una segunda presa de pie es construida a una distancia de 200 a 300 pies aguas abajo de la primera presa, la cual es bastante permeable, ya que este será el pie aguas abajo de la presa total; y por último se construye un drén tipo colchón, el cual se ubica entre la primera presa y la presa de pie antes de comenzar a colocar los materiales centrifugados, para captar el agua que se filtra en la presa y de esta forma bajar la línea de corriente superior.

El material de construcción de la presa es obtenido por centrifugación de los relaves. El ciclón separa los relaves en dos flujos, uno el que contiene el material más gruesa que es colocada directamente aguas abajo de la presa, y un segundo formado por materiales más finos el cual es canalizado 100 pies aguas arriba. La mayor desventaja de este método es el alto costo de mantenimiento y operación de los ciclones; además por que se necesita mayor cantidad de material de construcción cada vez que se incrementa la altura del terraplén (Figura 11b). Además el desgaste de los ciclones y las fluctuaciones de la presión hacen que el material de construcción obtenido no sea uniforme.

1) Uso de ciclones móviles.

Los ciclones pueden ser montadas sobre un camión,

el cual se ubica a una altura de 10 pies de la corona de la primera presa sobre uno de los estribos; el camión avanza en dirección del otro estribo, la parte más fina de los relaves se lleva a la laguna y la parte más gruesa de los relaves es colocada delante del camión y aguas abajo de la primera presa. De esta manera el camión va construyendo su propio camino y va levantando la presa. Logrando levantar la altura de la presa en 10 pies por pasada, se puede levantar hasta una altura de 30 pies por pasada (Refs. 5 y 6).

ii) Uso de ciclones fijas.

Si los ciclones móviles no son usadas, la línea de relaves principal puede ser colocada en la parte central del borde aguas abajo de la primera presa con los ciclones colocadas sobre torres a 8 a 10 pies por encima de la tubería y 10 a 15 pies aguas abajo de esta. Cuando las torres son tapadas, se construyen nuevas torres más altas, de modo de incrementar nuevamente la altura unos 10 pies, para volver a rellenar hasta el nivel de los ciclones se puede incrementar la altura de la presa hasta 35 pies, sin necesidad de cambiar la posición de la tubería de carga, si el área del depósito es lo suficientemente grande para almacenar los limos sin necesidad de mover la tubería de carga.

Si la cantidad de arena es pequeña, se tendrá que utilizar material de préstamo para seguir levantando el terraplén. Si este material es caro, debe evitarse su uso y usarse métodos alternativos que requieran menos arena, tal como el método aguas arriba usando ciclones. Una primera presa más alta nos provee de más tiempo para la colocación de la arena en el talud aguas abajo antes que la laguna alcance la altura de la corona de la presa, lo que puede eliminar la necesidad de material de préstamo.

I.3.2.C. METODO DEL EJE CENTRAL.

Este método es similar al método aguas abajo, se usa ciclones para obtener el material de construcción del terraplén, pero el material más grueso de los relaves es depositado tanto aguas arriba como aguas abajo de la primera presa, de tal manera que el eje de la presa en todo el proceso de construcción coincide con el eje de la primera presa. Es adoptada en pequeñas operaciones, debido a que las tuberías de carga tienen que ser elevadas unidas con los ciclones. También es usado para este método ciclones montadas en camiones los cuales van depositando lentamente la parte más gruesa de los relaves delante y a los costados aguas arriba y aguas abajo en la dirección del movimiento y la parte más fina de los relaves llevado aguas arriba de la presa hacia la laguna. De esta manera el camión va dejando el material y haciendo su propio

camino a la vez que se aumenta la altura del terraplén en un promedio de 30 pies por pasada. Este tiene la ventaja de concentrar el centrifugas en un solo lugar y facilitar el mantenimiento, operación, y mejorando el control de las presiones de los ciclones, con un cuidado mínimo.

I.3.3. PROCEDIMIENTOS PARA LA OBTENCION DE ARENA DE CONSTRUCCION DE LA PRESA.

De acuerdo a la granulometría de los relaves la separación de los relaves podemos lograrlos de dos formas: a) colocándolos simplemente con grifos, y b) usando ciclones.

I.3.3.A. SEGREGACION DE LOS RELAVES CON GRIFOS.

Es el método más fácil y económico de colocación de relaves sobre una laguna de almacenamiento, se los usa generalmente con el método de construcción aguas arriba. Los relaves se descargan con tuberías o mangueras con grifos espaciadas desde 16 a 60 pies a lo largo de la tubería de carga el cual esta ubicado sobre la corona del terraplén. El material colocado inmediatamente a la salida de los grifos es usado para la construcción de la próxima etapa de la presa. La segregación de la arena y el limo es gravitacional, y se produce a medida que este fluye dentro de la laguna, variando esta desde un material muy pobre en

la laguna hasta muy buena a medida que se acerca a los grifos, dependiendo de la granulometría, peso específico y densidad de pasta de los relaves.

i) Buena segregación de los relaves con grifos.

La orilla formada por relaves con porcentaje de finos que pasan la malla N^o 200 de 38 a 40% descargada en 30% de densidad de pasta (Fig 12a), es una arena relativamente limpia con 10 a 15% pasando la malla N^o 200 y es un buen material para la construcción de la presa que drenará rápidamente. Se puede mover con un cable de arrastre o una hoja de empuje de la orilla para construir la presa. Su compactación debe realizarse en el momento que el material alcance su óptimo contenido de humedad, por lo cual se debe realizar ensayos de este material para determinar su óptimo contenido de humedad, espesor de capa y método de compactación apropiado. Debe tenerse cuidado que la humedad de la arena no llegue a los límites de hinchamiento donde es virtualmente imposible conseguir buena densidad. La permeabilidad de este material de orilla puede estar en el rango de 1/100 a 1/1000 cm/seg.

ii) Mala segregación de los relaves con grifos.

Cuando los relaves descargados en la orilla contiene

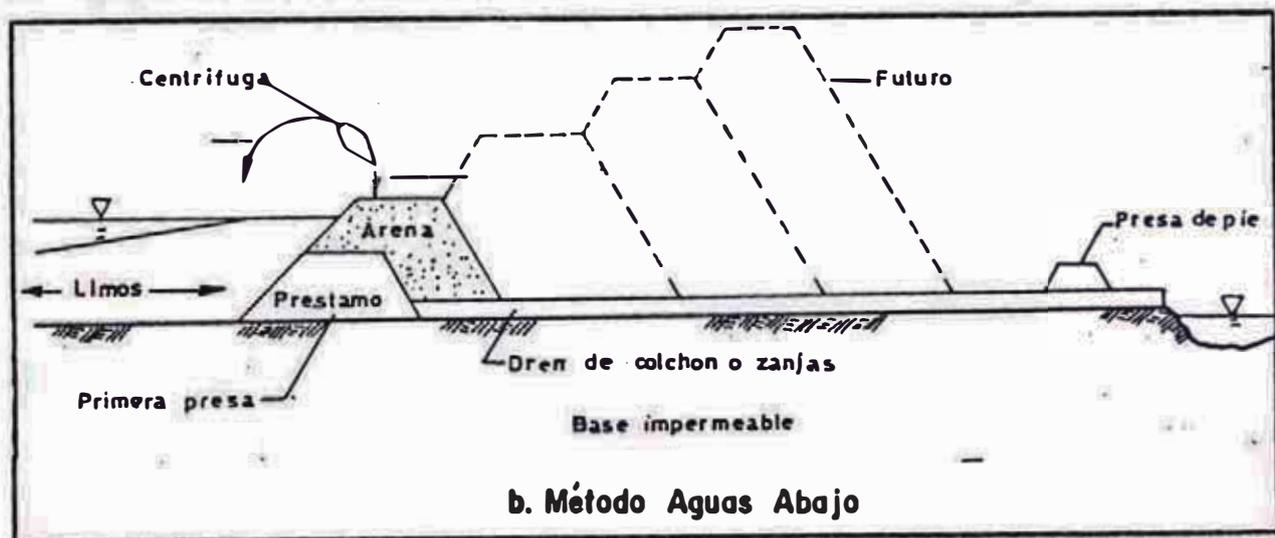
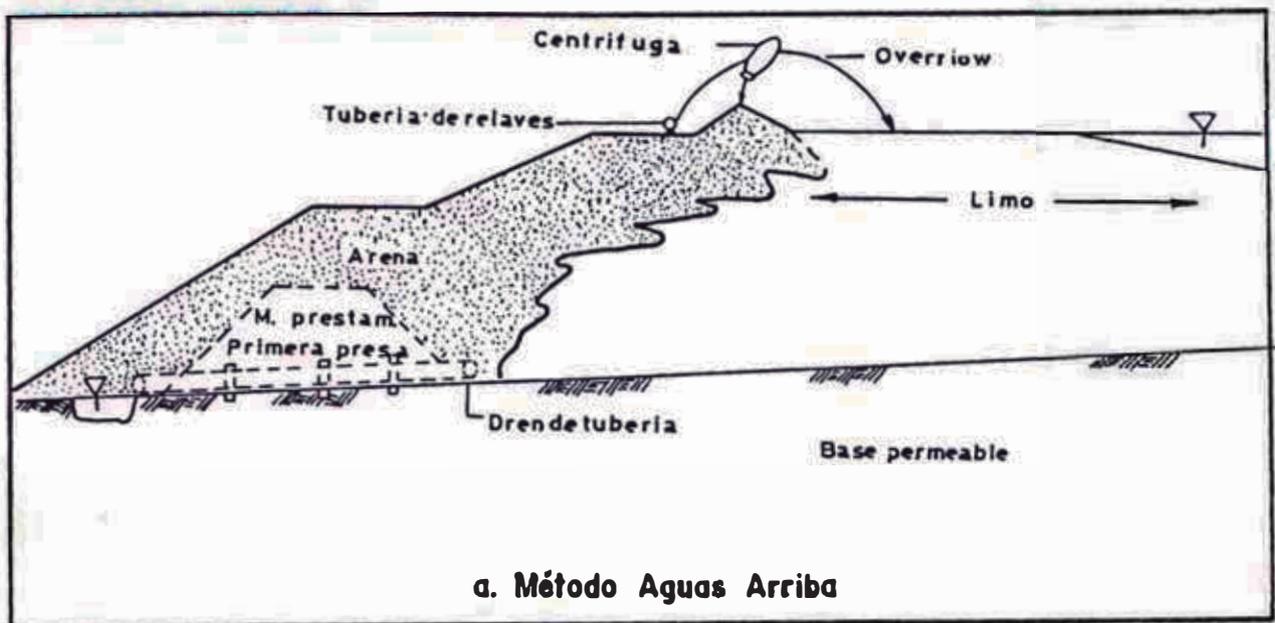
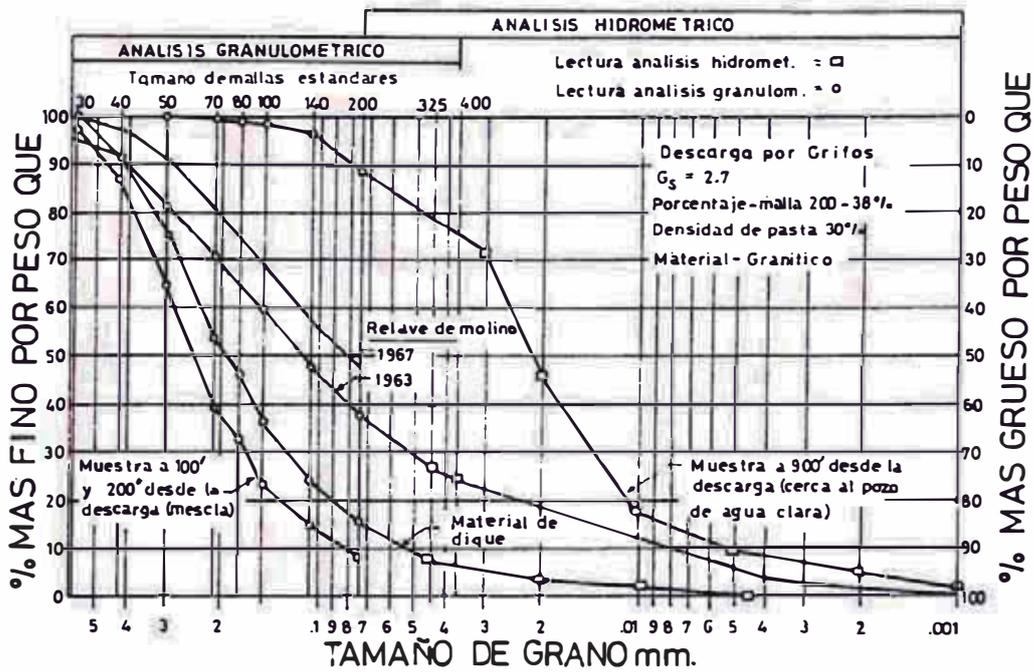
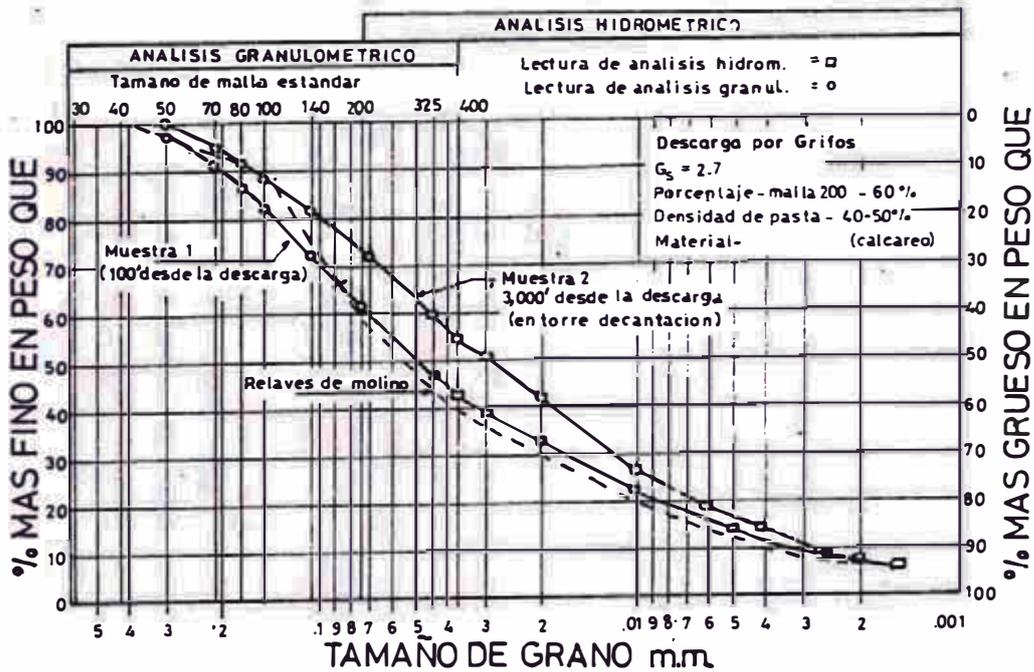


Figura 11.- Construcción de Presas de Relaves con Ciclones (Ref. 5).

un porcentaje de finos que pasan la malla N^o 200 de 55 a 60% en una densidad de pasta del 48 a 50% (Figura 12b) la diferencia entre los limos de la laguna y la arena de la orilla es muy pequeña, teniendo los dos esencialmente la misma granulometría que el material de molino, resultando por tanto un pobre material para la construcción de la presa. Por



a. Granulometria de Relaves Gruesos, Baja Densidad de Pasta.



b. Granulometria de Relaves Finos, Alta Densidad de Pasta.

Figura 12.- Granulometria de Relaves Descargados por Grifos (Ref.5).

lo que este tipo de material debe ser probablemente centrifugado o colocado con grifos en una densidad de pasta más baja para disponer de una arena más limpia. Este material tendrá una permeabilidad de $10E-5$ a $10E-6$ cm/seg y será muy lento de drenar, siendo difícil de conseguir la densidad requerida para estabilizar el relleno.

I.3.3.B. SEGREGACION DE LOS RELAVES CON CICLONES.

A medida que los relaves producidos en las minas de metal llegan a ser más finos, con un 50 a 60% que pasa la malla N^o 200, con el uso de ciclones se puede recuperar un mayor porcentaje de la arena para la construcción de la presa que el logrado cuando se coloca con grifos. Desde los ciclones los finos son bombeados a la laguna de relaves, y la arena más gruesas descargada directamente sobre el terraplén, o es reimpulsada y descargada a través de grifos sobre el terraplén (Figura 11a). En algunos casos, cuando se usa el método aguas arriba los finos son bombeados cientos de pies aguas arriba de modo que no haya limos por debajo del área de la presa. En algunos casos los finos pueden ser bombeados hacia otras lagunas de relaves temporalmente.

Las arenas gruesa recuperadas con un ciclón puede tener una granulometría variable dependiendo de los relaves producidos en las plantas de beneficio. Si la arena separada con los ciclones tiene alto porcentaje

de limos y contenido de humedad, puede fluir en pendientes muy planas y ser mayor al diseño del terraplén. Este material será lento para drenar y difícil de trabajar. Si el contenido de limo es bajo, la arena drenará rápidamente y estará listo para esparcirse y compactarse por algún equipo mecánico inmediatamente después de su colocación.

I.4. MANTENIMIENTO E INSPECCION.

La vida útil de las presas de relaves usados por las minas puede variar desde unos cuantos años hasta 100 años; durante este tiempo pueden tener lugar muchos cambios que afecten la estabilidad del terraplén. El método de construcción de una presa de relaves es radicalmente diferente de una presa usada para embalsar agua donde la construcción es hecha en un lapso de tiempo relativamente corto, bajo estricto control de los métodos de construcción y de la calidad de los materiales.

Las propiedades físicas de los relaves producidos en los molinos puede cambiar con los años por muchas razones, como consecuencia los materiales de construcción variarán también. Tales cambios pueden alterar la estabilidad del terraplén, resultando variaciones en el factor de seguridad (FS). Uno de los cambios más comunes es el incremento de la producción diaria de la planta de beneficio, sin compensar el área de almacenamiento de relaves, con el consiguiente incremento en la elevación

I.4.1 OBJETIVOS DEL MANTENIMIENTO E INSPECCION.

Los objetos del mantenimiento e inspección son determinar:

- 1).- Si se ha producido algún cambio en la cimentación o terraplén que no se tomó en cuenta en el diseño, tales como levantamiento de la cimentación en el pie, fisuras longitudinales o transversales en la corona o una excesiva filtración.
- 2).- Si las características del material ha cambiado, y si se ha producido como afectará estos cambios a la estabilidad de la presa.
- 3).- Si la distribución de los materiales dentro de la laguna es el mismo que fue considerado en el momento del diseño, y si no es así, como afectará esto en la estabilidad de la presa.
- 4).- Si la posición del limo y el nivel de agua en la laguna estan donde deben estar, en relación a la ubicación de la presa (moviéndose gradualmente aguas arriba en lagunas sobre un valle y alrededor de las torres de decantación en las lagunas ubicadas en terrenos planos).
- 5).- Si la construcción de la presa es lo suficiente rápida para mantener los limos y el agua lejos de la presa.
- 6).- Si las torres de decantación o bombas de barca pueden manejar toda el agua de posibles

anual de la presa, reduciendo el factor de seguridad. La producción de relaves con mayor porcentaje de finos que pasa la malla N^o 200 disminuye de la permeabilidad de la presa y puede causar que la línea de corriente superior se eleve, una posible disminución de la eficiencia de los drenes, así como el incremento de la filtración a través de la primera presa. Uno de estos cambios o la combinación de estos pueden significar una disminución del FS del terraplén. Por lo tanto es importante que se empiece un continuo programa de inspección y mantenimiento de la presa desde el inicio, durante el tiempo de vida de esta, y hasta después de su abandono.

Los registros de instrumentación son una de las más importantes ayudas para determinar la seguridad de una presa de relaves y para una presa de gran altura es de absoluta necesidad. Los terraplenes deben ser inspeccionados íntegramente por personal competente por lo menos 2 veces al año, durante toda la vida útil de la laguna (Refs. 5 y 6). Debe ser incluida en esta inspección una revisión de la instrumentación en el terraplén.

Debe ser hecho una diaria inspección de los grifos y centrífugas, las líneas de decantación, posición del agua en la laguna en relación a las torres de decantación, controlar los drenes para comprobar su conducción de agua o de sedimentos que indique alguna anomalía en estos.

tormentas, además del agua generada por los relaves.

- 7).- Si los drenes están operativos, libres de sedimentos, y fluyendo con una velocidad regular.
- 8).- Si existe filtración en la superficie aguas abajo de la primera presa, lo que se manifiesta por crecimiento de maleza, o todavía peor, filtración sobre el talud aguas abajo de la presa de arena.
- 9).- Si las líneas de decantación están intactas y libres de grietas que podrían dejar pasar arena dentro de las tuberías y causar una falla total. Estos pueden ser inspeccionados visualmente donde las líneas de decantación son lo suficientemente largas y de gran diámetro.
- 10).- Si la línea de corriente superior está en la posición señalada; o si hay exceso de presión de agua de poros desde dentro de la cimentación o se ha elevado el nivel de agua.
- 11).- Si ha habido variaciones en el nivel de agua o una elevación repentina de este, la aparición de algunos nuevos ojos de agua, o nuevas filtraciones en la superficie del terraplén, cimentación o estribos. Condiciones en los puntos de salida de filtración, decantación y salida de tuberías de drenes deben ser revisadas para ver si el agua que está saliendo se

encuentra limpia o contiene sedimentos, si hay posibles deslizamientos en el área de la laguna o sobre la presa, si el agua esta filtrándose por la parte exterior de las tuberías, si hay presencia de sumideros en la orilla o zona de limo la cual puede significar posible socavación, la cual se comprobaría en el drén o agua de tuberías de decantación.

12).- Si ha habido un incremento en el movimiento del terraplén, lo cual se verifica por los puntos de control de superficie o el indicador del talud.

13).- Si hay alguna evidencia de material prestado del pie del talud o alguna otra área del terraplén que podría afectar la estabilidad.

14).- Si la geometría del terraplén esta cumpliendo con el diseño, en lo que respecta a inclinación de taludes, ancho de corona.

15).- Si tanto los canales y tuberías de derivación han resistido las crecidas o tormentas y su estado en que se encuentran.

Todos esos puntos deben ser vistos con sumo cuidado para comprobar la estabilidad de la presa.

Si una presa de relaves ha sido diseñada con una gran altura, debe ser hecha una investigación completa cada cierto tiempo durante la construcción por medio de perforaciones dentro del material depositado para analizar su estabilidad. Comprobar su densidad "in situ", y realizar pruebas de laboratorio sobre muestras no alteradas para

determinar su granulometría, ángulo de fricción interna, y cohesión de los materiales usados en la construcción de la presa. Con la información obtenida, la ubicación de la línea de corriente superior, y la geometría del terraplén, puede hacerse un análisis de estabilidad estática y dinámica para determinar el FS en ese momento. De esta información el FS puede ser proyectado para una altura total del terraplén y determinar si el talud puede ser más empinado o debe ser más plano, o si la construcción debe ser detenida antes de llegar a la altura de diseño.

CAPITULO II

ANALISIS DEL COMPORTAMIENTO SISMICO DE PRESAS DE RELAVES.

II.1. CASOS HISTORICOS.

Durante los últimos años, se ha incrementado el interés por desarrollar metodologías apropiadas para analizar el comportamiento de depósitos formados de suelos arenosos sueltos o pobremente compactado cuando son sometidos a movimientos cíclicos (como los ocasionados por un sismo) debido a la ocurrencia de grandes fallas de taludes naturales y estructuras artificiales que estaban formados por este tipo de material, como son terrenos ganados al mar, presas de relaves y otros. (Refs. 1,7,9,13,14 y 15).

En la Tabla III presentamos diferentes presas que fueron sometidas a fuertes terremotos y que fallaron o sufrieron serios daños. Estas presas se encuentran en áreas altamente sísmicas y han sido expuestas a terremotos de diferentes intensidades. En esta tabla podemos observar que la mayoría de estas presas estaban construidas de arena.

Además de las presas mencionadas en la Tabla III, tenemos el reporte de fallas de otras presas, como el del

Lago Volcano, Coleman, Roger y otras más en U.S.A. así como la falla de 10 presas chilenas durante un terremoto de magnitud 7 en el año de 1965 (Refs. 7 y 13).

Tabla III.- Presas que fallaron o sufrieron serios daños en terremotos naturales (Refs. 9 y 15).

Presa	País	Descripción	Altura (mt.)	Constr.	Terremoto		Daño
					Fecha	M (o S)	
Sheffield	U.S.A.	Terraplén: Arena Lisa	8	1917	1925	6.3	Colapso
Eklutna	Alaska	Terraplén	6	1925		8.5	Severo
San Fernando Bajo	U.S.A.	Terraplén: Cuerpo de Arena	42	1912/30	1971	6.5	Muy Severo
San Fernando Alto	U.S.A.	Terraplén: Cuerpo de Arena	25	1921	1971	6.5	Serio
Presa Hebgen	U.S.A.	Terraplén	37	1915	1959		Serio
Nuevo y Viejo El Cobre	Chile	Presa de Relaves			1965	7.1	Colapso
El Soldado	Chile	Presa de relaves			1965	7.1	Colapso
(Sobre la Península Izu)	Japón	Presa de relaves			1978	5.7	Fallo
Baihe	China	Terraplén	60		1976	7.9	Serio

II.2. POSIBLES MANERAS DE FALLA DE UNA PRESA DE RELAVES.

De los diferentes estudios de presas que fallaron o que sufrieron serios daños, durante terremotos (Refs. 8,9, 14 y 15), se ha obtenido que las presas de relaves fallaron por deficiencias en su diseño, lo que se manifestó por:

- 1).-Deslizamiento de los taludes de la presa.
- 2).-Pérdida de borde libre, por asentamiento de la presa relativa a la roca subyacente.

- 3).- Por licuación del cuerpo de la presa.
- 4).- Agrietamientos longitudinales fuertes en los lados aguas arriba y aguas abajo de la corona.
- 5).- Filtraciones no deseadas cerca a los contactos de los estribos, por la ruptura o cierre de los drenes.
- 6).- Borde libre demasiado pequeño, de tal forma que las olas producidas en el reservorio que sobrepasarán la corona de la presa.

Existen otras causas fortuitas que pueden ayudar a fallar a una presa, como son:

- 1).- Por el descenso general de la roca subyacente al área sobre el que se encuentra ubicada la presa y el reservorio, debido a los movimientos tectónicos.
- 2).- Derrumbes de roca pueden caer sobre la estructura y dañarla, o al caer dentro del reservorio aumentar el volumen considerablemente y sobrepasando su capacidad. Ejemplo tenemos un gran deslizamiento ocurrido en la cara aguas arriba de la presa del Bajo San Fernando (Refs. 14 y 15), que arrasó con la corona, y los treinta pies superiores del material del talud aguas abajo, pudiendo producir un derrame brusco al desaparecer el borde libre, que originaría una posible falla por socavación.

Por tanto, la falla de una presa puede ser debido, tanto, por el mal diseño de la misma, y a posibles

situaciones fortuitas que no se tomarón en cuenta y que se pueden presentar durante un sismo.

Para evitar la ocurrencia de estas situaciones fortuitas debemos de:

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

2).- Estudiar los cimientos rocosos que sostendrán la presa y el reservorio, para evitar posibles asentamientos diferenciales que puedan afectar la estructura y sus partes.

3).- Determinar la estabilidad de los taludes que encierran el valle que estan sobre los estribos de la la presa y para evitar posibles grandes deslizamientos cerca o sobre los estribos, que puedan dañarlo y generar grietas y filtraciones no deseadas.

4).- Estabilizar las faldas del valle, por los posibles deslizamientos macizos que pueden caer dentro del reservorio de modo que se aumente considerablemente el volumen del reservorio y pueda superar el borde libre erosionando la corona.

II.3. ANALISIS PSEUDO-ESTATICO.

Para analizar la estabilidad potencial de un talud se

ha usado a través de los tiempos diferentes métodos, al comienzo métodos empíricos basados generalmente en la experiencia pasada y por el reconocimiento de condiciones del suelo particulares potencialmente inestables, y ultimamente métodos analíticos sofisticados ayudados con programas de computo. Todos al final buscan una manera de determinar el grado de estabilidad potencial de los taludes considerando el análisis tanto de las fuerzas estáticas como dinámicas que intervienen en el fenómeno.

Uno de los métodos más usados es el Pseudo-estático, que nos permite determinar la estabilidad de taludes tanto naturales como aquellos creados por el hombre (presas, terraplenes, etc.) considerando a las fuerzas dinámicas como fuerzas estáticas. Así las fuerzas sísmicas generadas por un terremoto (dinámicas de carácter ciclico Figura 13) son incluidas en el análisis como una fuerza horizontal estática que actúa en el centro de gravedad de la masa deslizante. Esta fuerza horizontal está definida como el producto del coeficiente sísmico (k :relación entre la aceleración horizontal mayor producida por el terremoto y la aceleración debido a la gravedad) multiplicada por el peso de la masa deslizante (W). Con esta simplificación procedemos a realizar el análisis como un caso estático. En la Figura 14 se muestra el diagrama de cuerpo libre para el análisis de estabilidad pseudo-estático en un talud considerando una superficie de falla circular, donde:

W Peso del suelo (agua y suelo combinado)
 localizado sobre la superficie de deslizamiento,
ac: Superficie de deslizamiento.
s : resistencia de corte promedio por unidad de area
 de la superficie de deslizamiento,
k : Coeficiente sísmico
O1: Centro de gravedad de la masa deslizante.

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

II.3.1. METODO EMPIRICO.

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

1).- El usado por los ingenieros en los Estados Unidos de Norte America donde los valores empíricos de k varían en el rango de 0.05 a 0.15; el valor a usar dependerá de las condiciones de sismicidad y de

la cimentación del área donde se ubica la presa, siendo el valor típico usado de 0.1.

2).- El usado por la Sociedad Japonesa de Ingenieros Civiles como un requisito de diseño de grandes presas, donde los valores varían dentro del rango de 0.12 a 0.25 dependiendo de la posible localización de la presa, el tipo de cimentación, y los posibles daños que se produciría aguas abajo por la falla de la misma.

II.3.2. METODO DE LA REACCION DE CUERPO RIGIDO.

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

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

1).- La presa se comporta como un cuerpo rígido solo cuando son bajas y estan ubicadas en gargantas angosta, si esto no ocurre se comportará de diferente manera.

2).- La aceleración máxima en una presa solo se desarrolla durante un período corto de tiempo, de

manera que la deformación resultante en ese tiempo es pequeño, aunque es aumentada por las deformaciones producidas por otras aceleraciones en el resto de tiempo del sismo, pero que nunca será equivalente a las producidas por una fuerza estática igual a la fuerza de inercia correspondiente a la aceleración máxima de la presa como si esta estuviera actuando por un tiempo ilimitado.

II.3.3. ANALISIS DE LA REACCION VISCO-ELASTICA.

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

Para el uso de este método se debe tener en cuenta (Refs. 14 y 15):

1).- Cuando el largo de la presa es aproximadamente 4 veces su altura, la suyección terminal no tiene efectos importantes sobre las amplitudes y frecuencias naturales de la vibración en la región central y de este modo el empleo de un análisis basado en la suposición de un largo infinito puede considerarse como suficientemete preciso para fines prácticos.

2).- En muchos tipos de suelo el módulo de cizallamiento aumenta según la raíz cúbica de la profundidad.

3).- Las fuerzas horizontales actuantes sobre una tajada horizontal a cualquier profundidad de una presa puede ser determinado por el empleo del coeficiente sísmico máximo a cualquier instante del terremoto usando cualquiera de las siguientes expresiones (Refs. 14 y 15):

$$k(y) = \left\{ \sum_{n=1}^{n=4} [k_n(y)]^2 \right\}_{\max}^{1/2} \quad (2.1.a)$$

$$k(y) = [k_n(y)]_{\max} \quad (2.1.b)$$

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

A partir de estas ecuaciones vemos que la distribución del coeficiente sísmico varia desde un valor máximo en la corona de la presa hasta cero en la base.

Este tipo de análisis de reacción dinámica se utiliza únicamente con el propósito de determinar la fuerzas de inercia máximas que probablemente se desarrollara en la presa, a cualquier momento del sismo, para luego estas fuerzas incorporarlas como fuerzas estáticas en el análisis de estabilidad pseudo-estática.

II.3.4. POSIBLES VALORES DEL COEFICIENTE SISMICO EN EL METODO PSEUDO-ESTATICO.

1).- Por el método empírico tendremos un coeficiente sísmico que varia de 0.10 a 0.15 si usamos los valores típicos de los E.E.U.U., y un rango de 0.15 a 0.25 si usamos las recomendaciones de la Sociedad de Ingenieros de Japón.

2).- Por el método de reacción de cuerpo-rígido, tendremos un coeficiente sísmico igual al que le corresponde a la aceleración máxima del terreno.

3).- Por el método de reacción visco-elástico, usando las formulas recomendadas por Ambraseys para un amortiguamiento dado, determinaremos los valores correspondientes como se muestra en la Figura 15.

En la Figura 15, presentamos los diferentes valores calculados para el coeficiente sísmico. De la Figura anterior observamos, que los tres métodos nos proporcionan un rango muy amplio para los valores del coeficiente sísmico, valores que tendremos que tomarlos con mucho cuidado para el diseño de la presa.

Una vez elegido el coeficiente sísmicos, para evaluar la estabilidad de taludes debemos de tener en cuenta lo siguiente:

1.)- Que este método solo nos dice si el talud fallará siguiendo la superficie crítica o nó, pero no nos da información de esfuerzos y deformaciones

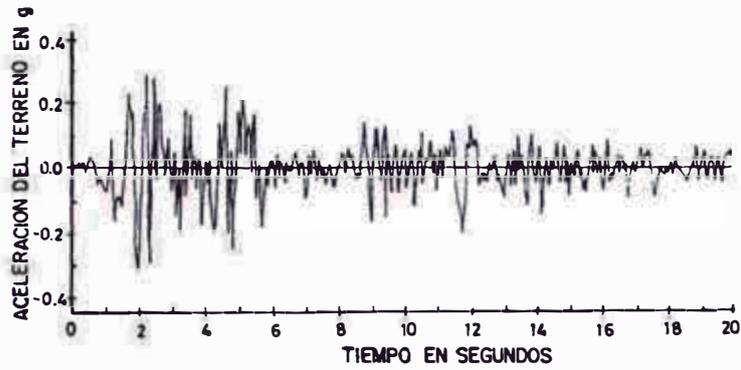


Figura 13.- Aceleración Horizontal del Terreno Registrado Durante el Terremoto El Centro-California 1940, (Ref.17).

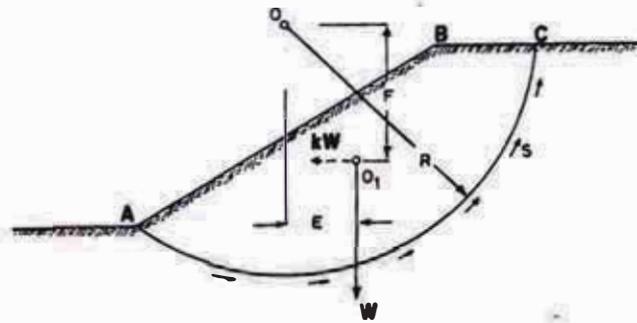


Figura 14.- Diagrama Ilustrando el Metodo Pseudo-estático.

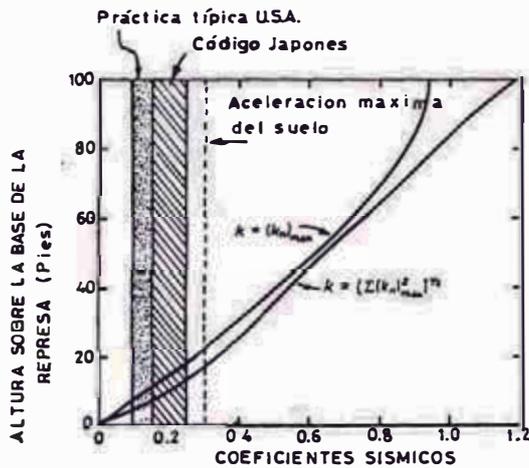


Figura 15.- Posibles valores del coeficiente sísmico usado en el análisis Pseudo-estático (Ref. 14,15).

producidos dentro del cuerpo de la presa o terraplén (Ref. 16).

2).- Que el enfoque pseudo-estático no cumple con suministrar una evaluación razonable del comportamiento de los taludes durante los sismos, como se ha comprobado al analizar comportamiento de algunos taludes bien documentados, por lo que se debe considerar su utilidad como limitado a la elección de taludes sobre una base puramente empírico.

3).- Al usar un análisis pseudo-estático con coeficiente sísmico constante, se debe especificar todas las posibles suposiciones de diseño, ya que estas influyen grandemente sobre el factor de seguridad calculado, pudiendo fácilmente exceder los efectos de los cambios nominales en la magnitud del coeficiente sísmico de diseño. Es así que para coeficientes sísmicos diferentes se pueden obtener factores de seguridad idénticos con solo variar alguna de las condiciones de diseño, tales como la inclinación de las fuerzas entre cuñas respecto a la horizontal (cero, o igual al talud aguas arriba), ángulo de fricción interno del material (modo de obtención), etc.; lo mismo puede suceder al elegir valores del coeficientes sísmicos más altos, que puedan dar factores de seguridad más altos al asumir determinadas condiciones de diseño. Así pues la variación de determinadas condiciones de diseño pueden ser equivalentes a una variación del

coeficiente sísmico de diseño, por lo que todo diseñador de presas tiene que estar completamente familiarizado con los detalles del procedimiento para pruebas de suelos (ya que fácilmente pueden conducir a parametros de resistencia diferente) y con los detalles de los diferentes métodos para el análisis de la estabilidad de taludes y al mismo tiempo ser competentes en el campo de la sismología.

El método pseudo-estático debe ser usado, solo para determinar el factor de seguridad de taludes en los que el desarrollo de presiones de poro no sean importantes: es decir solo se evaluarán con este método taludes superficiales, por que secciones de falla profundas previsto empleando este método, nos dará una superficie crítica de deslizamiento que no tiene parecido con aquel en que la falla aparente tendrá lugar (Refs. 14 y 15).

II.4. ANALISIS DE LA REACCION DINAMICA.

Se ha llegado a observar que el enfoque pseudo-estático no nos proporciona toda la información necesaria para el diseño de presas capaces de resistir los efectos destructivos de los sismos (Refs. 14 y 15); es así que últimamente se esta avanzando considerablemente en el desarrollo de los análisis dinámicos que nos proporcionan mejores informaciones sobre este problema. Este tipo de análisis toma en cuenta las características cíclicas del

sismo (Fig. 13), y nos permite ir analizando el comportamiento de la presa en el tiempo.

II.4.1. ANALISIS DE ESTABILIDAD DE LA PRESA.

Las fuerzas de inercia generadas por el sismo producen deformaciones acumulativas en el cuerpo de la presa, así cuando el suelo esta saturado, estas deformaciones tienden a aumentar las presiones de poro (Figura 16) lo que produce una pérdida progresiva de la resistencia al corte en el suelo (Figura 17). Esto hace necesario aplicar un método de diseño lógico, el cual implica:

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

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

Así muchos investigadores (Refs. 14,15 y 17) recomiendan para lograr este propósito:

- 1) Calcular la distribución de las aceleraciones a través del tiempo y luego por integración de estos resultados obtener las fuerzas de inercia actuantes

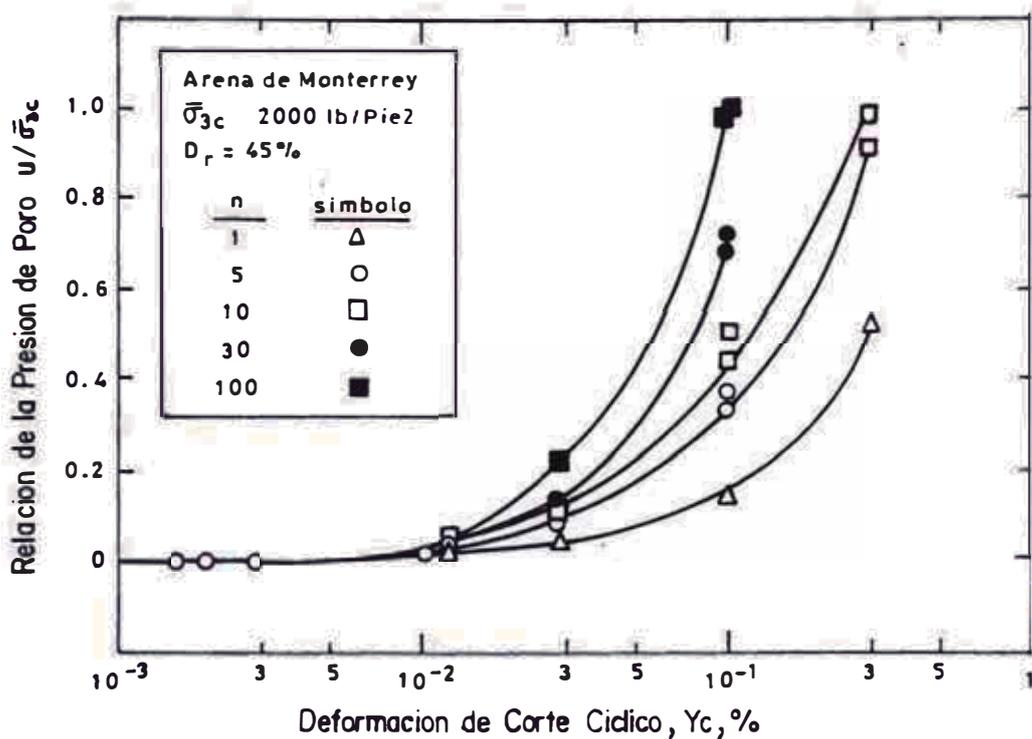
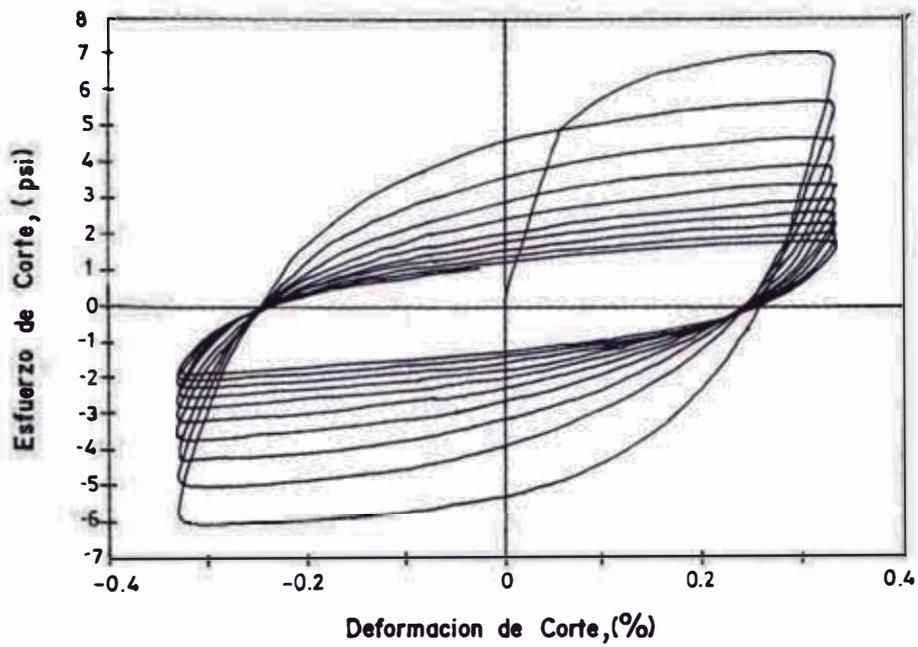


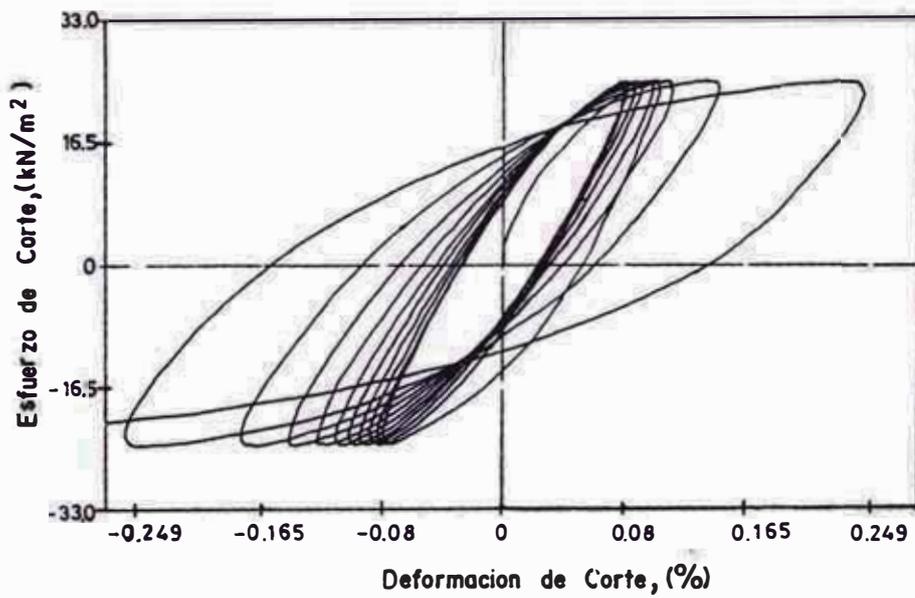
Figura 16.- Crecimiento de la presión de poros en arena con el número de ciclos n , pruebas triaxiales cíclicas de deformación controlada (Ref. 17).

sobre las diferentes masas de deslizamiento potencial, para de esta manera poder expresar los efectos del sismo en términos de una historia tiempo del coeficiente sísmico para diferentes partes de la presa (ver Figura 18a).

2).- Se recomienda también que los coeficientes sísmicos dinámicos sean calculados para cuñas triangulares con su apice en la corona y sus bases horizontales a diferentes cotas (ver Figura 18b), luego estos resultados sean expresados como un número equivalente de ciclos de fuerzas sísmicas uniformes.



a. Prueba de Corte Torsional Ciclico de Deformacion Controlada.

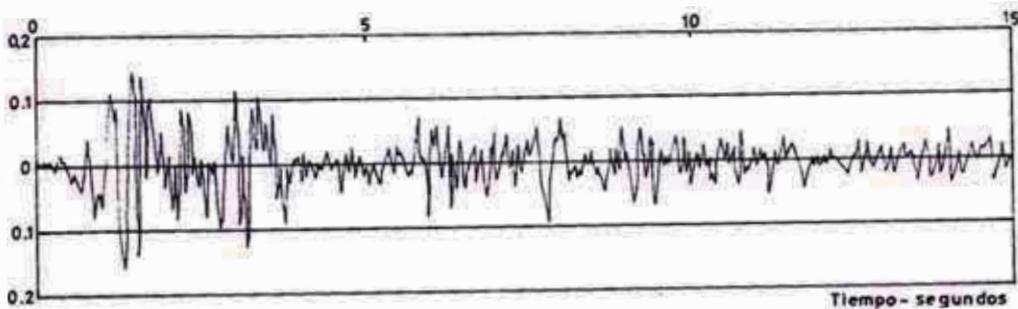


b. Prueba de Corte Simple Ciclico de Esfuerzo Controlado.

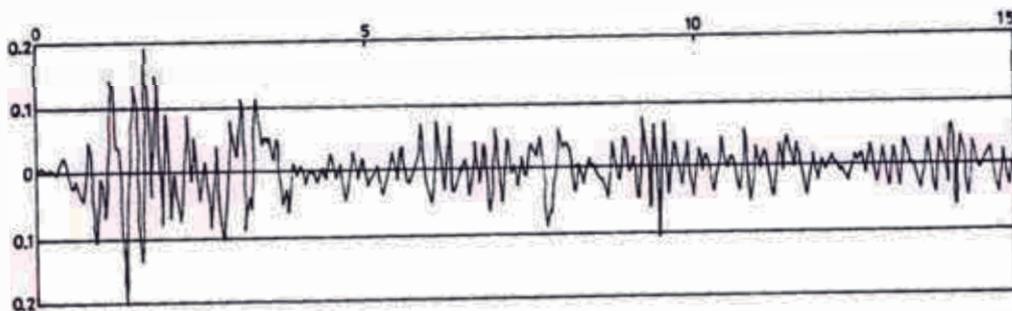
Figura 17.- Pruebas Ciclicas Sobre Arenas Saturadas en Volumen Constante. (Ref. 17).



a. Presa y la Masa Deslizante Potencial



b. Movimiento Estimado en la Base



c. Variación del Coeficiente Sísmico Sobre la Masa Deslizante Potencial

Figura 18.- Análisis de la Respuesta de la Presa a los Movimientos Sísmicos en el Suelo. (Refs. 14 y 15).

Al aplicar este tipo de análisis se puede observar:

1).- Que los valores de los coeficientes sísmicos aumentan con el nivel creciente de la masa de deslizamiento potencial dentro del cuerpo de la presa y a la vez varían con la altura y características del

material de la presa.

2).- Que también varían por la naturaleza de los movimientos del terreno.

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

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

Este tipo de análisis nos da una mayor información, por que se superan limitaciones de otros métodos al poder obtener:

1).- Los desarrollos de los esfuerzos de corte y compresión, y las maneras oscilantes de vibración.

2).- Los efectos de las componentes horizontal y vertical del movimiento de la base.

3).- Y considerar secciones no homogéneas o sistemas presa-cimentación.

Logrando con esto:

1).- El análisis de la historia tiempo completo de los desplazamientos, velocidades, aceleraciones, deformaciones, y esfuerzos en los puntos nodales del sistema.

2).- La determinación de los coeficientes sísmicos que expresan las fuerzas de inercia sobre cualquier sección de la presa.

3) El trazo de la historia tiempo de cualquier reacción característica que se desea.

De otro lado también se ha reconocido que la resistencia del suelo o material que forma la presa, es afectada por los efectos sísmico; esto quiere decir que esfuerzos pequeños pueden causar fallas que no fueron causadas antes por esfuerzos mucho mayores. De acuerdo ha este reconocimiento la resistencia del suelo durante los terremotos puede ser diferente aquel que se determino bajo condiciones estáticas o de carga momentanea, siendo una función de la historia tiempo total de los esfuerzos desarrollados durante un sismo (Refs. 14 y 15).

II.4.2. ANALISIS DE DEFORMACION DE LA PRESA.

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

Un enfoque más conveniente es el siguiente (Refs. 14

y 15):

1).- La determinación de las fuerzas que actúan sobre los elementos del suelo dentro de una presa tanto antes como durante un terremoto.

2).- El someter a muestras típicas del material en el laboratorio a la misma secuencia de cambios de esfuerzo experimentados por los elementos correspondientes en el campo y observando las deformaciones resultantes.

3).- Calcular las deformaciones del talud a partir de las deformaciones observadas de los elementos del suelo.

De este modo consideraremos:

1).- La historia tiempo de las fuerzas desarrolladas en la presa o taludes durante un terremoto.

2).- El comportamiento del suelo bajo condiciones de carga sísmica simuladas.

3).- La necesidad de la evaluación de la deformaciones en la presa antes que el factor de seguridad.

II.5. ANÁLISIS DEL DESARROLLO LICUACION PRESAS DE RELAVES.

En una presa en un determinado momento la distribución de esfuerzo estático a lo largo de una

sección dependerá solo de la altura del nivel freático y de la altura de la presa. La resistencia al corte a través de cualquier sección será el resultado de la sumatoria de la resistencia friccionante más la resistencia por cohesión del suelo.

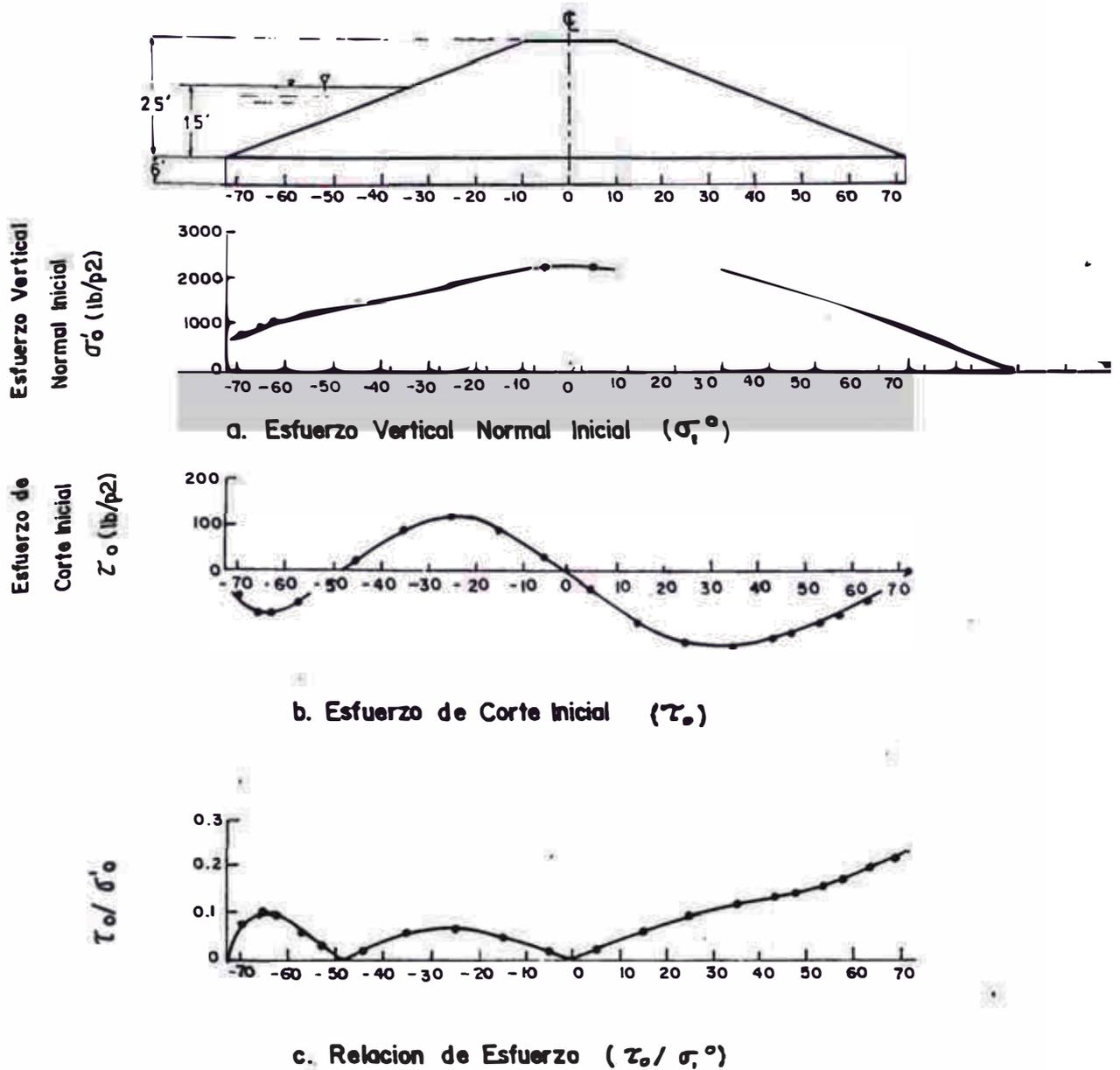
Cuando esta presa es expuesta a un terremoto, se producirán deformaciones por corte, los que ocasionarán el aumento de las presiones de poro dentro de la estructura (Ref. 17), los que a la vez disminuirán los esfuerzos normales efectivos (σ') dentro de la estructura.

Si la presión de poros excede a la presión normal total en un punto, la resistencia friccionante será negativa, lo que supone que la resistencia dependerá solo de la cohesión del suelo, si la cohesión es cero, se supone que el cuerpo habrá perdido toda la resistencia al corte, y se comportará como un fluido viscoso.

Un análisis dinámico por licuación a lo largo de la base de una presa presentamos a continuación (Refs. 14 y 15), para lo cual se sigue el siguiente procedimiento:

1).- Determinar la distribución de esfuerzos iniciales a lo largo de su base, a) El esfuerzo vertical normal inicial σ'_0 (Figura 19a), esfuerzo de corte τ (Figura 19b) y la relación de esfuerzos τ/σ'_0 (Figura 19c).

2).- Luego mediante la prueba de especímenes en laboratorio determinamos las magnitudes de los esfuerzos cíclicos que motivarán la falla o la licuefacción del espécimen después de un determinado



**Figura 19.- Esfuerzos Iniciales en la Base de la Presa.
(Refs. 14 y 15).**

número de ciclos de esfuerzos, con esfuerzos iniciales iguales a los determinados en el paso 1. En la Figura 20 se presentan esfuerzos cíclicos hallados que motivan la falla en dos ciclos, para diferentes relaciones de esfuerzo de corte/esfuerzo normal.

3).- A continuación evaluamos los esfuerzos de corte cíclico que serán inducidos por el sismo en los elementos del suelo, en la sección elegida. Esto se logra utilizando el análisis de elementos finitos considerando los movimientos en la sección de estudio (base) que afectan la presa y las propiedades de los materiales de la presa y sus cimientos.

4).- El cuarto paso consiste en comparar la magnitud de los esfuerzos inducidos por el sismo y aquellos que motivarán la falla en las pruebas de laboratorio, para determinar la posibilidad de una falla o la licuación de los elementos a lo largo de la base de la presa. En la Figura 21 se presenta tal comparación de los esfuerzos desarrollados durante los primeros 2 segundos del terremoto, empleando la información obtenidas en los pasos 2 y 3.

Los esfuerzos inducidos por el sismo, varía en el tiempo, y en el momento que estos son mayores a los esfuerzos de corte resistente obtenidos en el laboratorio, se producirá la licuación del suelo. En la Figura 22, se puede apreciar la licuación progresiva a lo largo de la base de la presa durante un terremoto.

II.5.1. FALLA DE LA PRESA POR LICUACION.

De las Figuras 21 y Figura 22 se puede observar que para la sección analizada la parte resistente es aquella

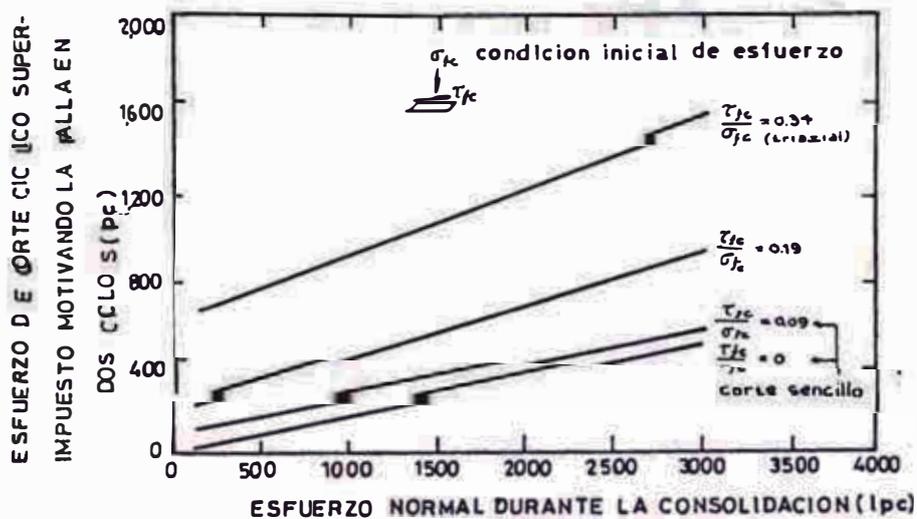


Figura 20.- Esfuerzo de corte cíclico impuesto al suelo que motivan la falla en dos ciclo en condiciones de esfuerzo inicial diferentes (Ref. 14 y 15).

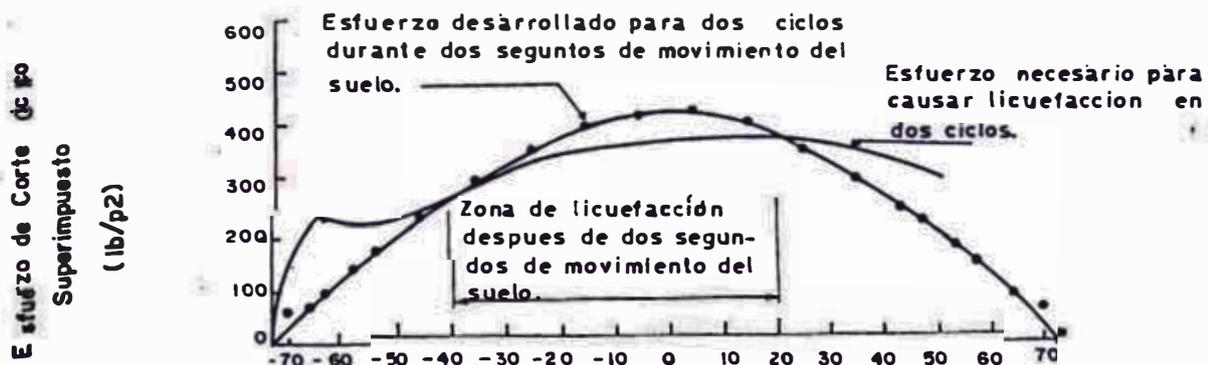


Figura 21.- Analisis de la Licuación Progressiva en una Presa. (Refs. 14 y 15).

donde el esfuerzo de corte resistente es mayor que el esfuerzo de corte inducido por el sismo, es decir aquellas zonas donde no se ha presentado la licuación. La presa fallará, mientras que la parte no licuada sea capaz de resistir las fuerzas motoras actuantes.

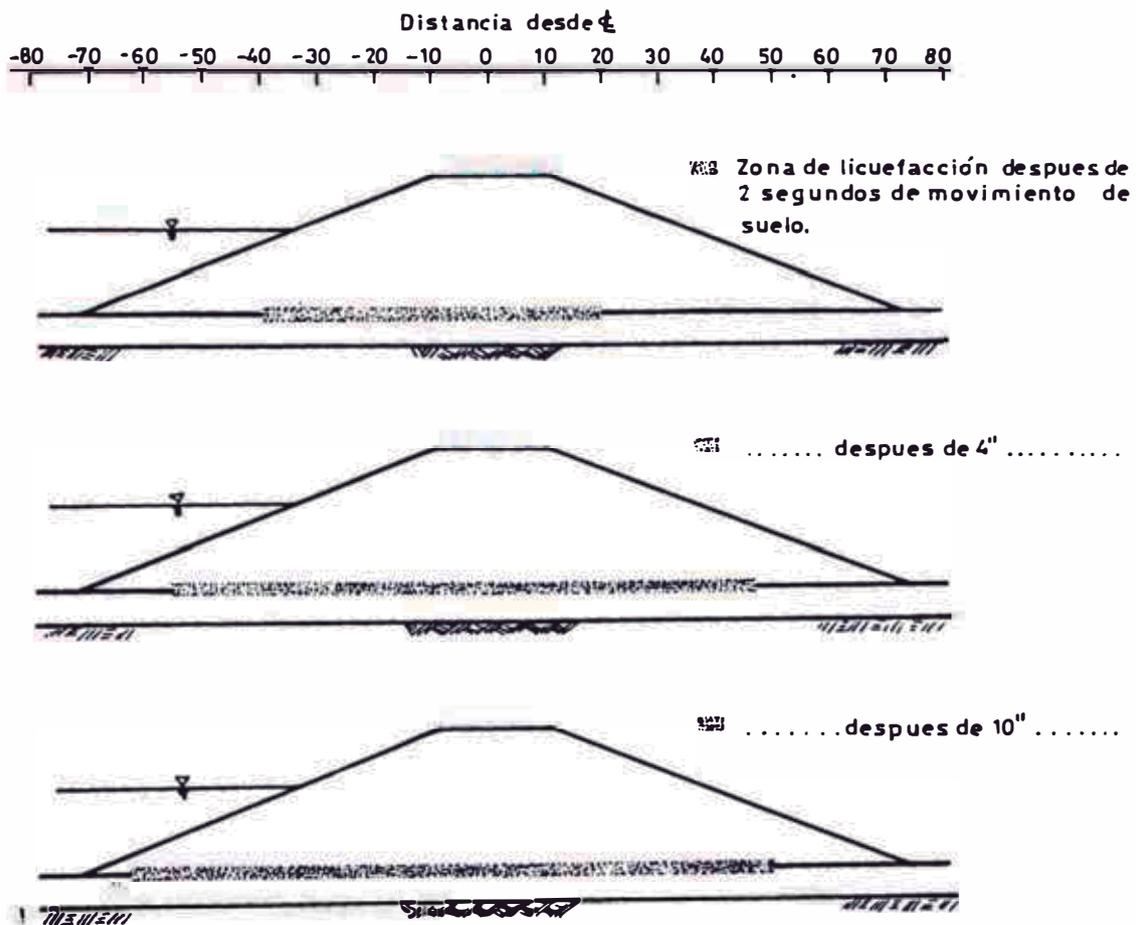


Figura 22.- Licuación Progresiva a lo Largo de la Base de una Presa. (Refs. 14 y 15).

Teniendo las presiones de poro en cualquier momento del terremoto, en los diferentes puntos de una presa podremos determinar las zonas en que se ha producido la licuación, y luego trazar secciones genéricas, hasta lograr el factor de seguridad mínimo (resistencia total de la sección entre las fuerzas actuantes motoras), dependiendo de que si este factor es mayor o menor que la unidad podremos decir que la presa fallará o no.

II.6. NUEVOS CONCEPTOS PARA EL ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO SISMICO DE PRESAS DE RELAVES.

Entre los nuevos conceptos propuestos para analizar el posible comportamiento de suelos no cohesivos sueltos y muy sueltos ante sollicitaciones sísmicas esta la teoría del estado firme de deformación (Refs. 18,19, y 20). Los resultados de pruebas triaxiales no drenadas sobre suelos arenosos saturados (llamada también la prueba de Castro) muestran que la trayectoria de esfuerzos sigue una curva similar a la mostrada en la Figura 23.

De la figura 23 se aprecia que la trayectoria de esfuerzos comienza en el eje p y avanza hacia la izquierda hasta llegar a un punto donde el valor q_{max} , para luego seguir hacia la izquierda con los valores tanto de p como de q decreciendo, hasta llegar a un punto S , que pertenece a la **envolvente de estado firme**. A partir de este nivel de esfuerzos la muestra se deforma continuamente, y entra en un estado firme de deformación.

Los resultados de pruebas de compresión triaxiales con deformación controlada no drenada muestra que el suelo se puede comportar de cuatro maneras diferentes en función del estado inicial del suelo, densidad, y presión de confinamiento inicial. Los comportamientos observados es como sigue (Ver Figura 24)

- 1).- El esfuerzo de corte se incrementa hasta un valor máximo y luego repentinamente cae hasta un valor residual igual a cero. La presión de poros de

agua siempre se incrementa hasta alcanzar la presión de confinamiento inicial. Por lo que, la trayectoria de esfuerzos efectivos esta siempre yendo a la izquierda hasta alcanzar el origen.

2).- El esfuerzo de corte se incrementa hasta un valor máximo y repentinamente cae hasta una resistencia mínima y entonces, luego de alguna deformación, lentamente empieza a incrementarse nuevamente. Después del pico, la trayectoria de esfuerzos efectivos va hacia el origen hasta un valor mínimo de p y bruscamente voltea a la derecha y empieza a ascender. Este codo en la trayectoria de esfuerzos efectivos se conoce como el **momento de transformación de fase**.

3).- El esfuerzo de corte se incrementa casi linealmente y repentinamente disminuye su pendiente, después del cual comienza incrementarse hasta alcanzar su máximo valor. La trayectoria de esfuerzo efectivo crece a la izquierda hasta el momento de transformación de fase donde voltea a la derecha y crece hasta un valor último.

4).- El esfuerzo de corte se incrementa a velocidades cada vez menores hasta llegar a su último valor. La trayectoria de esfuerzo crece hacia la derecha y el momento de transformación de fase no es clara.

Basado en este comportamiento de suelos arenos sueltos no drenado sujetos a cargas sin drenar, se ha

encontrado dos parámetros que anticipan estos resultados (Ref. 20):

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

II.6.1. DETERMINACION DEL PARAMETRO "n".

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

- 1).- A partir de pruebas CU , sobre muestras de un suelo a diferentes relaciones de vacíos y presión de confinamiento efectivo (σ'_o), se obtiene la línea de estado firme, la cual está formada por los diferentes puntos donde se alcanza la resistencia residual mínima para una relación de vacíos y presión de confinamiento inicial dada (Figura 25).
- 2).- La determinación de las curvas de consolidación isotrópica para el estado más suelto (ILS) que viene a definir el límite sobre el cual la relación $e-p'$ no puede existir, y para el estado más denso (IDS) que es el límite inferior que la arena puede alcanzar. La

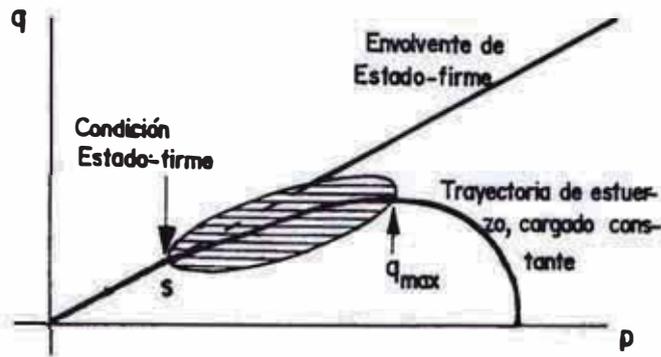
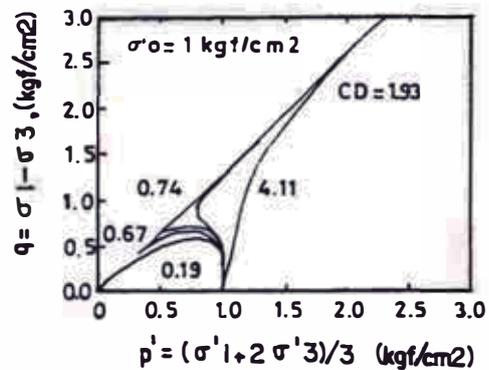
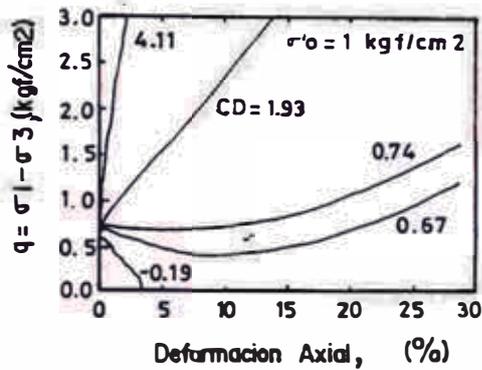


Figura 23.- Trayectoria de esfuerzo en la prueba de Castro. (Ref. 18).



a. Curvas Esfuerzo-Deformación

b. Trayectorias del Esfuerzo Efectivo

Figura 24.- Resultado de Pruebas Triaxiales de Compresión No Drenado de Deformación Controlada. (Ref. 20).

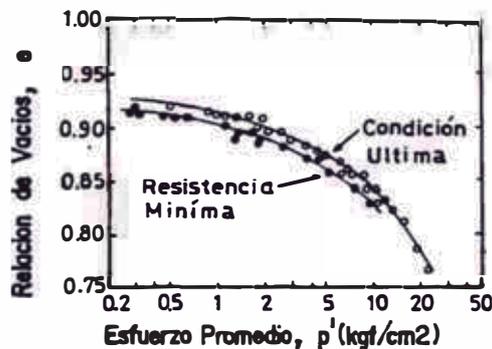


Figura 25.- Líneas de Estado Firme, (Ref. 20).

curva ILS se determina a partir de la curva de consolidación isotropica para el espécimen más suelto llevándola a la relación de vacio máxima en esfuerzo principal cero. La curva IDS es representada por una línea horizontal a la altura de la relación de vacios mínima.

3).- La gráfica de las tres líneas en un plano esfuerzo principal vs. relación de vacios (Figura 24), nos permite definir dos áreas, A_d y A_o . El esfuerzo principal crítico P'_o es ubicado donde la línea de estado firme se intersecta con la curva isotrópica para el estado más denso. El área A_o corresponde a la región donde se desarrollará presión de agua de poro positiva bajo corte no drenado en el suelo, y A_d representa la región donde se generará presión de agua de poro negativo debido a dilatación bajo cargado no drenado en el suelo. Estas áreas deben ser evaluadas hasta un valor $P'_{máx}$, que representa el nivel máximo de presión esperada en el campo.

4).- Se define el parámetro n como:

$$n = A_o / (A_o + A_d) \quad (2.2)$$

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

Este parámetro es útil en la selección de materiales disponibles para rellenos hidráulicos. En la Tabla IV

presentamos los valores hallados para diferentes suelos arenosos, para un valor de P'_{max} igual a 6 Kgf/cm².

Tabla IV.- Valores del Parámetro n (Ref. 20).

Suelo (D ₅₀ mm)	% Finos	n
Arena de Kizugawa (0.29)	0	0.32
Arena de Kizugawa (0.20)	22	0.89
Arena de Kosaka (.44)	0	0.42
Arena de Chiba (0.15)	3	0.39
Arena de Toyura (0.18)	0	0.44
Arena de Kosaka (0.40)	9	0.55
Arena de Chiba (0.14)	18	0.52
Arena de Kiyosu (0.30)	0	0.63
Arena de Kiyosu (0.29)	9	0.49

II.6.2. DETERMINACION DEL PARAMETRO DE ESTADO "CD".

A partir de la Figura 26 se traza la Figura 27, en el cual la curva MRS representa el lugar geométrico de estados iniciales que genera la resistencia residual mínima, la zona sombreada representa la región donde la resistencia residual es siempre cero.

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

Para cualquier valor inicial de $p' = p_r$, se tienen dos relaciones de vacíos: e_0 sobre la línea de referencia MRS donde el parámetro CD es igual a cero y e_1 sobre la línea de estado firme donde CD es igual a uno. Para la relación de vacíos actual de un suelo arenoso bajo la

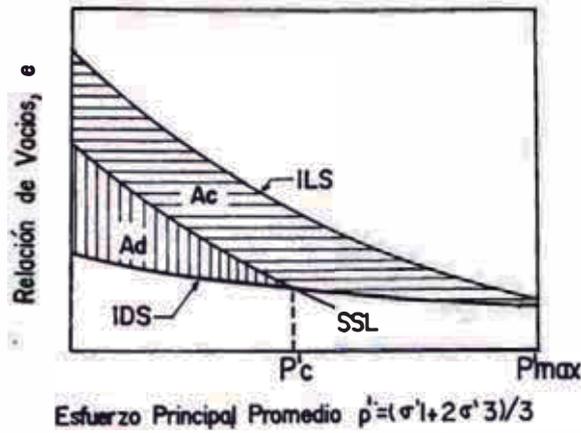


Figura 26. -Curvas Características en el Plano e-p'.
(Ref.20).

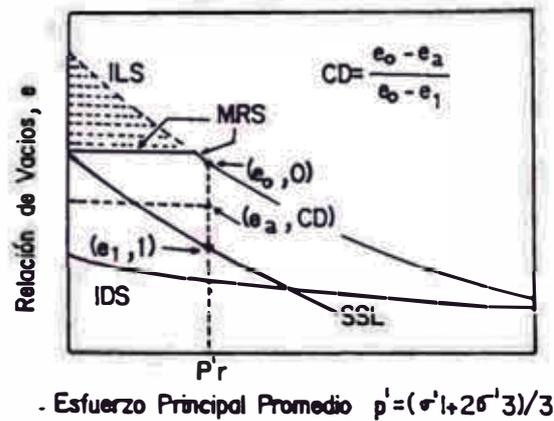


Figura 27. -Definición del Parametro de Estado
CD (Ref. 20).

presión principal p_r , el parámetro de estado CD será igual a:

$$CD = (e_0 - e_a) / (e_0 - e_1) \quad (2.3)$$

Un valor negativo de CD significa que el suelo tendrá un comportamiento completamente contractivo con resistencia residual cero, mientras un valor alrededor de

0.7 indica la transición de relaciones esfuerzo-deformación con caída en la resistencia y relaciones esfuerzo-deformación que se incrementa monotonamente. Un valor mayor que 1.0 esta asociado con comportamiento dilatativo.

CAPITULO III

DISEÑO SISMICO DE PRESAS DE RELAVES.

III.1. INTRODUCCION.

Como consecuencia de fallas de presas de relaves debido a los esfuerzos dinámicos inducidos por terremotos en diferentes lugares del mundo, es fundamental tomar en cuenta los efectos del sismo en el diseño de las presas de relaves y poder determinar si se encuentran o no en áreas potencialmente sísmicas. Así para la elección de los taludes, materiales y métodos de construcción para lograr presas estables se deben tomar en cuenta las posibles condiciones de carga sísmica.

En este capítulo presentamos enfoques prácticos desarrollados por diferentes investigadores para el desarrollo de un método de diseño sismo-resistente de presas de relaves, los que incluyen:

- 1).- La evaluación de la sismicidad del área donde se construirá la presa de relaves. Se calculan las características de un sismo de diseño probable capaz de presentarse en el área.
- 2).- Determinación de las principales características de los materiales tanto que forman la cimentación

como de aquellos que se usarán en la construcción de la presa; así como el tipo de comportamiento dinámico de estos materiales.

3).- De acuerdo al comportamiento de los materiales tanto que forman la cimentación y de los usados en la construcción de la presa se realizan dos tipos de análisis:

a) Un análisis por deformación permanente, si el suelo se comporta en forma no-frágil o dilatativo, que incluye el cálculo de estabilidad de taludes y de deformación de la presa (determinación de la pérdida de borde libre), y

b) Un análisis por licuación, si el suelo se comporta en forma frágil o contractivo.

4).- Por último la determinación de la resistencia residual de un suelo licuado.

III.2. EVALUACION DE LA SISMICIDAD DEL AREA DEL PROYECTO

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

Existen muchos métodos para la evaluación de la sismicidad de un lugar que emplean relaciones empíricas entre la magnitud de los sismos y los efectos que pueden producir sobre estructuras que se encuentran dentro del

área de acción del terremoto. Así en la Figura 28 se muestra una de este tipo de relaciones entre la magnitud del sismo (M), la distancia epicentral y el comportamiento probable de la estructura.

Otra manera de evaluar la sismicidad de un lugar es por la determinación de un sismo de diseño (SD) que probablemente ocurra dentro del área proyecto. El sismo de diseño para una presa de relaves puede ser evaluado por dos métodos (Ref. 21 y 22) determinístico y probabilístico. Para ambos métodos la tectónica y geología de la región primero debe ser estudiada a fin de establecer zonas sismotectónicas, y para determinar las fallas activas. En el enfoque probabilístico los datos de sismos pasados son usados para obtener relaciones de ayuda para eventos sísmicos dentro de cada zona isotectónica, y/o a lo largo de alguna falla activa que podría ser capaz de producir un terremoto en la región donde se ubica la presa proyecto.

Los parámetros básicos de sismicidad de un determinado lugar son (Refs. 10, 22 y 23):

- 1.- La distancia probable desde el origen del sismo al área en estudio (distancia epicentral R).
- 2).- La magnitud máxima (M) del terremoto afectando la estabilidad del depósito de relaves.
- 3).- Su duración expresado como un número de ciclos equivalentes promedio (Neg).
- 4).- La aceleración horizontal máxima (a_{max}).

III.2.1. DETERMINACION DE LA DISTANCIA EPICENTRAL (R).

Las ondas sísmicas son producidos por la liberación de energía por la interacción entre Placas Tectónicas y por la presencia de fallas activas (Figura 29). Por lo que mediante un estudio de la sismicidad puede ser determinado la localización del hipocentro puntual probable. En lugares donde se cuentan datos de sismos pasados medidos instrumentalmente, podemos hacer gráficos de intensidad o magnitud Vs. distancia epicentral, para luego hallar la distancia epicentral (R) para diferentes magnitud es. En muchos lugares ya se cuentan con estos gráficos. El radio de influencia de un sismo es considerado 300 Km (Ref. 22).

III.2.2. CALCULO DE LA MAGNITUD DEL SISMO.

Un método probabilístico, supone que la actividad sísmica dentro de una zona sismotectónica, y/o a lo largo de una falla activa tiene una distribución espacial uniforme y que la relación usada para terremotos de una intensidad dada permanece igual en el tiempo (Ref. 22). Así este método considera que la magnitud de los terremotos que pueden presentarse en una determinada área tiene una distribución de valores extremos de tipo 1 de Gumbel (Ref. 23).

Sea n el número de sismos medidos, e y las magnitudes de los mismos. La probabilidad de no ocurrencia

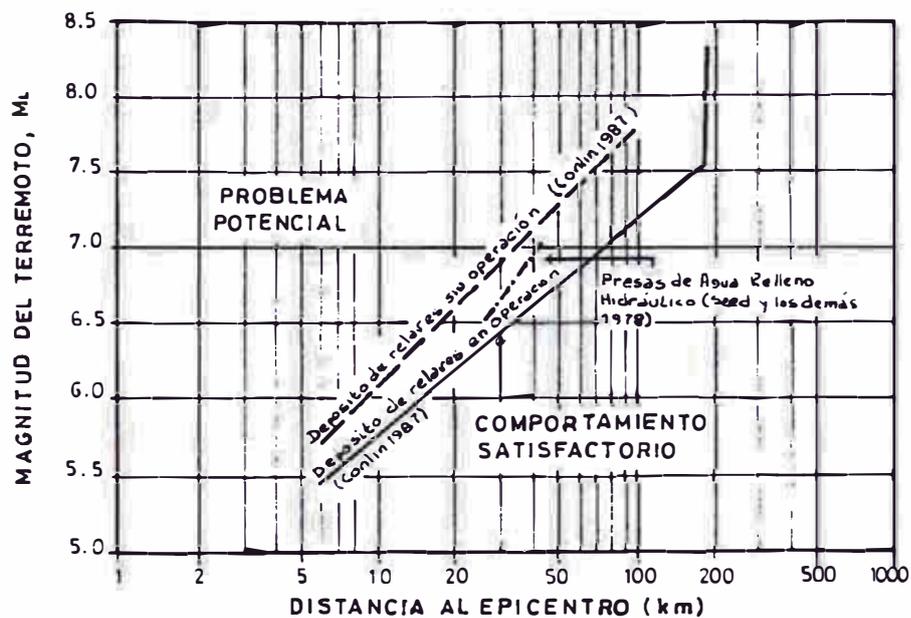


Figura. 28.- Relación Empírica Entre el Dano y el Sismo, (Ref. 21).

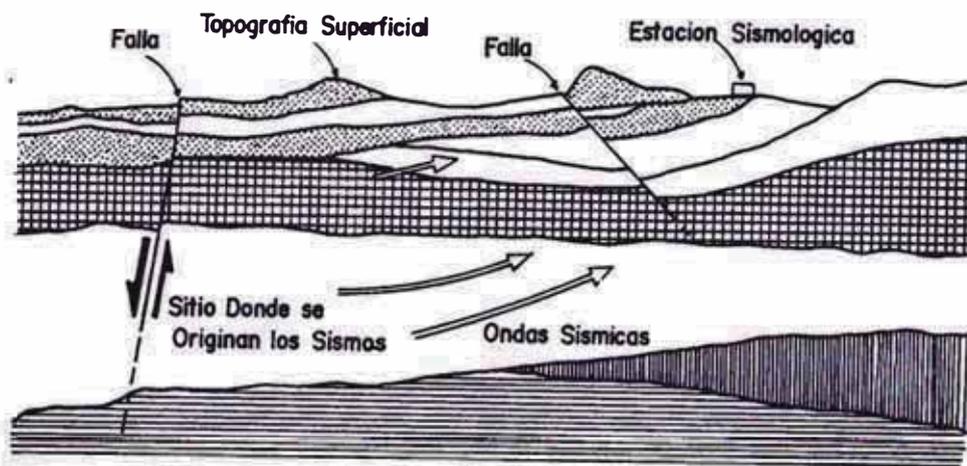


Figura 29.-Origen y Transmisión de Ondas Sísmicas a Través de una Geología Típica, (Ref. 24).

de eventos en un periodo de tiempo t , $G(y)$ sera:

$$G(y) = e^{-k} \cdot e^{-b \cdot y} \quad y > 0 \quad (3.1)$$

Para hallar los valores de las constantes k y b , ordenamos los sismos de acuerdo a su magnitud, de tal forma que:

$$y_1 < y_2 < y_3 \dots \dots \dots < y_{n-1} < y_n$$

Entonces:

$$G(y) = j / (n+1) \quad (3.2)$$

de la expresión (3.1) obtenemos:

$$\ln(-\ln G(y)) = \ln k - b \cdot y \quad (3.3)$$

A partir de una gráfica magnitud vs. $\ln(-\ln(G(y)))$, y con la expresión (3.3) obtenemos los valores de las constantes k y b .

Luego, el número de terremotos esperados de magnitud y o mayores que esta (N_y), será:

$$N_y = k e^{-by} \quad (3.4)$$

El período de retorno para un sismo de magnitud y será:

$$T_y = 1 / (D \cdot N_y) \quad D = 1 \text{ año} \quad (3.5)$$

La probabilidad que se excedan los periodos de retorno calculados anteriormente, será determinado por:

$$Pr(t > t_y) = e^{-t/t_y} \quad (3.6)$$

Los valores del riesgo de ocurrencia de un terremoto de magnitud dada en D años se puede calcular por:

$$R D(y) = 1 - e^{-(k.D.e^{-by})} = 1-G(y) \quad (3.7)$$

La magnitud del sismo de diseño, sera elegido de acuerdo al período de retorno que se considere.

III.2.2.A. DETERMINACION DE LA INTENSIDAD EPICENTRAL.

Cuando se cuenta con datos históricos, la intensidad epicentral (I_0) puede ser calculada usando la expresión siguiente (Ref. 25):

$$M = .55 I_0 + 1.63 \quad y \quad (3.8.a)$$

$$M = .59 I_0 + 1.18 \quad (3.8.b)$$

Donde: M es la magnitud del sismo, e I_0 es la intensidad epicentral (MM).

III.2.2.B. DETERMINACION DE LA INTENSIDAD SISMICA EN LA ZONA DEL PROYECTO.

La intensidad sísmica en la zona del proyecto (I_s),

puede ser obtenida usando la expresión siguiente (Ref 22):

$$\log a_{\max} = 0.014 + 0.30 I_s \quad (3.9)$$

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

También podemos usar la relación sugerida por Esteva y Rosenblueth (Ref 10):

$$I_s = \log(14 v_{\max})/\log 2 \quad (3.10)$$

donde: v_{\max} es la velocidad máxima del terreno e I_s es la intensidad sísmica en el lugar.

III.2.3. DETERMINACION DE LA DURACION DEL EVENTO SISMICO.

La duración del terremoto de diseño puede ser expresada por número de ciclos equivalentes promedio o de tensión significativas (N_{eq}) en que actuarán las cargas sísmicas. Una estimación probabilística de N_{eq} , ha sido sugerida por Halder y Tang (Ref. 10), relacionada a la magnitud del terremoto M con coeficientes de regresión:

$$E \text{ (para } N_{eq}-M=m) = 106.08-36.42m+3.31m^2 \quad (3.11)$$

para $5.0 \leq M \leq 8.25$.

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

Tabla V.- Relación entre la Intensidad del Sismo y el Número de Ciclos de Tensión Significativos (N_{eq}).

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

III.2.4. DETERMINACION DE LA ACELERACION Y VELOCIDAD MAXIMA DEL TERRENO.

Estos parámetros pueden ser calculados usando la expresión general siguiente (Ref.25):

$$Y_{m\acute{a}x} = C_1 e^{sM} (C_2 e^{rM} + R^n)^{-\epsilon} \quad (3.12)$$

donde: $C_1, C_2, s, r, n, \epsilon$, son coeficientes dados por diferentes investigadores (se muestran en la Tabla VI), $Y_{m\acute{a}x}$ puede representar la aceleracion ó velocidad del terreno máxima en cm/seg^2 y cm/seg respectivamente, R es la distancia epicentral en Km, y M es la magnitud del terremoto.

Tabla VI.- Valores de los coeficientes para el cálculo de la Aceleración y Velocidad máxima (ref. 25).

Nº	FUENTE		C ₁	s	C ₂	r	n	e
1	Esteva & Rosenblueth (1964), concuerna a Kanai	A	2000	0.8	0	-	1	2
		V	16	1	0	-	1	1.7
2	Esteva (1969), concuerna a Hendron	A	1230	0.8	25	0	1	2
		V	15	1	0.17	0.59	1	1.7
3	Milne & Davenport (1969)	A	8.76683	1.64	1.1	1.1	2	1
4	Davenport (1972)	V	273.6153	0.8	0	-	1	1.64
5	Esteva & Villaverde (1973)	A	5589.99	0.8	40	0	1	2
		V	32	1	25	0	1	1.7
6	Orphan & Lakout (1974)	A	64.726	0.921	0	-	1	1.39
		V	0.726	1.197	0	-	1	1.34
7	Mc Guire (1974)	A	472.3	0.64012	25	0	1	1.501
		V	5.64	0.92334	25	0	1	1.202
8	Gürpınar & Savy (1977)	A	0.0022	8.311nH	0	-	1	1.31
9	Abraseys (1975)	A	193.0193	0.812	0	-	1	1.10
		V	6.98294	0.98	0	-	1	1.22
10	Abraseys (1978)	A	89.0793	0.8148	0	-	1	0.92

Otros autores han presentado expresiones parecidas, para diferentes tipos de suelo (ref. 23). Así, para depósitos de suelos aluviales:

$$a_{max} = 190.0 \times 10^{(0.069M)(R+25)-0.314} \quad (3.13)$$

$$V_{max} = 21.07 \times 10^{(0.159M)(R+25)-0.653} \quad (3.14)$$

Para depósitos con suelos blandos o muy blandos se calculan con las expresiones:

$$a_{m\acute{a}x} = 142.7 \times 10^{(0.162M)(R+25)-0.537} \quad (3.15)$$

$$V_{m\acute{a}x} = 1.52 \times 10^{(0.189M)(R+25)-0.110} \quad (3.16)$$

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

También se pueden usar gráficos presentados por diferentes investigadores (ver Figura 30), que relacionan distancias epicentrales y la aceleración producida para diferentes tipos de suelos.

III.3. CARACTERISTICAS DE LOS RELAVES PARA EL DISEÑO SISMICO.

Los materiales tanto los que forman la cimentación como aquellos usados en la construcción de la presa de acuerdo a su composición, granulometría, densidad relativa, y esfuerzos de confinamiento efectivos iniciales pueden comportarse de dos maneras: dilatativa y compresiva. Un comportamiento contractivo o frágil puede llevar al suelo hasta la licuación, y si el comportamiento es dilatativo o no-frágil, este se deformará hasta que las fuerzas dejen de actuar.

La determinación de las propiedades y la manera en que se comportarán los materiales que conforman la presa se puede realizar por los siguientes métodos (ref. 21): comparación con depósitos existentes, investigaciones de

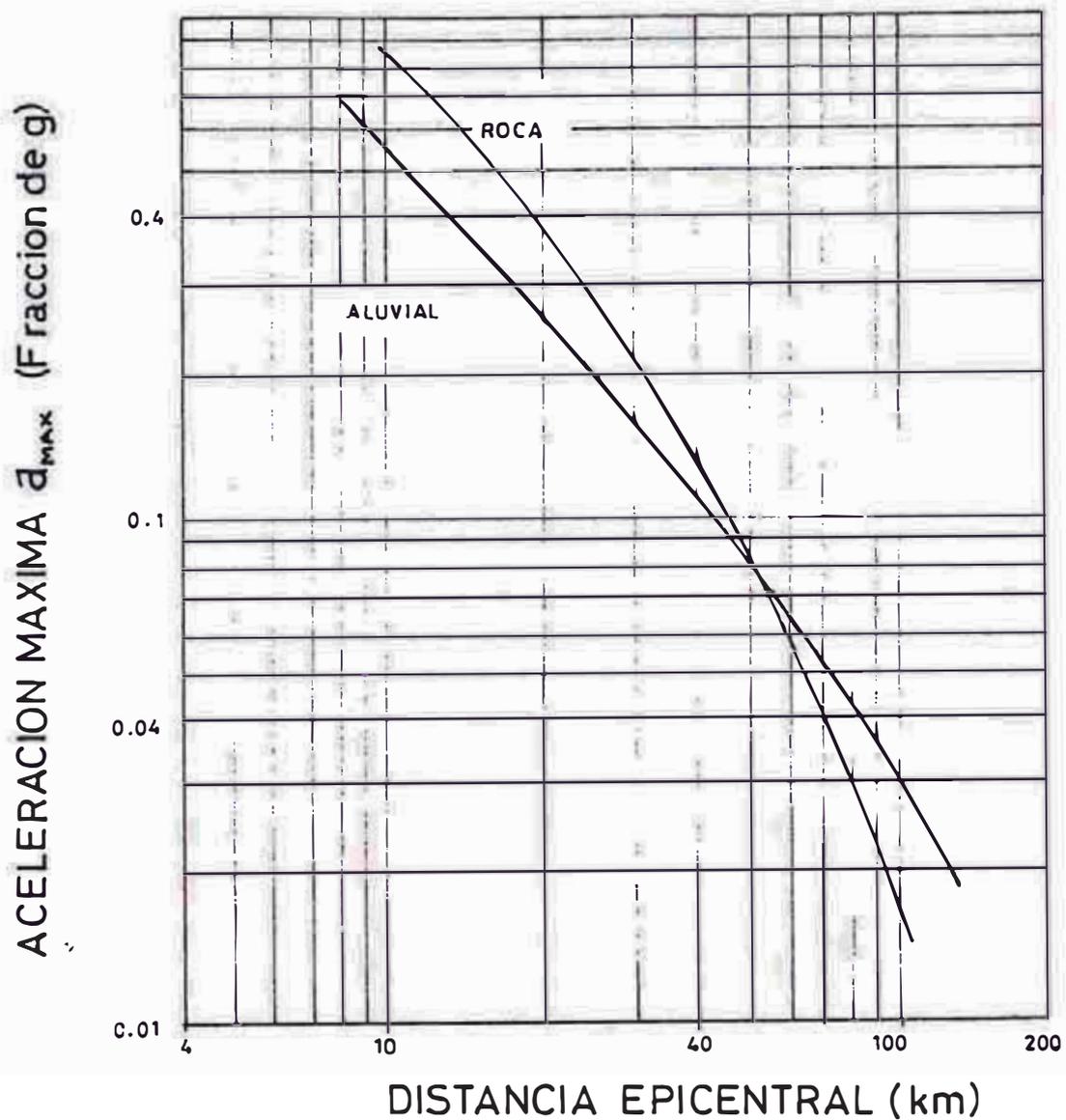


Figura 30.- Relación entre la Aceleración Máxima y la Distancia Epicentral, (Ref. 10).

campo, e investigaciones de laboratorio.

III.3.1. COMPARACION CON DEPOSITOS SIMILARES.

Es uno de los métodos más fáciles de evaluación del

potencial de licuación, el cual a menudo no es considerado, y consiste en la comparación con depósitos que tienen condiciones de cimentación, materiales de construcción, métodos de construcción, escala del terraplén, tamaño y duración del evento sísmico parecidos. Si una evaluación detallada ha sido desarrollada sobre un área similar, el comportamiento del depósito existente o planeado en el área bajo investigación puede ser relacionado con los resultados del área similar.

III.3.2. INVESTIGACIONES DE CAMPO.

Varios métodos de investigación de campo pueden ser usados para la determinación de las características de los relaves. Así podemos también determinar la estratigrafía recuperando muestras tubulares no alteradas, y del mismo modo usar estas muestras para pruebas de laboratorio a fin de obtener los parámetros estandares del suelo como la granulometría, contenido de humedad, etc. También se pueden usar otros métodos para encontrar las características de resistencia, información de la presión de poros y la velocidad de las ondas de corte.

Los métodos más comunes de prueba in situ son la Prueba de Penetración Estandar (PPE) y la Prueba de Penetración de Cono (PPC). Estos dos métodos son usados para determinar la susceptibilidad a licuación aplicando las técnicas tradicionales desarrolladas por Seed y otros investigadores.

Para evaluar el comportamiento de los relaves antes, en el instante y después del evento sísmico tiene que ser delimitado las condiciones de la presión de poros dentro del depósito. Para lo cual se usa diferentes tipos de piezómetros que nos permiten controlar la presión de poros.

III.3.3. INVESTIGACIONES DE LABORATORIO.

El comportamiento de los relaves bajo cargas sísmicas puede ser evaluado usando diferentes métodos de investigación de laboratorio. Los más comunes son: a) Prueba triaxial estática no drenada consolidada que nos permite determinar si su comportamiento del suelo es de dilatación o de contracción, y b) Prueba triaxial cíclica no drenada consolidada, que se usa para evaluar el incremento de la deformación cíclica y el desarrollo de la presión de poros debido a las cargas dinámicas.

Las muestras para las pruebas de laboratorio pueden ser obtenidas de muestras no alteradas, o de muestras preparadas en el laboratorio con las propiedades similares a la muestra in situ.

III.4. COMPORTAMIENTO DINAMICO DE LOS RELAVES.

Cuando se diseña una estructura, el primer análisis que se realiza es determinar si esta será capaz de resistir los esfuerzos a que será sometido, es decir que no fallará

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

III.4.1. ANALISIS DE DEFORMACION PERMANENTE.

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

III.4.1.A. DETERMINACION DEL ASENTAMIENTO DE LA CORONA.

En la mayoría de los casos la deformación en una presa es el resultado de la acumulación de pequeñas

deformaciones a través de toda la presa durante el tiempo de duración del sismo. En estos casos las deformaciones inducidas por sismos deben ser obtenidas con procedimientos que permitan la integración de deformaciones locales para obtener la deformación total de la presa. Con este propósito ultimamente se han desarrollado métodos sofisticados (ref. 26). Sin embargo considerando las incertidumbres envueltas en las propiedades dinámicas de los suelos y de otras variables no se puede decir que un método más complejo debe dar mejores estimaciones del comportamiento de una presa.

Así, existen varios métodos prácticos para determinar el asentamiento de la corona, entre estos tenemos: el método de Newmark, el método Makdisi-Seed, y el método de Romo-Resendiz.

i) Método de Newmark.

Uno de los métodos de mas corriente uso, y se asume que la masa de suelo deslizante, se comporta como un bloque solido que se desliza a lo largo de una superficie de falla bien definida. Las deformaciones permanentes inducidas por un sismo en un terraplén son calculados a partir de la historia tiempo de la aceleración en la base. Cuando la aceleración en el terreno excede la aceleración de cedencia el deslizamiento comienza a producirse y las deformaciones son calculadas a por doble integración

de la historia tiempo de la aceleración. De acuerdo al método de Newmark el desplazamiento horizontal permanente (D) puede ser obtenido con las siguiente expresión:

$$D = (2V^2 / (k_y \cdot g)) \cdot ((1 - k_y \cdot g) / a_{máx})^2 \quad (3.17)$$

Donde: V; es la velocidad máxima del terreno, $k_y \cdot g$; es la aceleración de cedencia obtenida a partir del análisis de estabilidad, $a_{máx}$; es la aceleración máxima del terreno.

La pérdida de borde libre U (o asentamiento de la corona) esta relacionada al desplazamiento promedio horizontal (D) y puede ser obtenido por la expresión:

$$U = D \cdot \text{tg } \alpha \quad (3.18)$$

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

Se ha determinado a partir de los movimientos disponibles registrados que la relación ($a_{máx}/V$) varia entre 8 y 12 seg^{-1} (ref. 26). Considerando un valor del orden de 10:1 segundos, y sustituyendo los resultados en la ecuación (3.18), se obtiene la siguiente relación para calcular la pérdida de borde libre (U):

$$U = (a_{\max}^2 \cdot 2 \cdot a_{\max} \cdot k_y \cdot g + (k_y \cdot g)^2) / (50 \cdot k_y \cdot g \cdot m) \quad (3.19)$$

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

ii) Método Makdisi-Seed.

Este método es un enfoque alternativo equivalente al método de Newmark. La diferencia consiste en que las excitaciones sísmicas son obtenidas a partir de la respuesta dinámica de una presa usando ya sea la viga de corte o elemento finitos. Ellos presentaron cuadros normalizados resultado de numerosas investigaciones como se muestra en la Figura 31 y 32. El método asume que el suelo se comporta como un cuerpo perfectamente elástico, y la aceleración de cedencia es obtenido a partir de un análisis de estabilidad de taludes.

Para calcular el asentamiento de la corona se usan las Figuras 31 y 32, conjuntamente con la aceleración de cedencia (aceleración con la cual una superficie potencial de desplazamiento alcanza un factor de seguridad igual a uno) calculada a partir de un análisis de estabilidad de la presa. Para ese método tenemos que conocer la aceleración máxima promedio de la masa deslizante ($k_{\max} \cdot g$), la aceleración máxima en la corona ($\ddot{u}_{\max} \cdot g$), la aceleración de cedencia correspondiente a la masa deslizante ($N = k_y \cdot g$). El valor que se busca ($U/k_{\max} \cdot g \cdot T_0$) se obtiene de la Figura 32. Donde U es el desplazamiento, T_0 es el

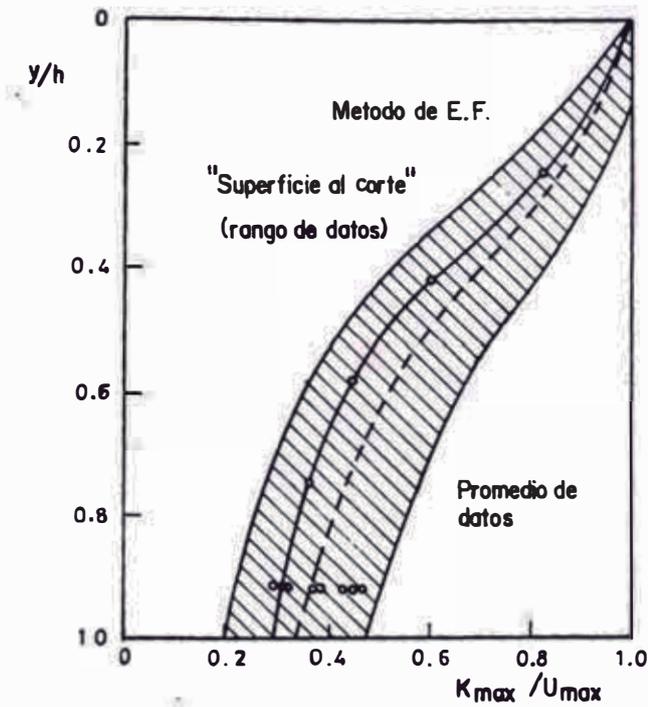


Figura 31.- Variacion de Relacion de la Aceleracion Maxima con la Profundidad de la Masa Deslizamiento (Ref. 24).

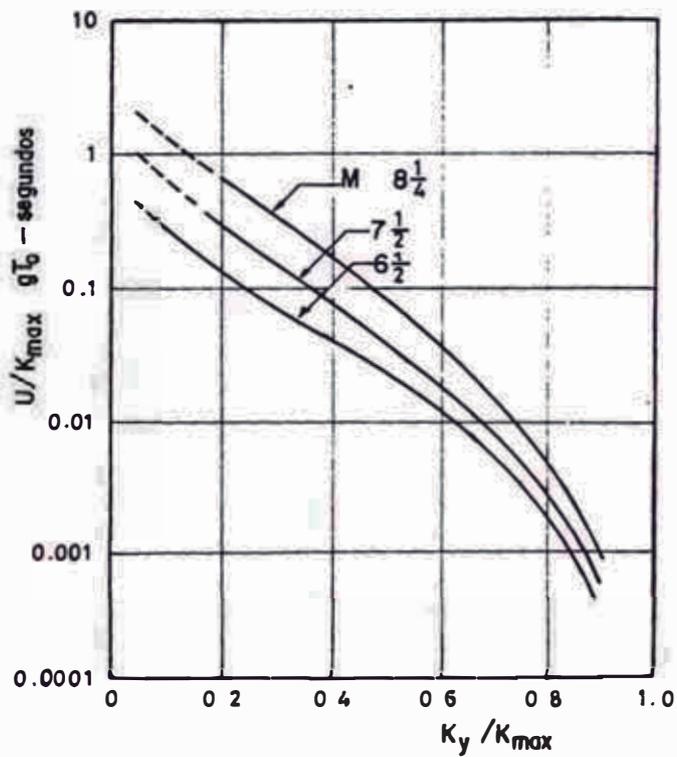


Figura 32.- Variacion de los Desplazamientos Normalizado Promedio con la Aceleracion Limite (Ref. 24).

primer periodo natural del terraplén y g es la aceleración de la gravedad.

iii) Método de Romo-Resendiz.

Este es una herramienta de diseño más simple que los anteriores que toma en cuenta el comportamiento deformación-esfuerzo de los materiales de la presa, la deformación de corte principal de los elementos del suelo que contribuyen a la deformación global del terraplén, y la relación entre una medida de la deformación de corte promedia y la correspondiente deformación del terraplén. El método asume que los principales efectos de carga sísmica consiste en un cambio de la geometría original y una cierta pérdida del borde libre.

Asumiendo que el volumen y ancho de corona no cambian, el asentamiento del terraplén puede ser estimado a partir de la integración de los desplazamientos horizontales producidos, estos desplazamientos son dados por la siguiente expresión (ver Figura 33):

$$\delta/\delta_{máx} = \{1 - \text{Cos}[2\pi(y/H)^{1.85}]\} / [5.5(y/H)^{2.2}] \quad (3.20)$$

donde: $\delta_{máx}$; es el desplazamiento horizontal máximo, y es la distancia vertical a partir del terreno natural, H es la altura de la presa.

Basado en la ecuación de arriba, el asentamiento de la corona (U) es obtenido por la siguiente expresión:

$$U/H^2 = [1/(B+b)](\delta_{máx}/H)_u + (\delta_{máx}/H)_d \quad (3.21)$$

Donde: B es el ancho de la presa en el nivel del terreno, b es el ancho de la corona, "u" denota aguas arriba, y "d" denota aguas abajo.

La relación $\delta_{máx}/H$ es obtenida de la ecuación:

$$\delta_{máx}/H = [1/93(F-1)] - [1/535(F-1)^2] + [1/9310(F-1)^3] \quad (3.22)$$

Donde: F es el factor de seguridad usando un análisis de estabilidad de taludes pseudo estático con parámetros de resistencia C.U..

Si la superficie de falla es superficial los parámetros geométricos son redefinidos como se muestra en la Figura 34.

iv) Método de Jansen.

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

$$U = W_1 \cdot (M/10) W_2 (K_m - K_y) / (k_y) \cdot 5 \quad (3.23)$$

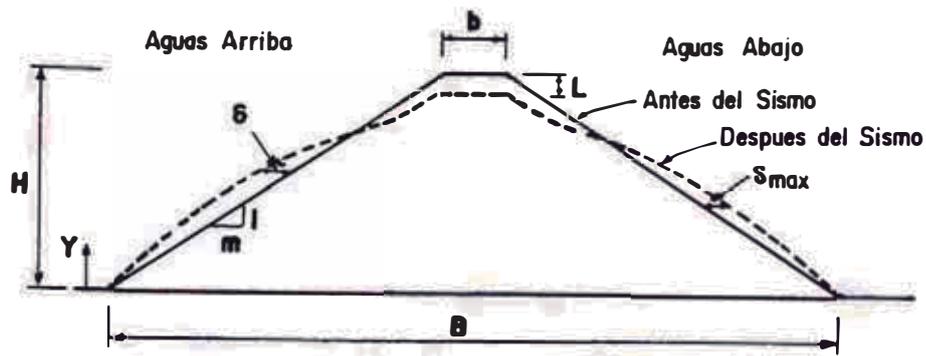


Figura 33.- Pérdida del Borde Libre Debido a las Deformaciones del Terraplen, (Ref.24).

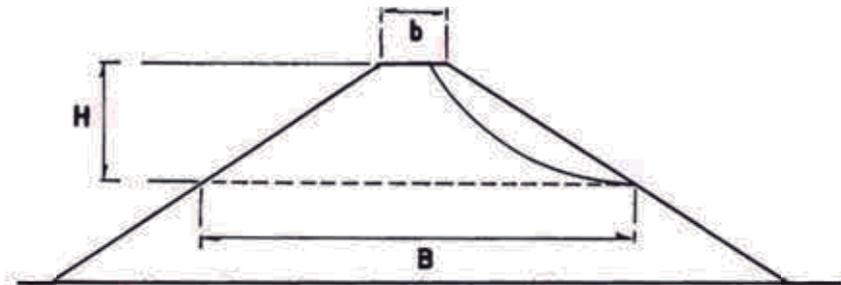


Figura 34.- Parámetros Geométricos del Terraplén para Superficies de Falla Superficiales, (Ref. 24).

donde: U es el asentamiento total en metros, M es la magnitud del terremoto, K_m es el coeficiente sísmico máximo en la corona o cerca a ella, k_y el coeficiente sísmico de cedencia de la masa de deslizamiento potencial que resulto en un factor pseudo-estático de seguridad de uno, W_1 y W_2 : son coeficientes empíricos, que pueden tomar los valores de 5.8 y 8 respectivamente.

III.4.1.B. ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES.

Para analizar la estabilidad de un talud, una de las teorías empleadas es la de equilibrio límite, el cual supone que los materiales se encuentran en el equilibrio límite en toda la superficie supuesta de falla, es decir el esfuerzo cortante (s) cumple con la relación siguiente (ref. 16, 26, 27):

$$s = s_f / F \quad (3.24)$$

donde: s_f es la resistencia al esfuerzo cortante del material, y F es el factor de seguridad.

El factor de seguridad es calculado como:

$$F = \frac{\text{Fuerzas cortantes resistentes del suelo}}{\text{Fuerzas cortantes actuantes}} \quad (3.25)$$

Las hipótesis que asume esta teoría son:

1).- La porción de suelo analizada está formada por zonas de suelo uniformes, cada una con propiedades constantes.

2).- Cada porción de suelo tiene una resistencia al esfuerzo cortante (en términos de esfuerzo efectivo) representado por la ecuación:

$$s_f = (\sigma_n - u) \tan \phi' + c \quad (3.26)$$

donde: c es la cohesión aparente, ϕ' ángulo de fricción interna efectivo, σ_n esfuerzo normal total.

u presión intersticial.

Tendremos que el esfuerzo cortante movilizado, definido por el factor de seguridad es igual a:

$$s = (\sigma_n - u) \tan \phi' / F + C' / F \quad (3.28)$$

3).- Los esfuerzos cortantes no actúan en el plano de la sección por lo tanto se trata de un problema bidimensional.

4).- El factor de seguridad (F) es igual y constante a lo largo de la superficie total de corte, lo que significa que un valor promedio pesado de F es obtenido.

Entre los métodos que utiliza la teoría de equilibrio límite y que consideran los esfuerzos dinámicos inducidos por un sismo de forma pseudo-estática y además dividen a la masa deslizante en varias dovelas tenemos: a) los métodos aproximados (para ϕ pequeños o cero) como son el método ordinario de dovelas, b) Métodos intermedios (usados para fines de diseño) como es el método de Bishop simplificado, método de Taylor-Lowe, etc., y (c) Métodos rigurosos como el método de Morgenstern and Price, método de Jambú, método de Spencer, y método de Sarma.

Para el presente trabajo se desarrollarán los métodos de Sarma y Bishop simplificado para efectuar el análisis de estabilidad de taludes, debido a que el primero es un método riguroso que se puede utilizar para cualquier forma

de superficie de falla desde circulares hasta planas, y el segundo método como un método de comprobación de los taludes de diseño, asumiendo radios grandes que asemejen a superficies de falla planas.

i) El método de Sarma.

Este método se basa fundamentalmente en calcular la aceleración sísmica horizontal (k) para un factor de seguridad (F) dado. Con tres pares de estos valores podremos trazar un gráfico similar al de la Figura 35.

Para determinar las ecuaciones básicas se utilizan dos hipótesis:

Primera Hipótesis.- Se asume que las dovelas tiene un ancho lo suficientemente pequeño que nos permita afirmar que la fuerza normal N_1 actúa en el centro de la base de la i ésima dovela, es decir:

$$l_1 = b_1/2 \quad (3.29a)$$

A partir del diagrama de cuerpo libre de la masa deslizante y de la i ésima dovela (Figuras 36 y 37):

$$N_1 = N'_1 + U_1 \quad (3.29b)$$

$$E_1 = E'_1 + P_{w1} \quad (3.29c)$$

$$E_{1+1} = E'_{1+1} + P_{w1+1} \quad (3.29d)$$

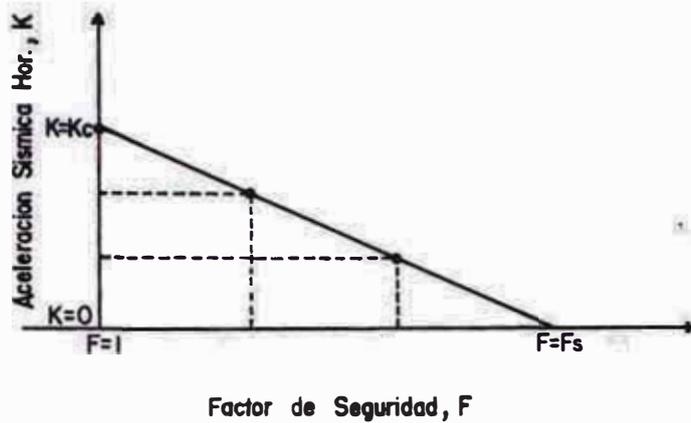


Figura 35.- Gráfico Factor de Seguridad vs. Aceleración Sísmica Horizontal Obtenido por el Método de Sarma.

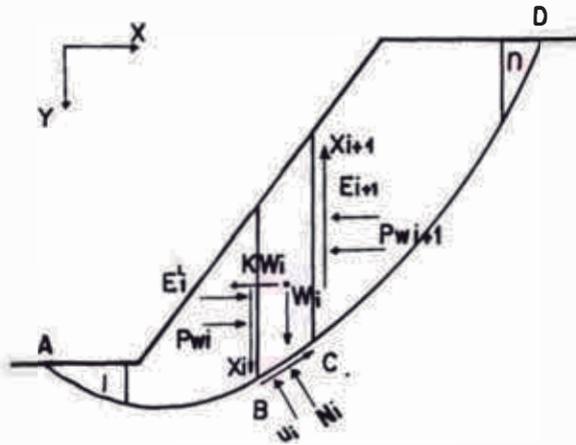


Figura 36.- Diagrama de Cuerpo Libre de la Masa Deslizante.

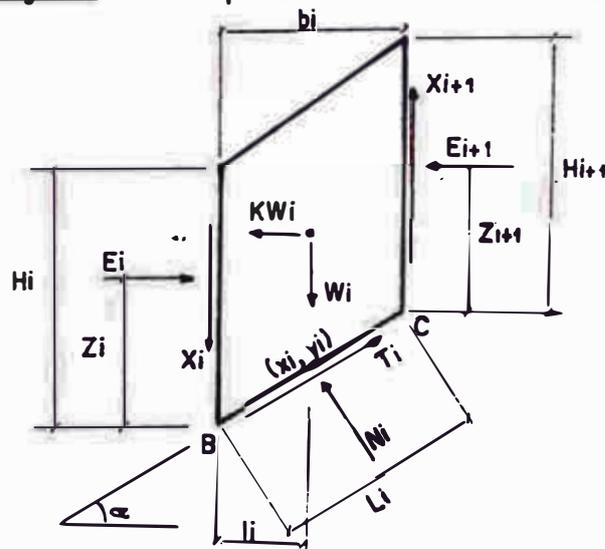


Figura 37.- Diagrama de Cuerpo Libre de la iesima Dovela.

$$DX_1 = X_{1+1} - X_1 \quad (3.29e)$$

$$DE_1 = E_{1+1} - E_1 \quad (3.29f)$$

$$L_1 = b_1 \text{Sec} \alpha_1 \quad (3.29g)$$

$$l_1 = b_1/2 \quad (3.29h)$$

Cuando no existen fuerzas externas sobre el talud:

$$\sum DE_1 = 0 \quad (3.30.a)$$

$$\sum DX_1 = 0 \quad (3.30.b)$$

a) Por equilibrio de fuerzas en la i -ésima dovela, se cumple:

$$N_1 \text{Cos} \alpha_1 + T_1 \text{Sen} \alpha_1 = W_1 - DX_1 \quad (3.31)$$

$$T_1 \text{Cos} \alpha_1 + N_1 \text{Sen} \alpha_1 = KW_1 - DE_1 \quad (3.32)$$

Considerando que el material que forma el talud sigue Ley de falla Mohr-Coulomb, con esfuerzos efectivos:

$$F = (N'_1 \tan \phi'_1 + C'_1 L_1) / T_1$$

$$T_1 = N'_1 \tan \phi'_1 / F + C'_1 L_1 / F$$

$$T_1 = (N_1 - u_1) \tan \Omega'_1 + C_{p1} L_1 \quad (3.33)$$

donde:

$$\tan \Omega'_1 = \tan \phi'_1 / F, \quad C_{p1} = C'_1 / F \quad (3.33a)$$

Reemplazando (3.33) en (3.31):

$$N_1 \cos \alpha_1 + (N_1 - u_1) \tan \Omega'_1 + C p_1 L_1 \sin \alpha_1 = W_1 - DX_1 \quad (3.34)$$

Por algebra y semejanza trigonométrica:

$$W_1 = (-C p_1 \tan \alpha_1 + W_1 + u_1 \sin \alpha_1 \tan \Omega'_1) \cdot \cos \Omega'_1 \sec(\Omega'_1 - \alpha_1) - DX_1 \cos \Omega'_1 \sec(\Omega'_1 - \alpha_1)$$

Despejando N_1 de la ecuación (3.33) y reemplazandola en la ecuación (3.31):

$$(T_1 + u_1 \tan \Omega'_1 - C p_1 L_1) \cos \alpha_1 / \tan \Omega'_1 + T_1 \sin \alpha_1 = W_1 - DX_1$$

Por algebra y semejanza trigonométrica:

$$T_1 = (C p_1 L_1 + (W_1 - u_1 \cos \alpha_1) \tan \Omega'_1) \cdot \cos \Omega'_1 \sec(\Omega'_1 - \alpha_1) - DX_1 \sin \Omega'_1 \sec(\Omega'_1 - \alpha_1) \quad (3.35)$$

Reemplazando las ecuaciones (3.34) y (3.35) en la ecuación (3.32):

$$DX_1 \tan(\Omega'_1 - \alpha_1) + DE_1 = W_1 \tan(\Omega'_1 - \alpha_1) + (C p_1 L_1 \cos \Omega'_1 - u_1 \sin \Omega'_1) \cdot \sec(\Omega'_1 - \alpha_1) - K W_1 \quad (3.36)$$

Considerando el equilibrio de toda la masa deslizante compuesta por n dovelas:

$$\Sigma DX_1 \tan(\Omega'_1 - \alpha_1) + DE_1 = \Sigma D_1 - K \Sigma W_1 \quad (3.37)$$

como $\Sigma DE_1 = 0$ (no hay fuerzas externas), entonces:

$$\Sigma DX_i \tan(\Omega'_i - \alpha_i) = \Sigma D_i - K \Sigma W_i \quad (3.38)$$

donde:

$$D_i = W_i \tan(\Omega'_i - \alpha_i) + (C_p L_i \cos \Omega'_i - u_i \sin \Omega'_i) \cdot \sec(\Omega'_i - \alpha_i) \quad (3.39)$$

Según la definición de Bishop y Morgenstern (1960) $u_i = R_{ui} W_i \sec \alpha_i$; donde: R_{ui} es el cociente entre la presión de poros y la componente del peso en la dirección de la presión de poros.

Por trigonometría:

$$\tan(\Omega'_i - \alpha_i) = -\tan \alpha_i + \left[\frac{\sec^2 \alpha_i}{1 + (\tan \alpha_i \tan \phi'_i)/F} \right] \cdot (\tan \phi'_i / F)$$

Reemplazando en la ecuación (3.39):

$$D_i = -W_i \tan \alpha_i + \left[\frac{1}{F} \right] [C_p L_i + W_i (1 - R_{ui}) \tan \phi'_i] \cdot \left[\frac{\sec^2 \alpha_i}{1 + (\tan \alpha_i \tan \phi'_i)/F} \right] \quad (3.40)$$

b) Por momentos de toda la masa deslizante alrededor del centro de gravedad de esta, obtenemos: los suma de los momentos generados por W_i y KW_i es cero, y además las fuerzas internas en las dovelas (E_i y X_i) no producen momento neto alguno, obteniéndose al final:

$$\Sigma (T_i \cos \alpha_i - N_i \sin \alpha_i) (y_g - y_i) + \Sigma (N_i \cos \alpha_i + T_i \sin \alpha_i) (x_g - x_i) = 0 \quad (3.41)$$

Reemplazando las ecuaciones (3.31) y (3.32) en la

ecuación (3.41):

$$\Sigma(W_1 - DX_1)(x_g - x_1) = \Sigma(KW_1 - DE_1)(y_1 - y_g) \quad (3.42)$$

Reemplazando la ecuación (3.38) en la ecuación (3.42), tenemos:

$$\begin{aligned} \Sigma(W_1 - DX_1)(x_g - x_1) &= \Sigma(D_1 - DX_1 \tan(\Omega'_{1} - \alpha_1))(y_1 - y_g), \text{ ó} \\ \Sigma DX_1 [\tan(\Omega'_{1} - \alpha_1)(y_1 - y_g) + (x_1 - x_g)] &= \Sigma W_1(x_1 - x_g) + \\ &\Sigma D_1(y_1 - y_g) \end{aligned} \quad (3.43)$$

Como vemos, de la aplicación de esta primera hipótesis y de las ecuaciones de equilibrio encontramos las ecuaciones (3.38) y (3.43), a partir de la cual podemos encontrar una serie de valores para fuerzas X, las cuales deben satisfacer las ecuaciones (3.30.b) y (3.43). La aceleración sísmica puede ser calculada usando la ecuación (3.38).

Segunda Hipótesis.- Se considera que existe una función conocida Q_1 , la cual es directamente proporcional a las fuerzas X_1 , de tal forma que podemos considerar:

$$X_1 = \Gamma Q_1 \quad (3.44a)$$

Siendo Γ la incognita, a resolver. Se cumple que:

$$\Sigma DX_1 = \Sigma DQ_1 = 0 \quad (3.44b)$$

A partir de la ecuación (3.44a), podemos afirmar:

$$DX_1 = \Gamma(Q_{1+1} - Q_1) \quad (3.45)$$

$$DX_1 = \Gamma P_1 \quad (3.46)$$

Reemplazando la ecuación (3.37) en la ecuación (3.43), tenemos:

$$\Gamma \Sigma P_1 \tan(\Omega'_1 - \alpha_1) + K \Sigma W_1 = \Sigma D_1 \quad (3.47)$$

$$\Sigma P_1 [\tan(\Omega'_1 - \alpha_1)(y_1 - y_g) + (x_1 - x_g)] = \Sigma W_1(x_1 - x_g) + \Sigma D_1(y_1 - y_g) \quad (3.48)$$

Las magnitudes de las fuerzas X_1 se calculan desarrollando la ecuación 3.48. Como P_1 es la diferencia de Q_1 y Q_{1+1} , se considera su valor conocido, y resolviendo simultáneamente las ecuaciones (3.47) y (3.48) obtendremos los valores de Γ y K . De donde se resuelve que:

$$\Gamma = S_2/S_3 \quad (3.49)$$

$$K = (S_1 - \Gamma S_4)/\Sigma W_1 \quad (3.50)$$

donde:

$$S_1 = \Sigma D_1 \quad (3.51)$$

$$S_2 = \Sigma W_1(x_1 - x_g) + \Sigma D_1(y_1 - y_g) \quad (3.52)$$

$$S_3 = \Sigma P_1 [\tan(\Omega'_1 - \alpha_1)(y_1 - y_g) + (x_1 - x_g)] \quad (3.53)$$

$$S_4 = \Sigma P_1 \tan(\Omega'_1 - \alpha_1) \quad (3.54)$$

El valor K nos dará la aceleración sísmica correspondiente al factor de seguridad asumida como una fracción de la gravedad, y el valor de Γ nos indicará la variación de las fuerzas X a través de la i -ésima dovela y nos permitirá encontrar los valores de las fuerzas X_i . Usando las ecuaciones 3.38 y 3.46 y las condiciones iniciales $X_1 = 0$ y $E_1 = 0$, podemos calcular los valores de las fuerzas X y E respectivamente.

Los factores de seguridad local en cada sección de las dovelas se hallan usando la expresión siguiente:

$$F_{1i} = [(E_i - P_{w1})\tan\phi'_i + C'_i H_i] / X_i \quad (3.55)$$

El punto de aplicación de las fuerzas E_i (Z_i) se obtendrá usando la ecuación siguiente:

$$Z_{i+1} = [E_i Z_i - 0.5b_i \tan\alpha_i (E_i + E_{i+1}) - 0.5b_i (X_i + X_{i+1})] / E_{i+1} - [.25KW_i (H_i + H_{i+1})] / E_{i+1} \quad (3.56)$$

teniendo como condición inicial: $Z_1 = 0$.

El Dr. Sarma dedujo expresiones para la función Q , tanto para secciones verticales con suelo homogéneo, así como para suelos heterogéneos.

Para suelos Homogéneos (Figura 38), tenemos la

siguiente expresión:

$$Q_1 = [(k'_1 - R_{u1})\tau_1 H^2 \tan\phi'_1/2 + C'_1 H_1] \quad (3.57)$$

donde:

$$k'_1 = \frac{\{1 - \text{Sen}B_1[(1 - R_{u1})W \text{Sen}\phi'_1 + 4c'_1 \text{Cos}\phi'_1/\tau_1 H_1]\}}{[1 + \text{Sen}\phi'_1 \text{Sen}B_1]} \quad (3.58)$$

$$B_1 = 2\alpha'_1 - \phi'_1 \quad (3.59)$$

$$R_{u1} = 2F_{w1}/\tau_1 H^2 \quad (3.60)$$

donde: α_1 es el ángulo que hace la tangente a la superficie de falla con respecto a la horizontal en el punto de intercepción con la i ésima sección (Figura 37).

La constante f_1 viene a ser un número a ser seleccionado, usualmente se toma como 1, y representa el recíproco del factor de seguridad local, F_{l1} . Las ecuaciones 3.57, 3.58, 3.59 y 3.60 se utilizan en los casos en que en una sección la presión intersticial y el suelo son homogéneos.

Para suelos heterogéneos (Figura 39), tenemos las siguientes expresiones:

$$Q_1 = [(k'_{p1} - R_{pu1})\tau_{p1} H^2 \tan\phi'_{p1}/2 + C'_{p1} H_1] \quad (3.61)$$

donde:

$$k'_{p1} = \frac{\{1 - \text{Sen}B_1[(1 - R_{pu1})W \text{Sen}\phi'_1 + 4c'_{p1} \text{Cos}\phi'_1/\tau_{p1} H_1]\}}{[1 + \text{Sen}\phi'_1 \text{Sen}B_1]} \quad (3.62)$$

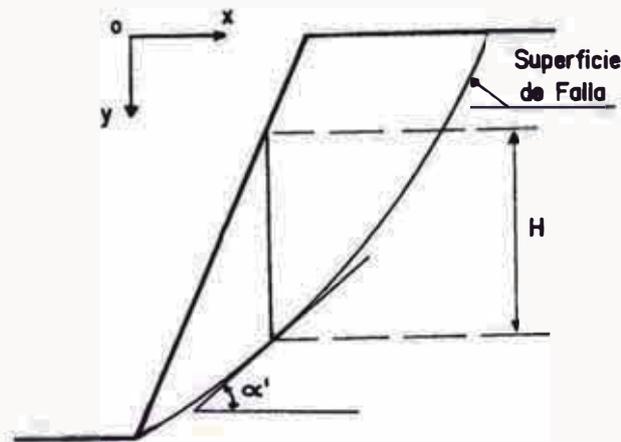


Figura 38.- Talud Homogéneo.

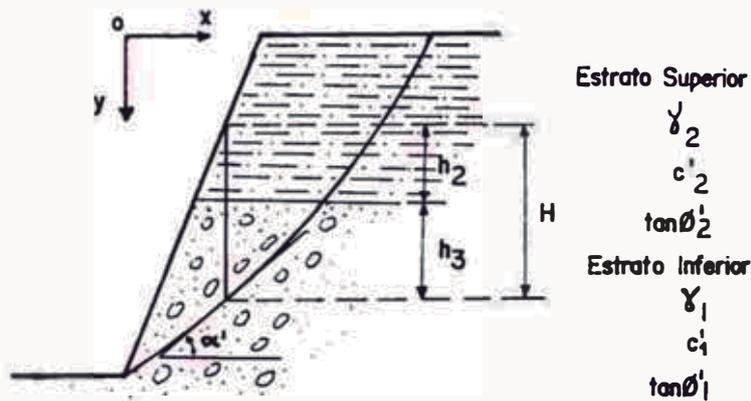


Figura 39.- Talud Heterogéneo.

$$\tau_{p1} = \Sigma \tau h / H_i \quad (3.63)$$

$$C_{p1} = \Sigma C' h / H_i \quad (3.64)$$

$$\tan \phi'_{p1} = \Sigma h \tan \phi' / H_i \quad (3.65)$$

Consideraciones a tener en cuenta para el uso del Método del Dr. Sarma.

La solución del problema dependerá de los valores que tome la función Q, por lo que debemos buscar valores apropiados de la función Q que nos den respuestas

aceptables, y esto se logra mediante un razonamiento físico.

Una solución será aceptable cuando:

- 1).- La posición de la línea de empuje se encuentre dentro de un margen aceptable, es decir $0 \leq Z_1/H_1 \leq 1$.
- 2).- Un Γ negativo, significa que los sentidos de las fuerzas X_1 asumidos en la Figura 37 son incorrectos.
- 3).- $N'_1 = N_1 - u_1$, sea positivo.
- 4).- El factor de seguridad local en cada sección vertical sea mayor o igual a uno, $F_{l1} \geq 1.0$.

Manera de usar el Método del Dr. Sarma.

Lo que el método hace es hallar una aceleración sísmica horizontal K para un factor de seguridad dado. Para ello debemos usar las ecuaciones (3.47) y (3.48) deducidas anteriormente.

Como nuestro análisis es bidimensional, trabajamos con un sistema de ejes referenciales XY , donde se ubica la sección transversal del terraplén (cuyas propiedades y parámetros se conocen) en estudio. Se traza una superficie de falla, para luego determinar la aceleración sísmica horizontal K , para un factor de seguridad F dado, de la siguiente manera:

- 1).- Usando un método apropiado se encuentra el centro de gravedad de la masa deslizante, (x_g, y_g) .
- 2).- Trazamos las secciones verticales necesarias para formar las dovelas de un ancho lo

suficientemente pequeño que satisfagan la primera hipótesis del método de Sarma. Seguidamente procedemos a calcular la forma de distribución de la fuerza X por medio de las ecuaciones (3.61) y (3.62) (si se trata de una sección vertical formada de diferentes tipos de suelos) en caso contrario usar las ecuaciones (3.57) y (3.58).

Para desarrollar el método de Sarma asumiremos que se trata de secciones verticales con diferentes suelos; así de la ecuación (3.62):

$$k'_{p1} = \frac{\{1 - \text{Sen}\phi'_1[(1 - 2R_{pu1})W\text{Sen}\phi'_1 + 4c'_1\text{Cos}\phi'_1/\tau_p H_1]\}}{[1 + \text{Sen}\phi'_1\text{Sen}B_1]}$$

Haciendo:

$$A_{11} = \text{Sen}\phi'_1\text{Sen}B_1 \quad (3.66)$$

$$A_{21} = \text{Cos}\phi'_1\text{Sen}B_1 \quad (3.67)$$

$$A_{31} = 4c'_1/\tau_p H_1 \quad (3.68)$$

$$A_{41} = A_{11}(1 - 2R_{pu1}) \quad (3.69)$$

$$A_{51} = A_{21} * A_{31} \quad (3.70)$$

Tendremos:

$$k'_{p1} = 1 - A_{41} - A_{51}/(1 + A_{11}) \quad (3.71)$$

De la ecuación (3.61):

$$Q_1 = [(k'_{p1} - R_{pu1})\tau_{p1}H^2 \tan\phi'_{p1}/2 + c'_{p1}H_1]$$

Haciendo:

$$A_{51} = (k'_{p1} - R_{pu1})\tau_{p1}H^2 \tan\phi'_{p1}/2 \quad (3.72)$$

$$Q_1 = A_1 + C'_{p1}H_1 \quad (3.73)$$

Con estas simplificaciones calculamos los valores de la función Q, para las diferentes secciones elegidas.

3).- Procedemos a calcular los valores de Γ y K, para un factor de seguridad (F) dado, resolviendo las ecuaciones (3.47) y (3.48). Estas ecuaciones a resolver son:

$$\Gamma \Sigma P_1 \tan(\Omega'_1 - \alpha_1) + K \Sigma W_1 = \Sigma D_1 \quad (3.47)$$

$$\Sigma P_1 [\tan(\Omega'_1 - \alpha_1)(y_1 - y_g) + (x_1 - x_g)] = \Sigma W_1(x_1 - x_g) + \Sigma D_1(y_1 - y_g) \quad (3.48)$$

Donde:

$$P_1 = Q_{1+1} - Q_1$$

$$D_1 = -W_1 \tan \alpha_1 + [1/F][C_{p1}b_1 + W_1(1 - R_{u1}) \tan \phi'_1] \cdot [\sec^2 \alpha_1 / (1 + (\tan \alpha_1 \tan \phi'_1) / F)] \quad (3.40)$$

Resolviendo las ecuaciones (3.47) y (3.38), obtenemos:

$$\Gamma = S_2 / S_3 \quad (3.49)$$

$$K = (S_1 - \Gamma S_4) / \Sigma W_1 \quad (3.50)$$

donde:

$$S_1 = \Sigma D_1 \quad (3.51)$$

$$S_2 = \Sigma W_1(x_1 - x_g) + \Sigma D_1(y_1 - y_g) \quad (3.52)$$

$$S_3 = \Sigma P_1 [\tan(\Omega'_1 - \alpha_1)(y_1 - y_g) + (x_1 - x_g)] \quad (3.53)$$

$$S_4 = \Sigma P_1 \tan(\Omega'_1 - \alpha_1) \quad (3.54)$$

Para resolver las ecuaciones (3.47) y (3.48), haremos algunas simplificaciones para facilitar los calculos:

$$B_{11} = W_1 \tan \alpha_1 \quad (3.74)$$

$$B_{21} = W_1(1-Ru_1) \tan \alpha_1 \quad (3.75)$$

$$B_{31} = W_1(1-Ru_1) \tan \alpha_1 + C_p b_1$$

$$B_{31} = B_{21} + C_p b_1 \quad (3.76)$$

$$B_{41} = W_1(x_1 - x_g) \quad (3.77)$$

$$n = [\text{Sec}^2 \alpha_1 / (1 + (\tan \alpha_1 \tan \phi'_1) / F)] \quad (3.78)$$

$$B_{51} = [1/F][C_p b_1 + W_1(1-Ru_1) \tan \phi'_1].$$

$$[\text{Sec}^2 \alpha_1 / (1 + (\tan \alpha_1 \tan \phi'_1) / F)]$$

$$B_{51} = B_{31} * n / F \quad (3.79)$$

$$D_1 = -W_1 \tan \alpha_1 + [1/F][C_p b_1 + W_1(1-Ru_1) * \tan \phi'_1]. [\text{Sec}^2 \alpha_1 / (1 + (\tan \alpha_1 \tan \phi'_1) / F)]$$

$$(3.11)$$

$$D_1 = B_{51} - B_{11} \quad (3.80)$$

$$S_1 = \Sigma D_1 \quad (3.81)$$

$$\Omega'_1 = \text{arc tan}(\tan \phi'_1 / F) \quad (3.82)$$

$$B_{e1} = \tan(\Omega'_1 - \alpha'_1) \quad (3.83)$$

$$G_1 = P_1 \tan(\Omega'_1 - \alpha'_1)$$

$$G_1 = P_1 B_{e1} \quad (3.84)$$

$$S_4 = \Sigma P_1 \tan(\Omega'_1 - \alpha'_1)$$

$$S_4 = \Sigma G_1 \quad (3.85)$$

$$B_{71} = D_1(y_1 - y_g) \quad (3.86)$$

$$J_1 = W_1(x_1 - x_g) + D_1(y_1 - y_g)$$

$$J_1 = B_{41} + B_{71} \quad (3.87)$$

$$S_2 = \Sigma W_1(x_1 - x_g) + \Sigma D_1(y_1 - y_g)$$

$$S_2 = \Sigma J_1 \quad (3.88)$$

$$B_{\theta 1} = (y_1 - y_E) \tan(\Omega'_1 - \alpha'_1)$$

$$B_{\theta 1} = B_{\theta 1}(y_1 - y_E) \quad (3.89)$$

$$B_{\theta 1} = (y_1 - y_E) \tan(\Omega'_1 - \alpha'_1) + (x_1 - x_E)$$

$$B_{\theta 1} = B_{\theta 1} + (x_1 - x_E) \quad (3.90)$$

$$M_1 = P_1[(y_1 - y_E) \tan(\Omega'_1 - \alpha'_1) + (x_1 - x_E)]$$

$$M_1 = P_1 B_{\theta 1} \quad (3.91)$$

$$S_3 = \sum P_1[(y_1 - y_E) \tan(\Omega'_1 - \alpha'_1) + (x_1 - x_E)]$$

$$S_3 = \sum M_1 \quad (3.92)$$

Con estas simplificaciones podemos resolver las ecuaciones (3.47) y (3.48), de una forma sistemática usando cuadros, ya sea manualmente o usando un programa computarizado como se muestra en el apendice B.

ii).- Método de Bishop Modificado.

Es otro método basado en la teoría de equilibrio límite, pero de un nivel intermedio de precisión en el cálculo del factor de seguridad (F). Además las superficies de falla son asumidas circulares.

Supone que las fuerzas X_1 y E_1 son iguales y se anulan en el cálculo. Una superficie de falla estará definida por un arco circular a través del talud (Figura 40) y el diagrama de cuerpo libre de la i -ésima dovela es mostrada en la Figura 41.

El factor de seguridad es definido como la relación entre la sumatoria de los momento de las fuerzas

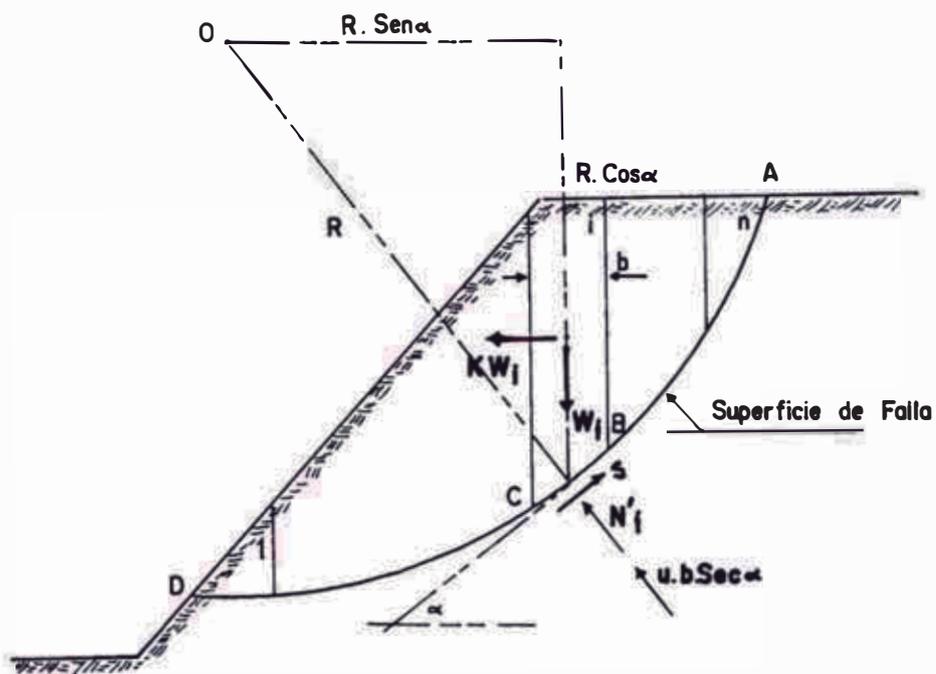


Figura 40.- Superficie de Falla Circular Método Bishop Modificado.

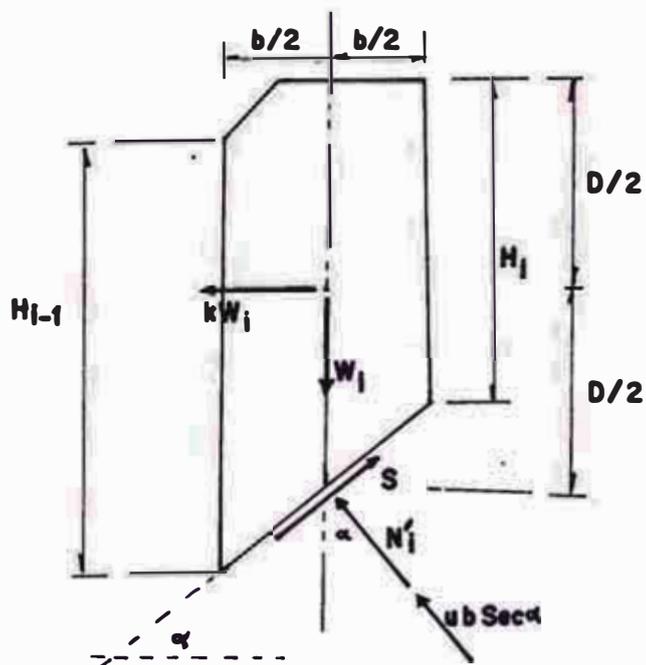


Figura 41.- Diagrama de Cuerpo Libre de la iesima Dovela.

resistentes y sumatoria de los momentos de las fuerzas motoras alrededor del centro O, de la sección circular de falla, mostrada en la figura 40, y es descrito por la ecuación siguiente:

$$F = \frac{\Sigma \text{ momentos de las fuerzas resistentes}}{\Sigma \text{ momentos de las fuerzas motoras}} \quad (3.93)$$

El momento de la fuerzas resistente al corte tangente a la superficie de falla en la iesima dovela (Figura 41) será:

$$Mr_i = (C' \cdot b \cdot \text{Sen} \alpha + N' \cdot \text{TAN} \phi) \cdot R \quad (3.94)$$

El momento de las fuerzas de corte motoras serán generadas por el W_i y la fuerza sísmica inducida kW_i (Figura 41) será:

$$Mm_i = W_i \cdot R \cdot \text{Sen} \alpha + kW_i \cdot (R \cdot \text{Cos} \alpha - D/2) \quad (3.95)$$

Reemplazando las ecuaciones (3.94) y (3.95) en la ecuación (3.93):

$$F = \frac{\Sigma ((C' \cdot b \cdot \text{Sen} \alpha + N' \cdot \text{TAN} \phi) \cdot R)}{\Sigma (W_i \cdot R \cdot \text{Sen} \alpha + kW_i \cdot (R \cdot \text{Cos} \alpha - D/2))} \quad (3.96)$$

Donde: F es el factor de seguridad, C' es la cohesión del suelo (Kg/m m), b es le ancho de la dovela, α es el ángulo que hace la tangente de la superficie de falla en el centro de la dovela con la horizontal, N' fuerza normal efectiva, ϕ ángulo de fricción, W_i peso de la dovela i, y K es el coeficiente sísmico.

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

$$N'_i \cos \alpha = W_i - u \cdot b \cdot \text{Sec} \alpha - (N'_i + C' \cdot b \cdot \text{Sec} \alpha) \cdot \text{Sen} \alpha / F \quad (3.97)$$

Despejando obtenemos:

$$N'_i = \frac{W_i - b \cdot \text{Sec} \alpha \cdot (u \cdot \text{C} \cos \alpha + C' \cdot \text{Sen} \alpha / F)}{\text{C} \cos \alpha + (\text{Tan} \phi \cdot \text{Sen} \alpha) / F} \quad (3.98)$$

Reemplazando la ecuación 3.98 en la ecuación 3.96 y simplificando:

$$F = \frac{\sum ((C' \cdot b + (W_i - u \cdot b) \cdot \text{Tan} \phi)) (\text{Sec} \alpha / (1 + (\text{Tan} \alpha \cdot \text{Tan} \phi) / F))}{\sum (W_i \cdot \text{Sen} \alpha + kW_i \cdot (\text{C} \cos \alpha - D / (2 \cdot R)))} \quad (3.99)$$

Manera de usar el método Bishop Modificado.

El factor de seguridad (F) aparece en ambos lados de la ecuación (3.99), por lo que esta ecuación se debe resolver por aproximaciones sucesivas.

Para resolver la ecuación (3.99) realizaremos las serie simplificaciones:

$$M_i = W_i \cdot \text{Sen} \alpha + kW_i \cdot (\text{C} \cos \alpha - D / (2 \cdot R)) \quad (3.100)$$

$$N_i = C' \cdot b + (W_i - u \cdot b) \cdot \text{Tan} \phi \quad (3.101)$$

Además:

$$F_i = \text{Sec} \alpha / (1 + (\text{Tan} \alpha \cdot \text{Tan} \phi) / F) \quad (3.102)$$

La ecuación (3.102) será variable hasta obtener un valor correcto de factor de seguridad al reemplazar

en la ecuación (3.99). Así reemplazando las ecuaciones (3.100), (3.101) y (3.102) en la ecuación (3.99) tendremos:

$$F = \frac{\sum N_1 \cdot P_1}{\sum M_1} \quad (3.103)$$

Con estas simplificaciones podremos hallar el valor de factor de seguridad (F) de una forma sistemática ya sea usando cuadros en forma manual o usando un programa de computo como se muestra en el apendice B.

III.4.2. ANALISIS DE LICUACION.

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

$$FS_{110} = \tau_R / \tau_A \quad (3.104)$$

Donde:

τ_R es la resistencia de corte en el campo, y

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

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

$$[\tau_R/\sigma'_v]_{\text{campo}} = C_r (D_r/D_{r1ab})[\sigma_d/(2\sigma_{30})]_{1ab} \quad (3.105)$$

$$\tau_R = C_r (D_r/D_{r1ab})[\sigma_d/(2\sigma_{30})]_{1ab} (\sigma'_v) \quad (3.105.a)$$

Donde: C_r es un factor de corrección semiempírico, σ_R es la resistencia al corte en el campo del elemento del suelo, σ'_v es el esfuerzo efectivo actuando sobre el suelo a la profundidad de estudio, D_r Densidad relativa del suelo en el campo, y $(\sigma_d/(2\sigma_{30}))$ relación de esfuerzos hallados en el laboratorio que producen la licuación del suelo en N_{e1} ciclos con una densidad relativa D_{r1ab} .

En las Figuras 42 se presentan resultados de pruebas cíclicas en diferentes suelos en una densidades relativa del suelo igual a 50%.

El factor C_r puede ser estimado, usar la siguiente expresión resultado de un análisis probalístico (ref. 10):

$$C_r = 0.63 + 0.0179 \ln (N_{e1}) \quad 10 \leq N_{e1} \leq 50 \quad (3.106)$$

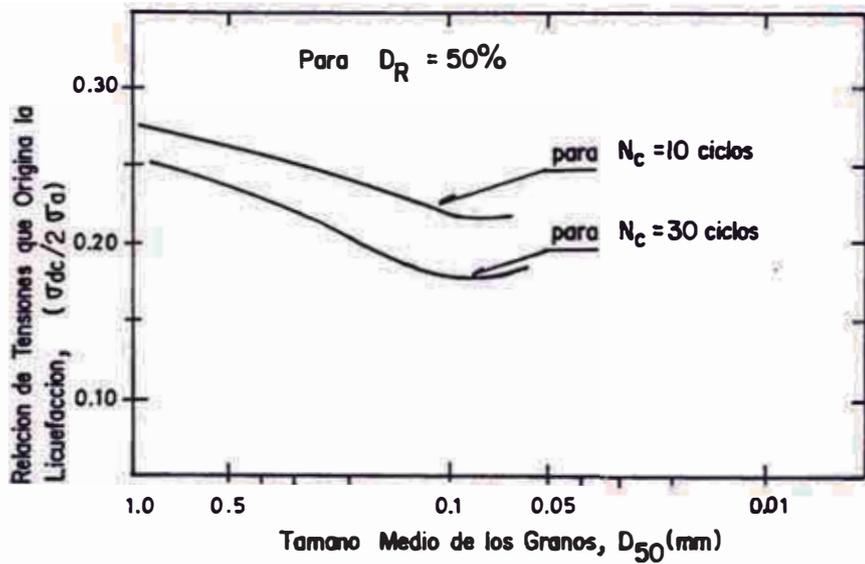


Figura 42.- Condiciones de Tension que Producen la Licuefacción de Arenas.

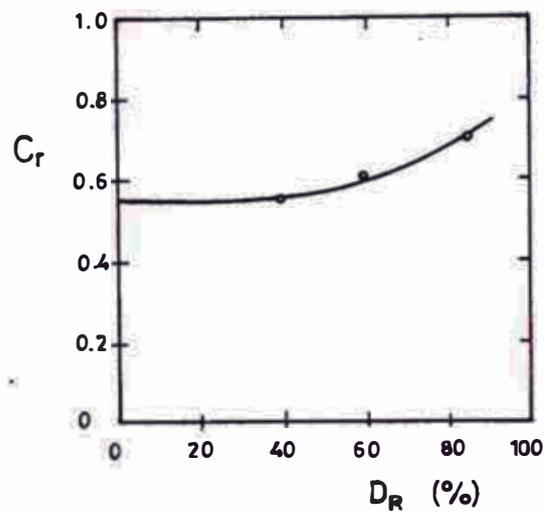


Figura 43.- Relacion Entre C_r y D_R .

Tabla VII.- Valor del Factor C_r en Función de la Densidad Relativa (Figura 43).

D_R	C_r
45	0.56
55	0.58
65	0.61
75	0.65
85	0.70
95	0.78

Podemos usar la Tabla VII presentada por Ortigosa (1976) para determinar el valor del factor C_r .

El próximo paso es la determinación del esfuerzo de corte promedio inducido en el suelo (τ_A debido al terremoto de diseño, con parámetros $a_{máx}$ y N_{eq} . Para esto se usa la relación sugerida por Seed e Idriss (ref.10) siguiente:

$$\tau_A = R r_d (\sigma_v)(a_m/g) \quad (3.107)$$

Donde: R es la relación entre el esfuerzo de corte promedio inducido por el sismo y el esfuerzo de corte máximo en el suelo ($\tau_A/\tau_{máx}$) usualmente tomado como 0.65, r_d es el coeficiente de reducción por profundidad del esfuerzo de corte máximo inducido y varia con la profundidad (Figura 44), σ_v es la presión total a la profundidad h . $a_{máx}$ es la aceleración máxima que se produce en el nivel superior del suelo, y g es la aceleración de la gravedad.

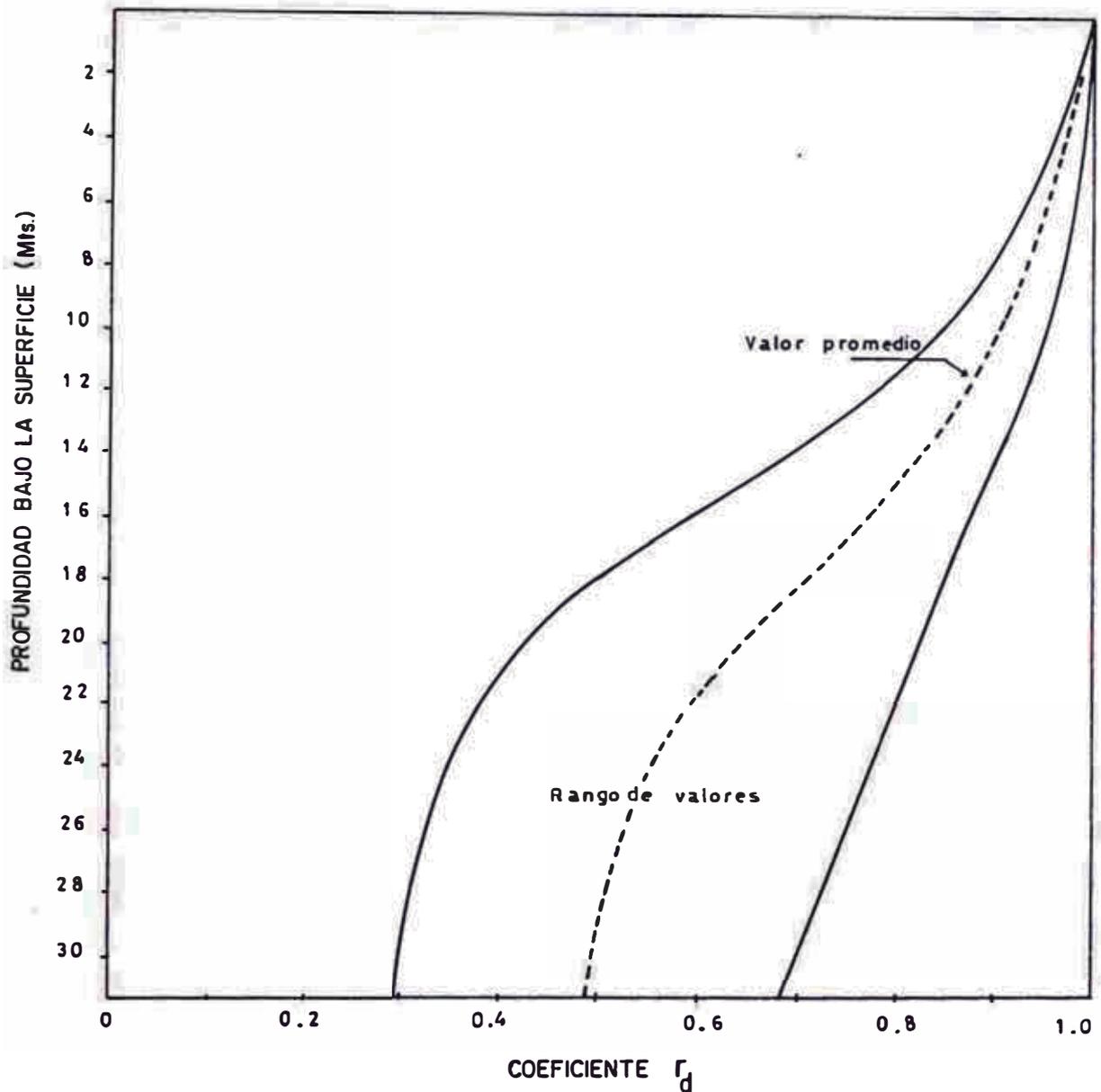


Figura 44.-Valores de r_d vs. Profundidad para Diferentes Perfiles de Suelos. (Ref.10).

Reemplazando las ecuaciones (3.105.a) y (3.107) en la ecuación (3.104) obtenemos que el factor de seguridad contra licuación es:

$$FS_{110} = \frac{C_r (D_r/D_{r1ab}) [\sigma_d / (2\sigma_{30})]_{1ab} (\sigma'_v)}{(\sigma_v)(a_m/g)} \quad (3.108)$$

Ecuación que nos permite calcular el factor de seguridad contra licuación (FS_{110}). Un valor mayor de 1 significa que no se producirá licuación del suelo.

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

III.5. DETERMINACION DEL ESFUERZO RESIDUAL.

El análisis de resistencia residual o de estado firme usa el concepto de una resistencia mínima que alcanza un suelo durante un terremoto junto con los métodos de análisis de equilibrio limite convencional (Ref. 21). Este tipo de análisis es muy conservativo, y si los resultados de estabilidad obtenidos con este análisis son adecuados, entonces ya no es necesario otro análisis adicional.

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

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

1990 aseguran que se puede economizar grandemente si en el diseño se le asigna una resistencia al suelo licuado (Ref. 21).

Los métodos presentados para calcular la resistencia residual están basados principalmente en el método propuesto por Seed en 1987 (Ref. 21), el cual encuentra esta resistencia relacionándola con los valores $(N_1)_{60}$ de la prueba de penetración estandar. El método es ampliamente usado y aceptado fundamentalmente porque este correlaciona datos de campo actuales con las fallas, y además es muy sencillo. El método sin embargo, no reconoce el efecto fundamental del nivel de esfuerzos de confinamiento sobre la resistencia residual.

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

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

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

A partir de resultados de estudios realizados por diferentes investigadores sobre casos históricos presas de

relaves formadas por arenas. se ha propuesto para determinar la resistencia residual (Ref. 21 y 28) que toma en cuenta tanto los valores de la Prueba de Penetración Estandar y esfuerzos de confinamiento la expresión siguiente:

$$S_r = \sigma_{vo} A (N_1)_{eo} \quad (3.109)$$

Donde: A es un constante que varia en el rango de 0.008 hasta 0.026 tendiendo a ser igual a 0.022, σ'_{vo} es el esfuerzo de confinamiento inicial efectivo, y $(N_1)_{eo}$ = número de golpes en la Prueba de Penetración Standad energía corregida en 1 tsf.

CAPITULO IV

METODOLOGIA DE DISEÑO PARA PRESAS DE RELAVES PERUANAS.

La metodología de diseño sísmico que se presenta busca que la presa de contención de un sistema de disposición de relaves sea capaz de resistir las fuerzas dinámicas producidas durante un terremoto de tal manera que no falle o colapse la estructura. Una vez recopilado toda la información básica correspondiente al área de proyecto como es la geología, hidrología, así como la capacidad de almacenamiento en el tiempo de los relaves sobre el área, como un paso inicial del diseño sísmico es la evaluación de la sísmicidad del área del proyecto, para luego de acuerdo al tipo de comportamiento de los materiales de la presas ante las sollicitaciones sísmicas proceder a realizar los análisis siguientes: un análisis de desarrollo de licuación (muy común su ocurrencia en presas de relaves) y de deformación que incluye un análisis de estabilidad de taludes y de deformación permanente.

IV.1. ESTUDIO GENERAL DEL AREA DEL PROYECTO.

La información general del área de proyecto más importante es la geología, hidrología y la capacidad de

almacenamiento en el tiempo de los relaves sobre el área en el tiempo.

IV.1.1. VOLUMEN DE RELAVES.

De acuerdo a la topografía del área escogida para almacenar los relaves, y a la producción diaria de la mina se encontró la Figura 3. Este gráfico nos permite conocer el volumen de relaves que es posible almacenar en el reservorio formado sobre el área a medida que se levanta la corona de la presa en el tiempo. La capacidad de almacenamiento puede representarse como la suma de los relaves que se utilizará en la construcción del terraplén y el volumen que es almacenado (en caso de usar la parte gruesa de los relaves como material de construcción del terraplén).

IV.2. PROGRAMACION DE LAS PRUEBAS DE LABORATORIO SOBRE MUESTRAS DE RELAVES.

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

Las principales características de los relaves que se

usarán en este trabajo son (ref. 10):

En la Figura 4a es mostrado la granulometria de los relaves producidos en el molino; así también como la granulometría de parte más gruesa de los relaves recuperado con centrifugas, y que seran usadas para la construcción de la presa de contención, y la granulometría de la parte fina de los relaves a ser almacenado.

La gravedad específica promedio de los relaves es 2.95, la humedad óptima para la compactación del material del terraplén 10%. Las densidades relativas máximas y mínimas es mostrado en la Figura 45.

La permeabilidad vertical (k_v) es de 8×10^{-3} cm/seg, y la permeabilidad horizontal (k_h) es de 1.4×10^{-2} cm/seg. El ángulo de fricción interna (ϕ) determinado a partir de las pruebas triaxiales se encuentra entre 38° y 41° , pero se elegirá un $\phi=38^\circ$ para el análisis de estabilidad de taludes. Un valor de cero se asigna generalmente para la cohesión del material, aunque una determinada cantidad de cohesión se desarrollará en los relaves depositados cuando desequen debido a la oxidación.

IV.2.1. PRUEBAS CICLICAS.

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

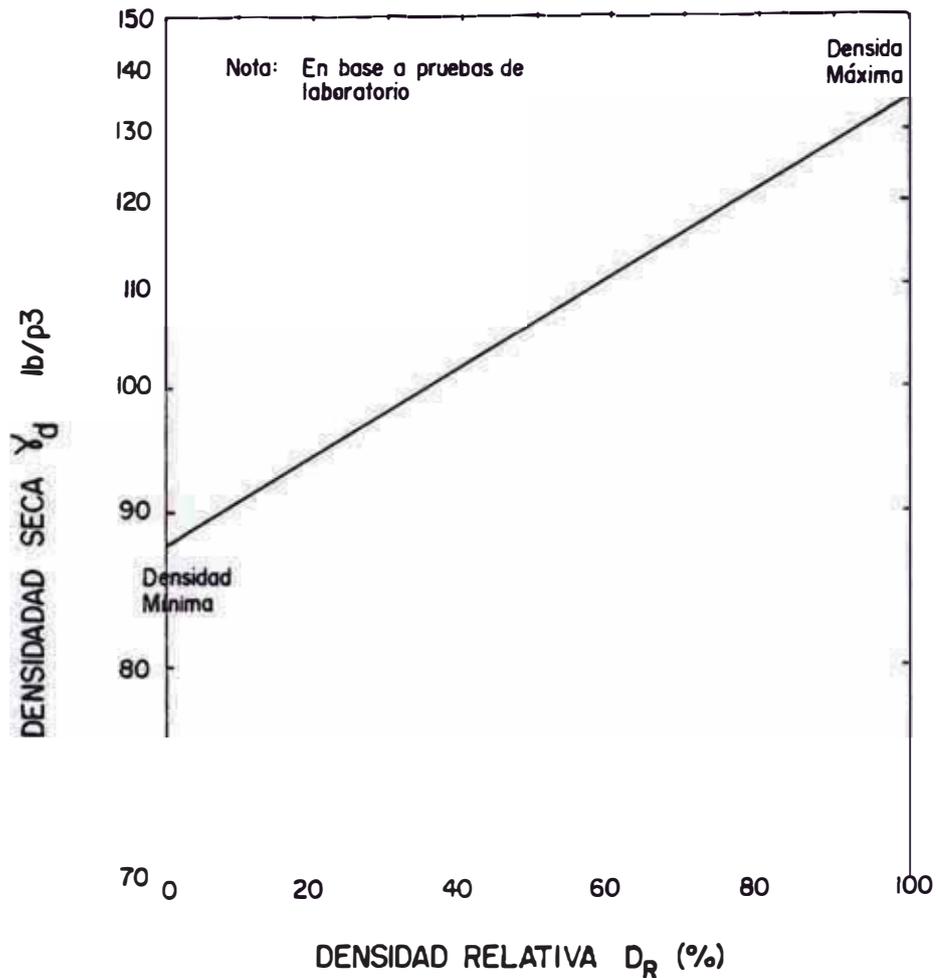


Figura 45.- Densidades Relativas Máxima y Mínima de Muestras de Relaves. (Ref. 10).

pruebas de compresión triaxial con carga cíclica.

Para el presente trabajo, se usará los resultados de varias investigaciones al respecto llevadas sobre suelos arenosos con granulometrías idénticos a los relaves producidos en la industria minera. La granulometría esta representada por el tamaño medio de los granos D_{50} para una densidad relativa D_R del 50% los cuales se presentan en la Figura 42, donde $\sigma_a/2\sigma_{3c}$ es la relación de esfuerzos

cíclicos requeridos para producir la licuación en la muestra en 10 y 30 ciclos, σ_d es el esfuerzo desviador cíclico y σ_{30} es la presión inicial de confinamiento efectivo.

También usaremos los resultados de pruebas cíclicas mostrados en la Figura 46, de pruebas cíclicas preparadas desde $D_r=60\%$ y con esfuerzos iniciales de 1792 Kg/m², y $D_r=80\%$ y un esfuerzo inicial de 1952 Kg/m². El número de ciclos de carga (N_{eq}) que causan la licuación son evaluados solo bajo el 5% de criterio de amplificación de esfuerzos, los cuales son plotados como una función de los esfuerzos cíclicos $\sigma_d/2\sigma_{30}$ requeridos para producir la licuación en la muestra, donde σ_d es el esfuerzo desviador cíclico y σ_{30} es la presión inicial de confinamiento efectivo.

IV.3. ANÁLISIS SISMICO DEL AREA DEL PROYECTO.

Para realizar el análisis sísmico de la presa de relaves proyectada determinaremos un sismo de diseño posible que se produzca en la zona. La determinación de este probable sismo de diseño se puede realizar por cualquiera de los métodos siguientes: por medio de un enfoque determinístico basado en las evidencias geológicas, ó por medio de un enfoque probabilístico en el caso de contarse con información de la sismicidad del lugar. Los parámetros buscados para el diseño sísmico son: la distancia epicentral (R), la magnitud del sismo (M), su intensidad máxima en el

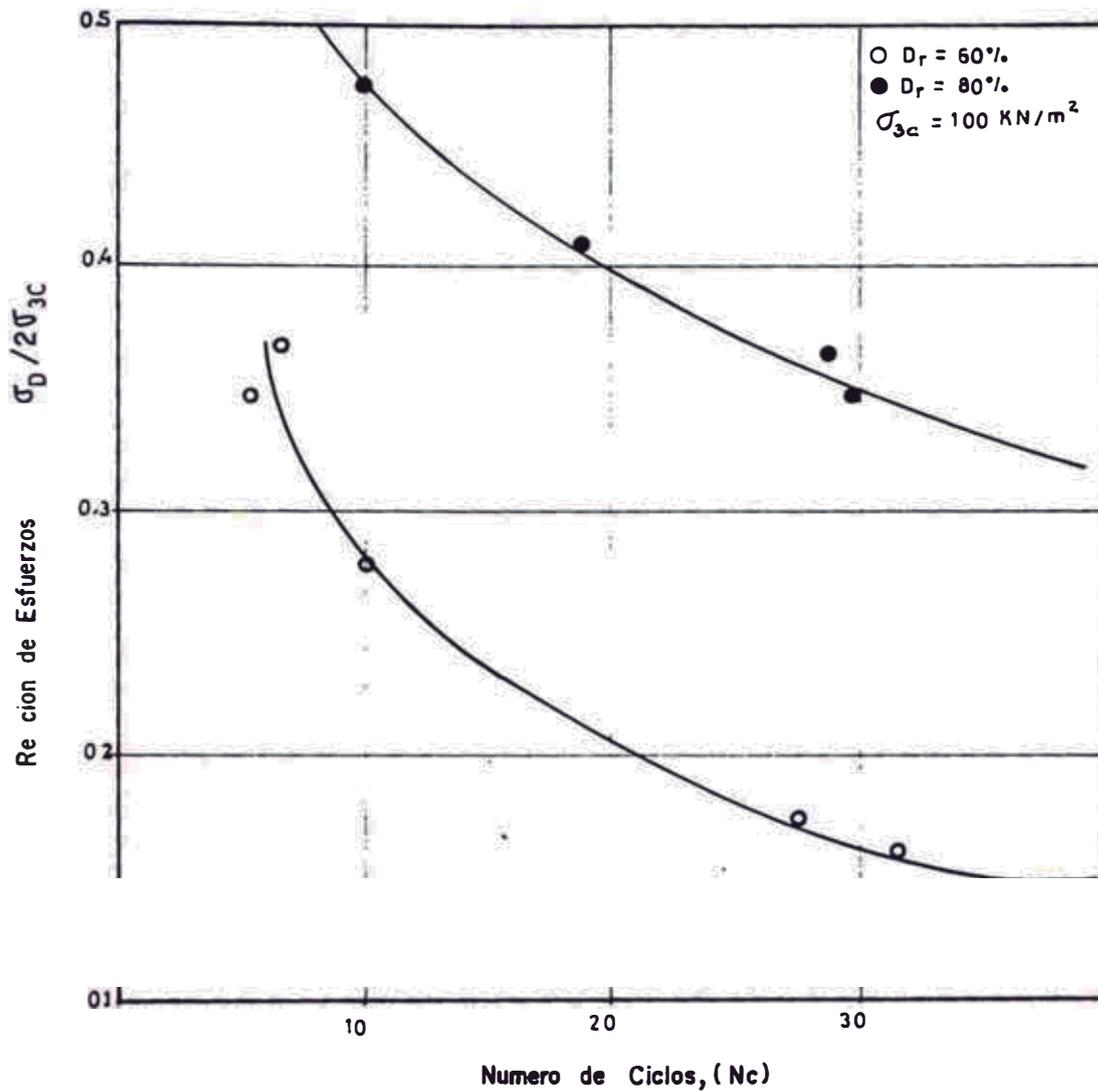


Figura 46.- Propiedades Cíclicas de Relaves (Ref. 10).

área (I_e), su duración expresado como un número de ciclos equivalentes promedio N_{eq} , y la aceleración horizontal máxima en el área.

En el Perú las zonas mineras se encuentran generalmente alejadas de las ciudades en lugares remotos, y no cuentan con la información de sismicidad; por lo que en esos casos es muy útil el empleo del Mapa de Isosistas del Perú, del cual por interpolación de intensidades se obtiene la

intensidad sísmica de la zona del proyecto, así como la distancia epicentral. Para el área del proyecto obtenemos que se clasifica dentro de una zona con intensidad de VI y con una distancia epicentral (R) aproximada de 40 Kms.

Para una intensidad VI de la Tabla V, encontramos que N_{eq} es 10 ciclos.

IV.3.1. DETERMINACION DE LA MAGNITUD DEL SISMO.

Usando la ecuación (3.8.d) encontramos que la velocidad máxima (v_{max}) en la zona es 4.57 cm/s, con este valor, la ecuación 3.10 y las constantes de la Tabla VI, determinamos: a) usando para la expresión N° 1, $M= 5.2$ y b) usando para la expresión N°9, $M= 4.16$. Usando la ecuación 3.12 para suelos aluviales encontramos $M=3.27$. Como el lugar no cuenta con datos de sismicidad se toma un valor de $M=5.2$.

IV.3.2. DETERMINACION DE LA ACELERACION SISMICA EN LA ZONA DEL PROYECTO.

Usando la ecuación 3.8.c encontramos que la aceleración máxima producida en la zona es 65.16 cm/s² ó 0.07g. Usando la ecuación 3.10 y las constantes de la Tabla VI para la expresión N°s. 1 y 9, encontramos una aceleración máxima de 80 cm/s² (.08g) y 227.56 cm/s² (0. 23g) respectivamente. Con la ecuación 3.11 para suelos aluviales encontramos una aceleración máxima de 117 cm/s² (0.12g). Con la Figura 30

para suelos aluviales obtenemos 0.11g. De los resultados obtenidos para la aceleración máxima (a_{max}) en la zona vemos que un valor conservador será de 0.23g, y un valor promedio calculado por las ecuación 3.11 y la Figura 30 será 0.12g.

En resumen los parámetros de sismicidad de la zona serán: distancia epicentral (R) de 40 km., una magnitud (M) de 5.2 , una intensidad sísmica en la zona de VI, velocidad máxima de 4.57 cm/s² y la aceleración máxima de 0.12g promedio.

IV.4. ANALISIS POTENCIAL DE LICUACION DE LA PRESA DE RELAVES.

IV.4.1. CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE LA PRESA.

IV.4.1.A. DETERMINACION DE LA ALTURA DE LA PRESA.

En base a la capacidad del reservorio de almacenamiento formado, tiempo de operación del depósito y a la producción anual (Figura 3), encontramos que la altura necesaria de la presa será de 55 mts.

IV.4.1.B. ANCHO DE LA CORONA.

A partir de la ecuación 1.04 obtenemos la siguiente expresión:

$$W_c = H/5 + 3 \quad (4.01)$$

donde: W_c es el ancho de la corona en metros, y H es altura total desde la cimentación de la presa (mts.).

Para nuestro caso H es 55 mts. , obtenemos un ancho de 14 mts., pero para presas de relaves con alturas mayores de 30 mts. el ancho mínimo es 9 mts.(ref 5), consideraremos un ancho de 10 mts.

IV.4.1.C. ELECCION DE TALUDES.

Como la presa será construida con arena recuperada por centrifugación y considerando que la cohesión es cero, una primera elección de los taludes puede ser usando la formula siguiente :

$$z = FS/\tan(\phi) \quad (4.02)$$

Donde: z es el talud del terraplén, FS es el factor de seguridad y ϕ es el ángulo de fricción interna del suelo.

La ecuación (4.02) la podemos tabular (Tabla VIII) y graficar (Figura 47) para relaves típicos, de tal manera que lo podamos usar para hallar un talud inicial de una presa para un FS y ángulo de fricción (ϕ).

Así para nuestro caso el ángulo de fricción (ϕ) es 38° y considerando un FS conservativo de 1.5 obtenemos un talud (z) igual 1.92, que tomaremos z=2.

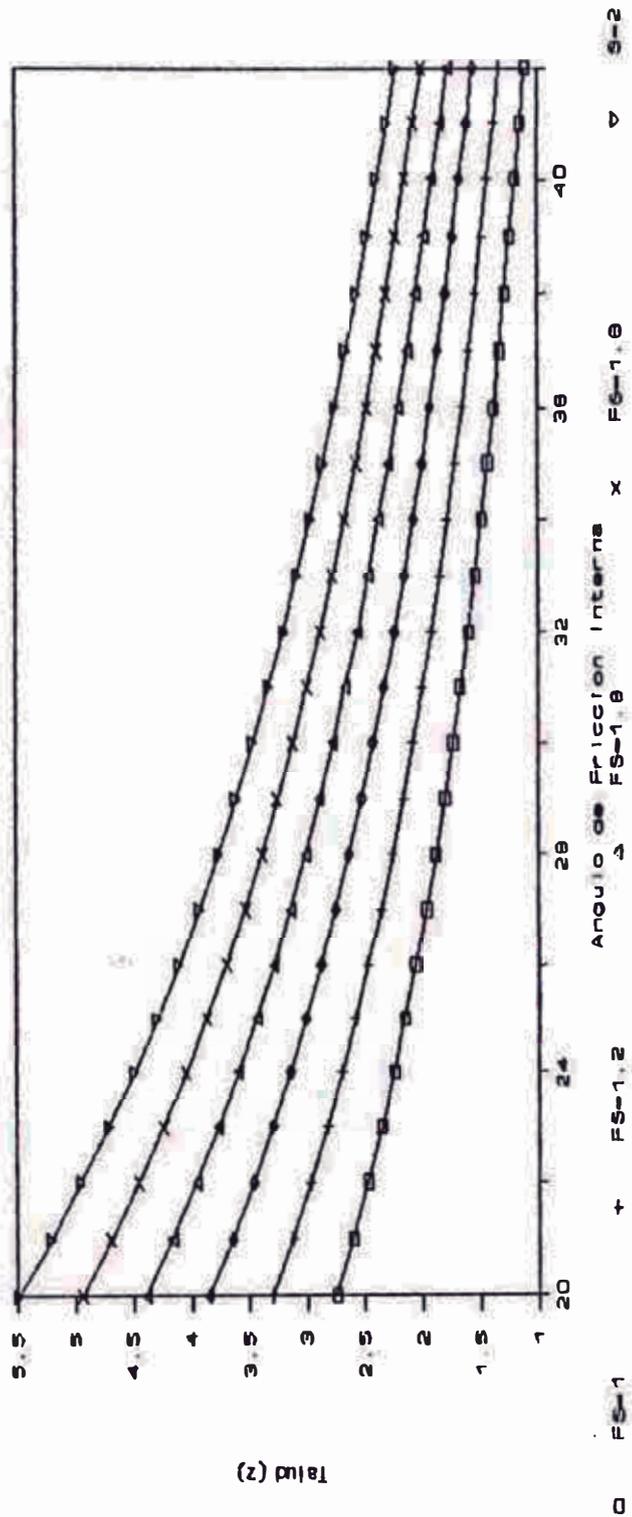
También podemos usar como guía las recomendaciones para presas de agua para la elección de los taludes agua arriba

y agua abajo (Ref. 29 y 30). Donde obtenemos que para suelos del tipo SC (arena arcillosa), el talud aguas arriba es 2 1/2: 1, y el talud aguas abajo 2:1. El talud aguas arriba es menos empinado debido a un posible desembalse rápido, lo que en una presa de relaves es imposible que ocurra. Es así que en presas de relaves el talud aguas abajo es más empinado que el de aguas arriba.

Tabla VIII.- Valores de z de un Talud en Función al FS y Angulo de Fricción (ϕ).

Angulo de Friccion	Tan(ϕ)	z Para FS=1	z Para FS=1.2	z Para FS=1.4	z Para FS=1.6	z Para FS=1.8	z Para FS=2
20	0.36	2.75	3.30	3.85	4.40	4.95	5.49
21	0.38	2.61	3.13	3.65	4.17	4.69	5.21
22	0.40	2.48	2.97	3.47	3.96	4.46	4.95
23	0.42	2.36	2.83	3.30	3.77	4.24	4.71
24	0.45	2.25	2.70	3.14	3.59	4.04	4.49
25	0.47	2.14	2.57	3.00	3.43	3.86	4.29
26	0.49	2.05	2.46	2.87	3.28	3.69	4.10
27	0.51	1.96	2.36	2.75	3.14	3.53	3.93
28	0.53	1.88	2.26	2.63	3.01	3.39	3.76
29	0.55	1.80	2.16	2.53	2.89	3.25	3.61
30	0.58	1.73	2.08	2.42	2.77	3.12	3.46
31	0.60	1.66	2.00	2.33	2.66	3.00	3.33
32	0.62	1.60	1.92	2.24	2.56	2.88	3.20
33	0.65	1.54	1.85	2.16	2.46	2.77	3.08
34	0.67	1.48	1.78	2.08	2.37	2.67	3.97
35	0.70	1.43	1.71	2.00	2.29	2.57	2.86
36	0.73	1.38	1.65	1.93	2.20	2.48	2.75
37	0.75	1.33	1.59	1.86	2.12	2.39	2.65
38	0.78	1.28	1.54	1.79	2.05	2.30	2.56
39	0.81	1.23	1.48	1.73	1.98	2.22	2.47
40	0.84	1.19	1.43	1.67	1.91	2.15	2.38
41	0.87	1.15	1.38	1.61	1.84	2.07	2.30
42	0.90	1.11	1.33	1.55	1.78	2.00	2.22

Figura 47. - Grafico FS vs. Talud (z)



En conclusión nuestros taludes tentativos serán: aguas arriba 2:1 y aguas abajo 2 1/2:1.

IV.4.2. DETERMINACION DE LA LINEA DE SATURACION Y LAS PRESIONES DE AGUA DE POROS EN LA PRESA.

Para determinar la línea de saturación y las presiones de agua de poros en la presa usaremos como un instrumento de ayuda un programa de computo basado en el método de elementos finitos para flujo a través de medios porosos (ref. 31). La línea de corriente superior dentro de la presa se determina por aproximaciones sucesivas, empezando de una línea de saturación inicial supuesta (elaborada en base a redes de flujo conocidas que se presentan en el apendice A), la cual se va corrigiendo de acuerdo a los resultados que se va obteniendo hasta llegar a su posición verdadera. En la Figura 48 mostramos la sección transversal de la presa y la malla usada para el cálculo (se puede apreciar que los nudos cuya posición es variable, los lados de los elementos que convergen a el se encuentran dibujados con líneas discontinuas).

Para los datos de entrada para el programa debemos de tener en cuenta lo siguiente:

- 1).- La parte fina de los relaves almacenada dentro del reservorio, el cual esta formada por limos y arena fina, la cual se considerará que se va consolidando a medida que son almacenados de tal manera que el nivel

de agua libre siempre es por encima de estos. Para el cálculo de la línea de corriente superior se puede asumir en forma conservadora que el reservorio está totalmente lleno de agua, o que este material libera fácilmente el agua.

2).-El suelo de cimentación se considerará impermeable, es decir no existirá flujo de agua a través de ella.

3).- La primera presa será impermeable, construida de materiales arcillosos, buscando que sea impermeable y los cuales tienen un coeficiente de permeabilidad horizontal $10E-6$ cm/s y vertical $10E-06$ cm/s (ref. 29 y 32).

4).-Con la arena gruesa recuperada por centrifugación es construida la presa, la que tiene un coeficiente de permeabilidad horizontal $1.4*10E-2$ cm/s y vertical $8*10-2$ cm/s.

5).- De acuerdo a las recomendaciones para los drenes (refs. 5 y 11), el dren aguas abajo de la primera presa estará formado por una capa de grava limpia con un coeficiente de permeabilidad horizontal 3 cm/s y vertical 3 cm/s (ref. 5,11 y 32).

En el apéndice A presentamos la forma de usar el programa para determinar la línea de saturación, y las líneas equipotenciales.

De acuerdo a la Figura 48 tenemos:

1).- 85 nudos.

2).- 61 elementos.

3).- 4 materiales.

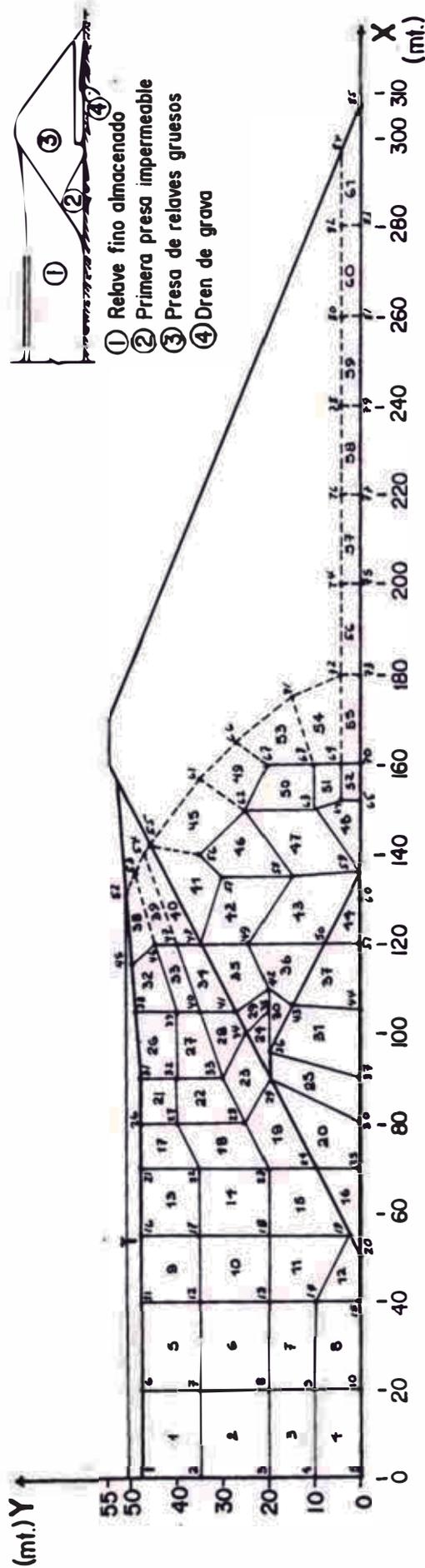


Figura 48.- Malla de Elementos Finitos para determinar la Ubicación de la Línea de Saturación y Presiones de Poros en la Presa.

Las propiedades de los materiales son:

- 1).- Material 1 (relaves almacenados) $k_h = 1.0 \text{ cm/s}$ y $k_v = 1.0 \text{ cm/s}$.
- 2).- Material 2 (arcilla compactada de la primera presa) $k_h = 1.0E-06 \text{ cm/s}$ y $k_v = 1.0E-06$.
- 3).- Material 3 (arena gruesa centrifugada) $k_h = 1.4E-02 \text{ cm/s}$ y $k_v = 8.0E-03 \text{ cm/s}$.
- 4).- Material 4 (grava limpia) $k_h = 3.0 \text{ cm/s}$ y $k_v = 3.0 \text{ cm/s}$.

Las coordenadas de cada punto (ver Fig. 48) se muestran en la tabla IX.

Tabla IX.- Coordenadas de los nudos de la malla para elementos finitos.

nudo	X(mt.)	Y(mt.)
1	.000	48.000
2	.000	35.000
3	.000	20.000
4	.000	10.000
5	.000	.000
6	20.000	48.000
7	20.000	35.000
8	20.000	20.000
9	20.000	10.000
10	20.000	.000
11	40.000	48.000
12	40.000	35.000
13	40.000	20.000
14	40.000	10.000
15	40.000	.000
16	55.000	48.000
17	55.000	35.000
18	55.000	20.000
19	55.000	2.500
20	50.000	.000
21	70.000	48.000

continua.....

22	70.000	35.000
23	70.000	20.000
24	70.000	10.000
25	70.000	.000
26	80.000	48.000
27	80.000	40.000
28	80.000	25.000
29	90.000	20.000
30	80.000	.000
31	90.000	48.000
32	90.000	40.000
33	90.000	30.000
34	100.000	25.000
35	105.000	20.000
36	96.000	20.000
37	90.000	.000
38	105.000	49.000
39	105.000	40.000
40	105.000	35.000
41	105.000	27.500
42	110.000	20.000
43	106.000	15.000
44	105.000	.000
45	115.000	50.000
46	120.000	45.000
47	120.000	40.000
48	120.000	35.000
49	120.000	25.000
50	120.000	8.000
51	120.000	.000
52	130.000	51.000
53	136.000	50.924
54	140.000	50.873
55	151.000	50.775
56	140.000	35.000
57	135.000	30.000
58	135.000	15.000
59	136.000	.000
60	130.000	.000
61	157.000	44.730
62	150.000	25.000
63	150.000	10.000
64	152.000	4.000
65	152.000	.000
66	165.000	38.254
67	160.000	20.000
68	160.000	10.000
69	160.000	4.000
70	160.000	.000
71	175.000	8.492
72	180.000	6.362
73	180.000	.000
74	200.000	5.842

continua.....

75	200.000	.000
76	220.000	5.270
77	220.000	.000
78	240.000	4.629
79	240.000	.000
80	260.000	3.881
81	260.000	.000
82	280.000	2.960
83	280.000	.000
84	307.500	.000
85	300.000	.000

Los resultados se muestran a continuación en la Tabla X.

Tabla X.- Carga total respecto al eje referencial X.

nudo	Carga Total
1	51.000
2	50.999
3	50.998
4	50.998
5	50.997
6	51.000
7	50.999
8	50.997
9	50.997
10	50.997
11	51.000
12	50.990
13	50.990
14	50.990
15	50.990
16	51.000
17	50.996
18	50.993
19	50.993
20	50.994
21	51.000
22	50.991
23	50.986
24	50.989
25	50.787
26	51.000
27	50.990
28	50.978
29	50.963
30	49.751

continua.....

31	51.000
32	50.983
33	50.965
34	50.925
35	47.492
36	50.199
37	48.270
38	51.000
39	50.963
40	50.942
41	50.908
42	45.631
43	45.408
44	43.640
45	51.000
46	50.973
47	50.944
48	50.917
49	44.379
50	35.072
51	34.759
52	51.000
53	50.922
54	50.870
55	50.779
56	43.419
57	41.716
58	30.904
59	21.468
60	26.564
61	44.397
62	31.844
63	17.427
64	6.293
65	6.272
66	38.355
67	23.300
68	12.900
69	6.129
70	6.128
71	8.227
72	5.665
73	5.666
74	5.204
75	5.201
76	4.695
77	4.693
78	4.125
79	4.121
80	3.459
81	3.459
82	2.640
83	2.624

continua.....

84	.000
85	.721

A partir de los resultados mostrados en la Tabla X, gráficamos las líneas equipotenciales del flujo a través de la presa, los cuales se muestran en la Figura 49.

IV.4.2.A. GASTO DE FILTRACION.

El gasto total "Q" que fluye a través de un ancho unitario de una masa de suelo (por ejemplo, un metro) es igual a la suma de los gastos parciales en todos los tubos de corriente de la red de flujo respectiva.

De acuerdo a la ley de Darcy:

$$Q = k i A$$

$$Q = k (\Delta h / c)(S * 1) \quad (4.02.1)$$

Donde: Q es el gasto total, i es la gradiente hidráulica (pérdida de energía entre la distancia recorrida), y A es el área bruta de la sección transversal por donde se produce la filtración (longitud transversal por un ancho unitario).

De la Figura 49, trabajando entre los potenciales 50 y 40, tendremos que $\Delta h = 50 - 40 = 10 \text{ mt.}$, la distancia que recorre para que ocurra esta pérdida de energía es $C = 12 \text{ mt.}$ (a partir de la Figura 49), la longitud promedio de la sección transversal entre los potenciales 50 y 40, es 60 mts. , la

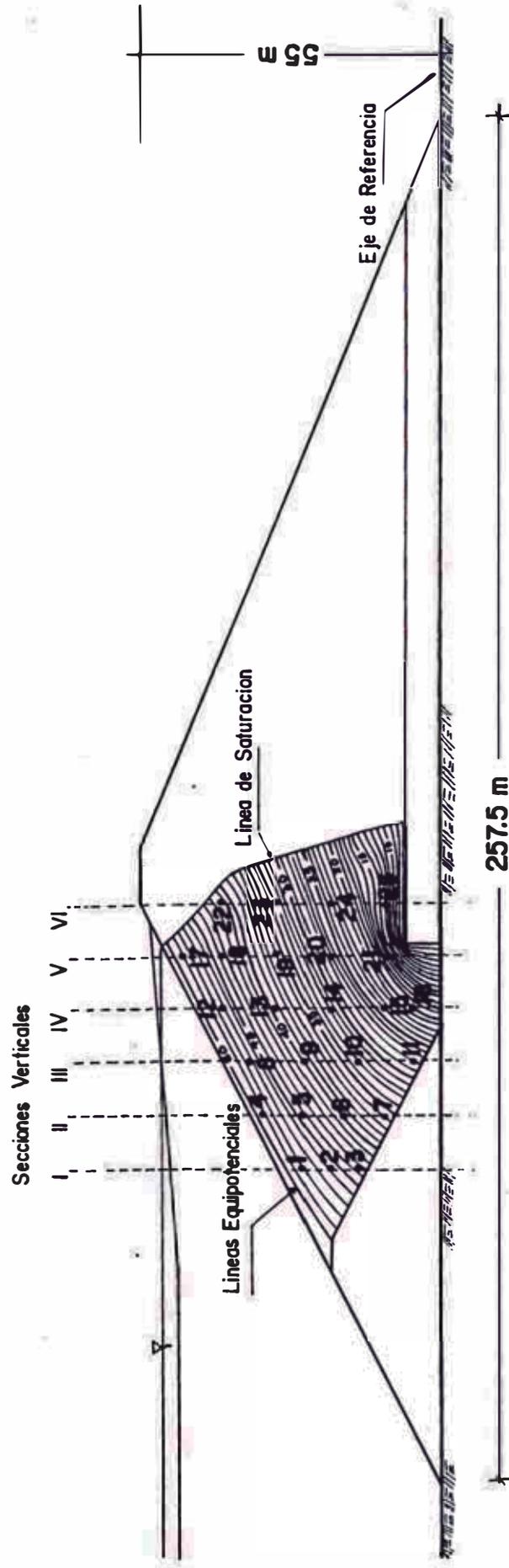


Figura 49. - Línea de Saturación y Líneas Equipotenciales en la Presa, y las Secciones Verticales con los Puntos para determinar el Potencial de Licuación

permeabilidad promedio del suelo será $k=f(k_h*k_v)$, entonces $k=1.06E-02$ cm/s, reemplazando estos valores en la ecuación (4.02.1):

$$Q = (1.06E-02 \text{ cm/s}) * (10\text{m}/12\text{m}) * (60\text{m} * 1\text{m}) * 10000$$
$$Q = 5300 \text{ cm}^3/\text{s}/\text{ml}.$$

IV.4.3. ANALISIS DE LICUACION.

IV.4.3.A. USANDO LA RELACION EMPIRICA DE CONLIN (1987).

La relación empírica de Conlin se presenta en la Figura 28, a partir de este gráfico, para una distancia epicentral de 40 kms. observamos que la presa se comportará en forma satisfactoria hasta terremotos con magnitudes de hasta 6.9. En nuestro caso, la magnitud esperada del sismo es 5.2, por lo que la presa de relaves se comportará en forma satisfactoria.

IV.4.3.B USANDO EL METODO SIMPLIFICADO DE SEED e IDRIS (1971).

En forma general para determinar el potencial de licuación en la presa de relaves se realiza por medio del cálculo de un factor de seguridad contra licuación (FS_{110}) el cual nos relaciona la resistencia la corte del suelo y los esfuerzos de corte inducidos por el sismo, así:

$$FS_{110} = TR/TA \quad (3.104)$$

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

Se producirá la licuación en el suelo cuando $\tau_R < \tau_A$; así para que se produzca la licuación ocurra debe cumplirse que $FS_{110} < 1$. El estado crítico será cuando:

$$\tau_A = \tau_R \quad (4.03)$$

Como: $\tau_A = 0.65 r_d (\sigma_v)(a_m/g) \quad (4.04)$

$$\tau_R = \{C_r (D_r/D_{r-1ab})[\sigma_d/(2\sigma_{30})]^{1ab}\} \{\sigma'_v\} \quad (4.05)$$

Entonces:

$$0.65 r_d (\sigma_v)(a_m/g) = \{C_r(D_r/D_{r-1ab})[\sigma_d/(2\sigma_{30})]^{1ab}\} \{\sigma'_v\} \quad (4.06)$$

Haciendo:

$$k_\sigma = \sigma'_v/\sigma_v = (\tau_s \cdot h - u)/(\tau_s \cdot h) \quad (4.06.a)$$

Donde: k_σ es la relación entre el esfuerzo efectivo y el esfuerzo total, h es la profundidad del punto en estudio, τ_s es el peso volumétrico del suelo seco, u es la presión de poros.

Simplificando la ecuación 4.04:

$$0.65 r_d (a_m/g) = k_\sigma \cdot C_r (D_r/D_{r-1ab})[\sigma_d/(2\sigma_{30})]^{1ab} \quad (4.07)$$

De acuerdo al estudio de sismicidad de la zona se encontró que $N_{eq} = 10$, y de acuerdo a la granulometría

(Figura 4a) obtenemos que la $D_{e\bullet} = 0.22$ mm.

a).- De la Figura 42 obtenemos $\sigma_d/(2\sigma_{3c}) = 0.24$ para $D_{r-1ab}=50$ y $N_{eq} = 10$.

Reemplazando los valores en la ecuación 4.07, obtenemos:

$$r_d(am/g) = 0.00738 k_{\sigma}.Cr.D_r \quad (4.07.a)$$

b).- De igual manera usando la Figura 46, obtenemos que: $\sigma_d/(2\sigma_{3c}) = 0.28$ para $D_{r-1ab}=60$, y $N_{eq} = 10$.

Reemplazando los valores en la ecuación 4.07, obtenemos:

$$r_d(am/g) = 0.00718 k_{\sigma}.Cr.D_r \quad (4.07.b)$$

c).- De igual manera usando la Figura 46, obtenemos que: $\sigma_d/(2\sigma_{3c}) = 0.475$ para $D_{r-1ab}=80$ y $N_{eq} = 10$.

Reemplazando los valores en la ecuación 4.07, obtenemos:

$$r_d(am/g) = 0.00913 k_{\sigma}.Cr.D_r \quad (4.07.c)$$

Donde: r_d lo obtenemos de Figura 44.

Apreciamos que las tres ecuaciones encontradas son muy parecidas. Elegimos la ecuación 4.07.b para la evaluación de la licuación debido a que se obtienen valores más conservadores.

Haciendo:

$$R_1 = 0.00718 k_{\sigma}/r_d \quad (4.08)$$

La ecuación 4.07.b, queda de la forma:

$$a_m/g = R_1.C_r.D_r \quad (4.09)$$

Evaluación del Potencial de Licuación en la Presa.

Para el estudio de licuación usaremos la ecuación 4.07.b, la Figura 43 (para hallar los valores de D_r y C_r), la Figura 44 (para hallar los valores de r_d) y la Figura 49 (para calcular la presión de poros).

La zona potencial de licuación dentro del terraplén esta limitada a la región bajo la línea de corriente superior y aguas arriba del filtro. En la Figura 49, se muestra seis (6) secciones verticales que contienen 25 puntos de estudio para evaluar el potencial de licuación en la presa.

A partir de la Figura 49 elaboramos la tabla XI

i) Cálculo del Potencial de Licuación en cada Punto.

Para determinar el potencial de licuación en cada punto, tenemos que tener la altura de suelo que hay sobre este (h), el valor de r_d de acuerdo a la profundidad que se encuentra (Figura 44), además el valor de la presión de poros.

Así para el punto 1, tenemos que h es 24.5 mts., de la Tabla XI obtenemos una presión de poros (u) de 23 mts., el peso volumétrico de los relaves considerado para el

Tabla XI.- Presión de agua de poros en los puntos donde se analizará el potencial de licuación.

SECCION	PUNTO	POTENCIAL	CARGA DE POSICION (m)	PRESION DE POROS (m)
I	1	48	25	23.0
I	2	45.5	20	25.5
I	3	43.5	15	28.5
II	4	49	32.5	16.5
II	5	44.5	25	19.5
II	6	39.7	17.5	22.2
II	7	36	10	26
III	8	47	35	12
III	9	40	25	15
III	10	33	15	18
III	11	28	5	23
IV	12	47.5	40	7.5
IV	13	39.7	30	9.7
IV	14	32	20	12
IV	15	24	10	14
IV	16	21	5	16
V	17	49.4	47.5	1.9
V	18	43.5	40	3.5
V	19	36	30	6
V	20	27.5	20	7.5
V	21	17.3	10	7.3
VI	22	41.2	40	1.2
VI	23	33	30	3
VI	24	23	20	3
VI	25	13	10	3

análisis es 1.6 tn/m³, y el valor de la constante r_d (de la Figura 44) es .551.

Así:

$$\sigma_v = \tau_s \cdot h = 1.6 \cdot 24.5 = 39.2 \text{ tn/m}^2$$

$$\sigma'_v = \tau_s \cdot h - u = 1.6 \cdot 24.5 - 23 = 16.2 \text{ tn/m}^2$$

$$k_\sigma = \sigma'_v / \sigma_v = 16.2 / 39.2 = .4133$$

Reemplazando los valores de k_σ y r_d en la ecuación 4.08:

$$R_1 = 0.00718 \cdot k_\sigma / r_d \quad (4.08)$$

$$R_1 = 0.00718 \cdot .4133 / .551 = .0054$$

Reemplazando el valor de "R₁" en la expresión (4.09):

$$a_m/g = R_1 \cdot C_r \cdot D_r \quad (4.09)$$

$$a_m/g = .0054 C_r \cdot D_r \quad (5.09.1)$$

En la Tabla XII, presentamos el cálculo de R₁ para los demás puntos.

Una vez que se halla la relación entre la (a_m/g) y la densidad relativa (D_r), procedemos a tabular esta relación para cada punto.

En la Tabla XIII, se presentan los valores tabulados para todos los puntos que se encuentran en la sección I.

En las tablas XIV hasta la XVIII presentamos los valores tabulados para las demás secciones.

Los valores hallados en la Tabla XIII para la sección I, los graficamos en la Figura 50. Los valores tabulados para las secciones II, III, IV, V y VI se grafican en las Figuras 51, 52, 53, 54 y 55 respectivamente.

Así al analizar una determinada curva, podemos afirmar:

1).- Aquella combinación de valores (a_{max}/g) y (D_r) que caiga por debajo de la curva, no causa licuación.

2).- Aquella combinación de valores (a_{max}/g) y (D_r) que caiga por encima de la curva, causa licuación.

De lo dicho anteriormente, sabiendo que el valor de a_{max}/g calculado para nuestro proyecto es 0.12, para que en la presa de relaves no ocurra licuación la D_r

mínima debe ser:

Para el punto 1, entrando en la Figura 50, la D_r mínima debe ser igual a 40%. De la misma manera encontramos para los demás puntos, como se muestra en la Tabla XIX. De la Tabla XIX encontramos que , la densidad relativa mínima en la presa debe ser 53% para que no se produzca licuación en la presa de relaves para una relación a_{max}/g de .12.

Tabla XII.- Cálculo del Valor de "Rl" de la Ecuación (4.09) para todos los puntos de la presa donde se analiza el Potencial de Licuación

Sección	Punto	h (mts.)	u (mts.)	Rd	Peso Vol. (tn/m3)	Presa.Tot. (tn/m2)	Presa.Rf. (tn/m2)	Kesf	Rl a/g=Rl.Cr.Dr
I	1	24.5	23	0.551	1.6	39.2	16.2	0.4133	0.0054
I	2	29.5	25.5	0.5	1.6	47.2	21.7	0.4597	0.0066
I	3	34.5	28.5	0.489	1.6	55.2	26.7	0.4837	0.0071
II	4	17.25	16.5	0.733	1.6	27.6	11.1	0.4022	0.0039
II	5	25.25	19.5	0.532	1.6	40.4	20.9	0.5173	0.0070
II	6	32.75	22.2	0.489	1.6	52.4	30.2	0.5763	0.0085
II	7	40.25	26	0.489	1.6	64.4	38.4	0.5963	0.0088
III	8	16	12	0.771	1.6	25.6	13.6	0.5313	0.0049
III	9	26	15	0.525	1.6	41.6	26.6	0.6394	0.0087
III	10	36	18	0.489	1.6	57.6	39.6	0.6875	0.0101
III	11	46	23	0.489	1.6	73.6	50.6	0.6875	0.0101
IV	12	12	7.5	0.871	1.6	19.2	11.7	0.6094	0.0050
IV	13	22	9.7	0.593	1.6	35.2	25.5	0.7244	0.0088
IV	14	32	12	0.489	1.6	51.2	39.2	0.7656	0.0112
IV	15	42	14	0.489	1.6	67.2	53.2	0.7917	0.0116
IV	16	47	16	0.489	1.6	75.2	59.2	0.7872	0.0116
V	17	5.25	1.9	0.966	1.6	8.4	6.5	0.7738	0.0058
V	18	12.75	3.5	0.85	1.6	20.4	16.9	0.8284	0.0070
V	19	22.75	6	0.575	1.6	36.4	30.4	0.8352	0.0104
V	20	32	7.5	0.489	1.6	51.2	43.7	0.8535	0.0125
V	21	42.75	7.3	0.489	1.6	68.4	61.1	0.8933	0.0131
VI	22	15	1.2	0.8	1.6	24	22.8	0.9500	0.0085
VI	23	25	3	0.55	1.6	40	37	0.9250	0.0121
VI	24	35	3	0.489	1.6	56	53	0.9464	0.0139
VI	25	45	3	0.489	1.6	72	69	0.9583	0.0141

Tabla XIII.- Tabulación de las relaciones entre a/g y D_r para los puntos de la Sección I.

D_r	Cr	Punto 1 a/g	Punto 2 a/g	Punto 3 a/g
20	0.55	0.0593	0.0726	0.0781
30	0.55	0.0889	0.1089	0.1172
40	0.55	0.1186	0.1452	0.1562
50	0.57	0.1536	0.1881	0.2024
60	0.6	0.1940	0.2376	0.2556
70	0.64	0.2415	0.2957	0.3181
80	0.68	0.2932	0.3590	0.3862
90	0.73	0.3541	0.4336	0.4665

Tabla XIV.- Tabulación de las relaciones entre a/g y D_r para los puntos de la Sección II.

D_r	Cr	Punto 4 a/g	Punto 5 a/g	Punto 6 a/g	Punto 7 a/g
20	0.55	0.0433	0.0768	0.0931	0.0963
30	0.55	0.0650	0.1152	0.1396	0.1445
40	0.55	0.0867	0.1536	0.1861	0.1926
50	0.57	0.1123	0.1989	0.2411	0.2495
60	0.6	0.1418	0.2513	0.3046	0.3152
70	0.64	0.1765	0.3127	0.3790	0.3922
80	0.68	0.2143	0.3797	0.4602	0.4763
90	0.73	0.2589	0.4586	0.5558	0.5752

Tabla XV.- Tabulación de las relaciones entre a/g y D_r para los puntos de la Sección III.

D_r	Cr	Punto 8 a/g	Punto 9 a/g	Punto 10 a/g	Punto 11 a/g
20	0.55	0.0545	0.0962	0.1111	0.1111
30	0.55	0.0817	0.1443	0.1667	0.1667
40	0.55	0.1089	0.1924	0.2222	0.2222
50	0.57	0.1411	0.2492	0.2878	0.2878
60	0.6	0.1782	0.3148	0.3636	0.3636
70	0.64	0.2218	0.3918	0.4525	0.4525
80	0.68	0.2693	0.4757	0.5494	0.5494
90	0.73	0.3252	0.5745	0.6636	0.6636

Tabla XVI.- Tabulación de las relaciones entre a/g y Dr para los puntos de la Sección IV.

Dr	Cr	Punto 12 a/g	Punto 13 a/g	Punto 14 a/g	Punto 15 a/g	Punto 16 a/g
20	0.55	0.0552	0.0965	0.1236	0.1279	0.1272
30	0.55	0.0828	0.1447	0.1855	0.1918	0.1907
40	0.55	0.1104	0.1929	0.2473	0.2557	0.2543
50	0.57	0.1431	0.2499	0.3203	0.3313	0.3295
60	0.6	0.1807	0.3157	0.4046	0.4185	0.4162
70	0.64	0.2249	0.3929	0.5036	0.5208	0.5179
80	0.68	0.2731	0.4771	0.6115	0.6323	0.6289
90	0.73	0.3298	0.5762	0.7385	0.7637	0.7595

Tabla XVII.- Tabulación de las relaciones entre a/g y Dr para los puntos de la Sección V.

Dr	Cr	Punto-17 a/g	Punto-18 a/g	Punto-19 a/g	Punto-20 a/g	Punto-21 a/g
20	0.55	0.0633	0.0770	0.1147	0.1378	0.1443
30	0.55	0.0949	0.1155	0.1721	0.2067	0.2165
40	0.55	0.1265	0.1540	0.2295	0.2757	0.2886
50	0.57	0.1639	0.1995	0.2973	0.3571	0.3739
60	0.6	0.2070	0.2520	0.3755	0.4511	0.4723
70	0.64	0.2576	0.3136	0.4673	0.5613	0.5878
80	0.68	0.3128	0.3808	0.5674	0.6816	0.7137
90	0.73	0.3778	0.4599	0.6853	0.8232	0.8620

Tabla XVIII.- Tabulación de las relaciones entre a/g y Dr para los puntos de la Sección VI.

Dr	Cr	Punto-22 a/g	Punto-23 a/g	Punto-24 a/g	Punto-25 a/g
20	0.55	0.0938	0.1329	0.1529	0.1548
30	0.55	0.1407	0.1993	0.2294	0.2322
40	0.55	0.1877	0.2658	0.3058	0.3095
50	0.57	0.2431	0.3443	0.3961	0.4010
60	0.6	0.3071	0.4349	0.5004	0.5065
70	0.64	0.3821	0.5412	0.6227	0.6303
80	0.68	0.4640	0.6572	0.7562	0.7654
90	0.73	0.5604	0.7937	0.9132	0.9244

Tabla XIX.- Densidades relativas mínimas para que no se produzca licuación en cada punto estudiado, para un $k=0.12$.

Seccion	Punto	Dr
I	1	40
I	2	33
I	3	30
II	4	53
II	5	32
II	6	36.5
II	7	36
III	8	44
III	9	25.5
III	10	22
III	11	22
IV	12	43.5
IV	13	25
IV	14	20
IV	15	20
IV	16	20
V	17	37
V	18	31
V	19	21.5
V	20	20
V	21	20
VI	22	25.5
VI	23	20
VI	24	20
VI	25	20

IV.5. ANALISIS DE ESTABILIDAD DE LA PRESA DE RELAVES

IV.5.1 ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES.

IV.5.1.A. USANDO EL METODO DEL DR. SARMA.

Dado un talud con una pendiente $H=z: v=1$, un determinado ángulo de fricción interna (ϕ), y usando un

programa de computo que es presentado en el Apendice B de esta Tesis basado en el método del Dr. Sarma para la estabilidad de taludes, podemos encontrar la variación del coeficiente sísmico (k), en relación al factor de seguridad (FS) asumido para el diseño, para diferentes secciones de falla. Apartir de estos valores podemos determinar los coeficientes sísmicos que nos dan un factor de seguridad mínimo en el talud.

En la Tabla XX, presentamos los diferentes valores encontrados para un talud con relación H:V de 3:1, un ángulo de fricción (ϕ) de 38° , y en la Tabla XXI, presentamos los valores mínimos encontrados que relacionan el Factor de Seguridad (FS) y el coeficiente sísmico (k).

En la Tabla XXII, presentamos los diferentes valores encontrados para un talud con relación H:V de 3:1, un ángulo de fricción (ϕ) de 34° , y en la Tabla XXIII, presentamos los valores mínimos encontrados que relacionan el Factor de Seguridad (FS) y el coeficiente sísmico (k).

En la Tabla XXIV, presentamos los diferentes valores encontrados para un talud con relación H:V de 2.5:1, un ángulo de fricción (ϕ) de 38° , y en la Tabla XXV, presentamos los valores mínimos encontrados que relacionan el Factor de Seguridad (FS) y el coeficiente sísmico (k).

En la Tabla XXVI, presentamos los diferentes valores encontrados para un talud con relación H:V de 2.5:1, un ángulo de fricción (ϕ) de 34° , y en la Tabla XXVII, presen-

tamos los valores mínimos encontrados que relacionan el Factor de Seguridad (FS) y el coeficiente sísmico (k).

En la Tabla XXVIII, presentamos los diferentes valores encontrados para un talud con relación H:V de 2:1, un ángulo de fricción (ϕ) de 38° , y en la Tabla XXIX, presentamos los valores mínimos que relacionan el Factor de Seguridad (FS) y el coeficiente sísmico (k).

En la Tabla XXX, presentamos los diferentes valores encontrados para un talud con relación H:V de 2:1, un ángulo de fricción (ϕ) de 34° , y en la Tabla XXXI, presentamos los valores mínimos encontrados que relacionan el Factor de Seguridad (FS) y el coeficiente sísmico (k).

Así en la Tabla XXXII se presentan un resumen de los valores mínimos encontrados para los diferentes taludes estudiados de presas de relaves típicas y que se presentarán en las Tablas XXIII, XXV, XXVII, XXIX y XXXI. Cabe mencionar que en los análisis efectuados para encontrar estas curvas no se considera la presencia de agua debido a que en diseño de este tipo de presas se busca que la línea de saturación se encuentre lo más lejos posible del talud aguas abajo.

En la Figura 56 presentamos las gráficas de los valores que se presentarán en la tabla XXXII.

Figura 50.- Potencial de Licuación
Para la Sección I

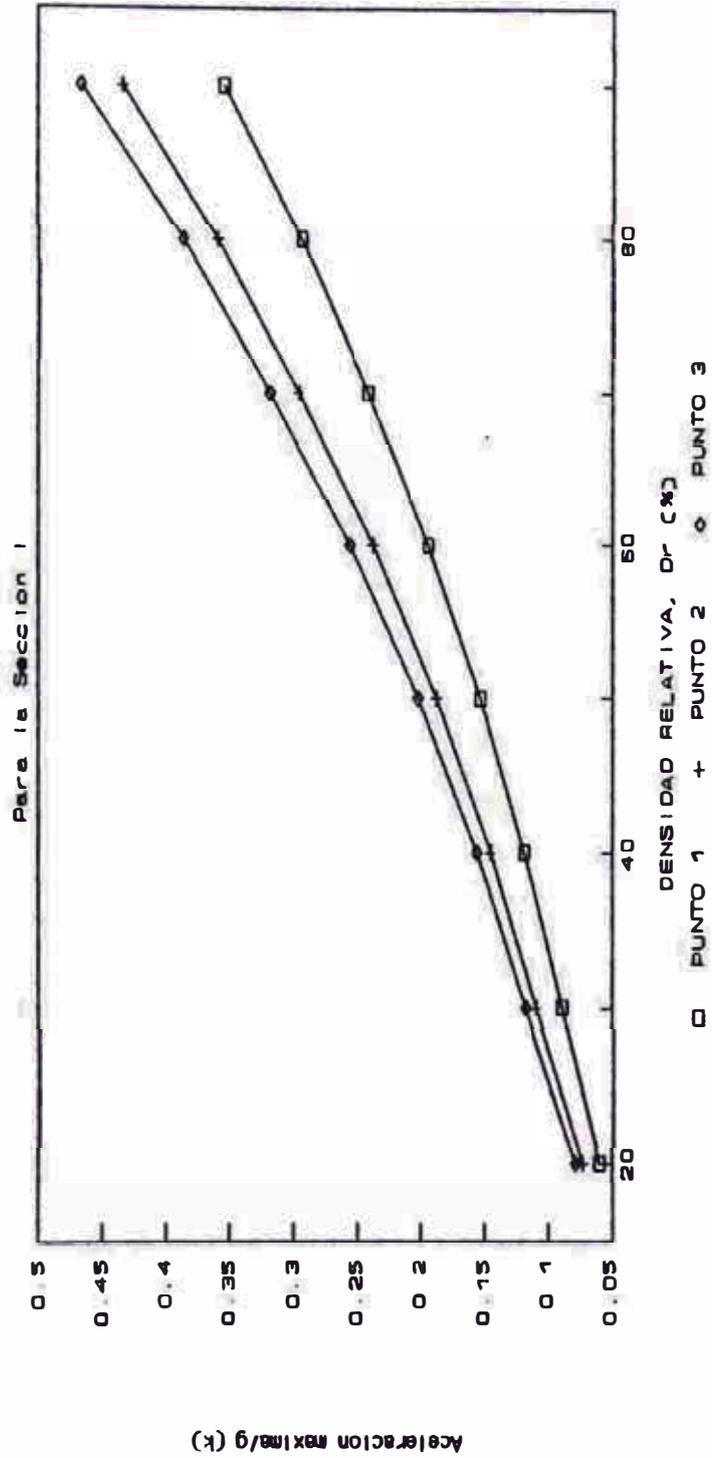


Figura 51.- Potencial de Licuación

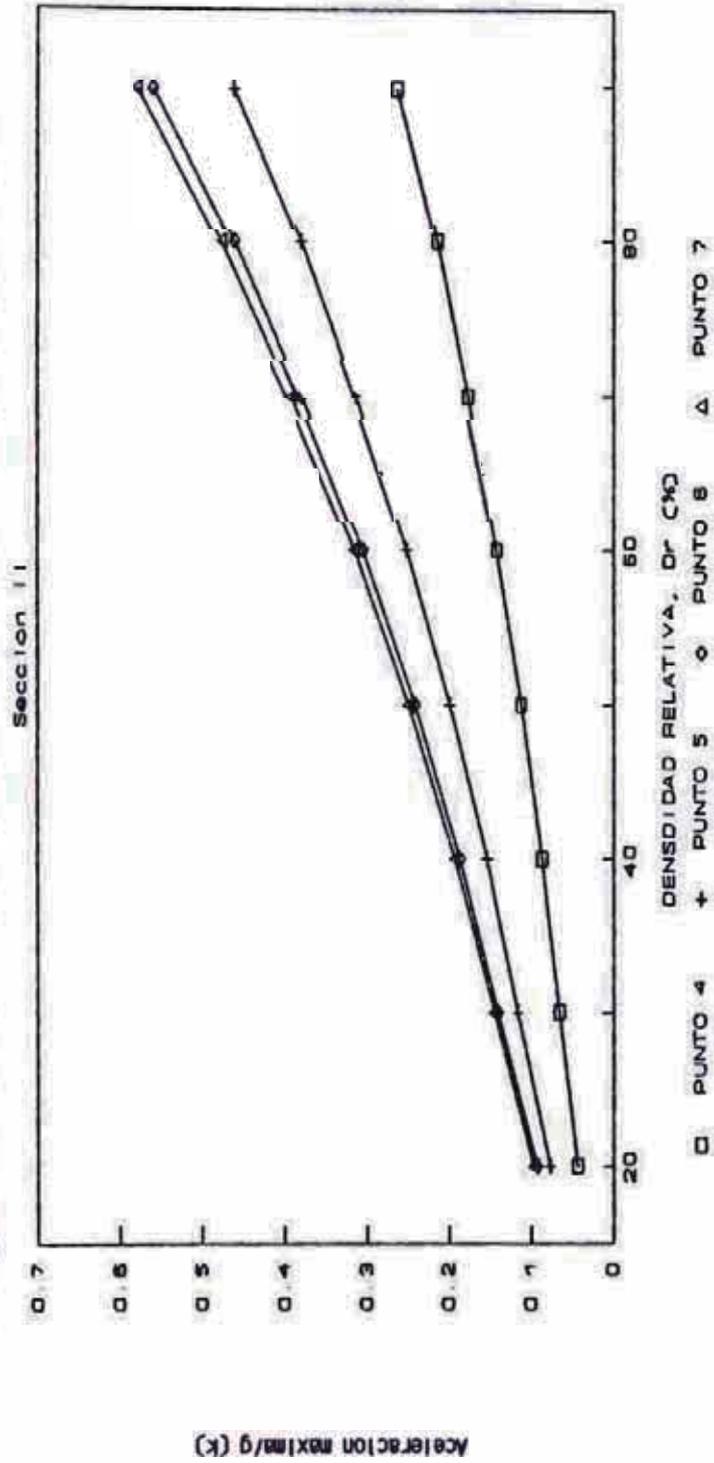


Figura 52.- Potencial de Licuación

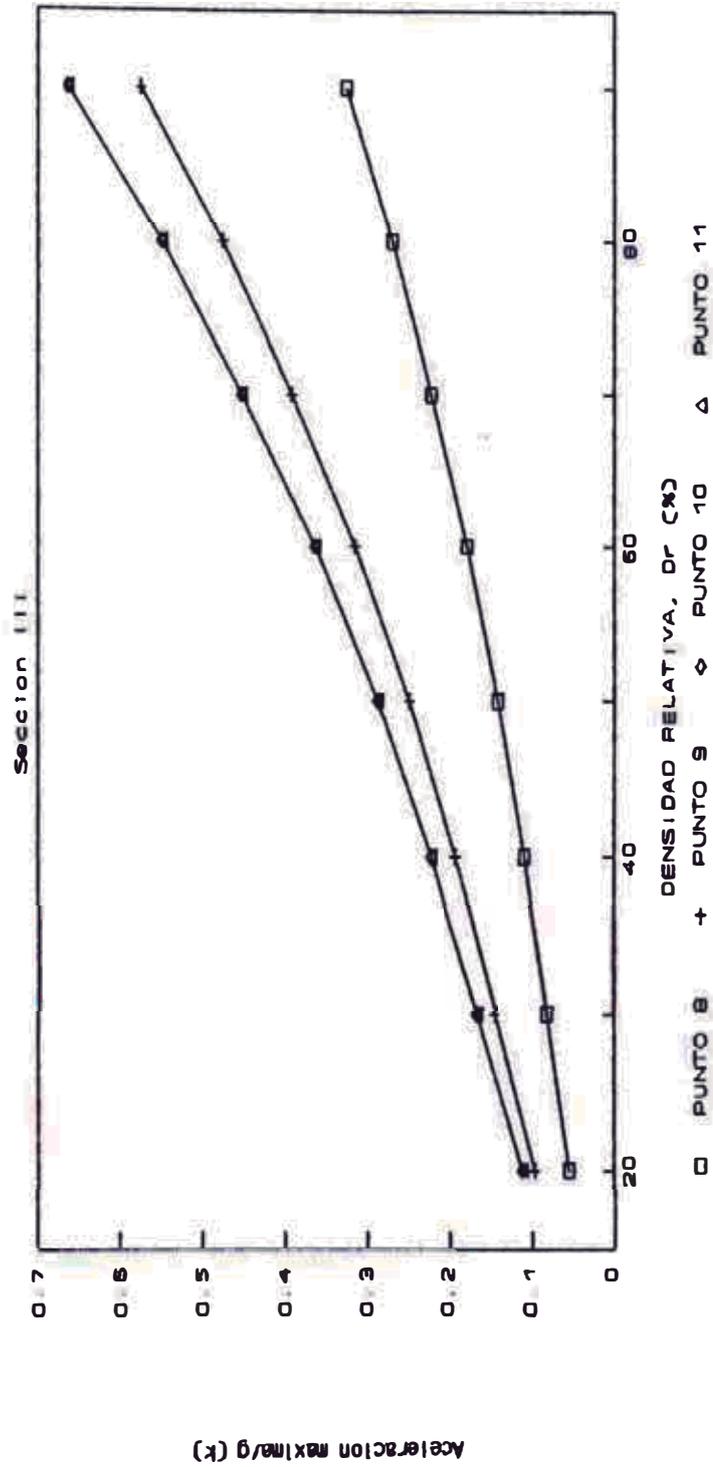


Figura 53.- Potencia l de Licuación

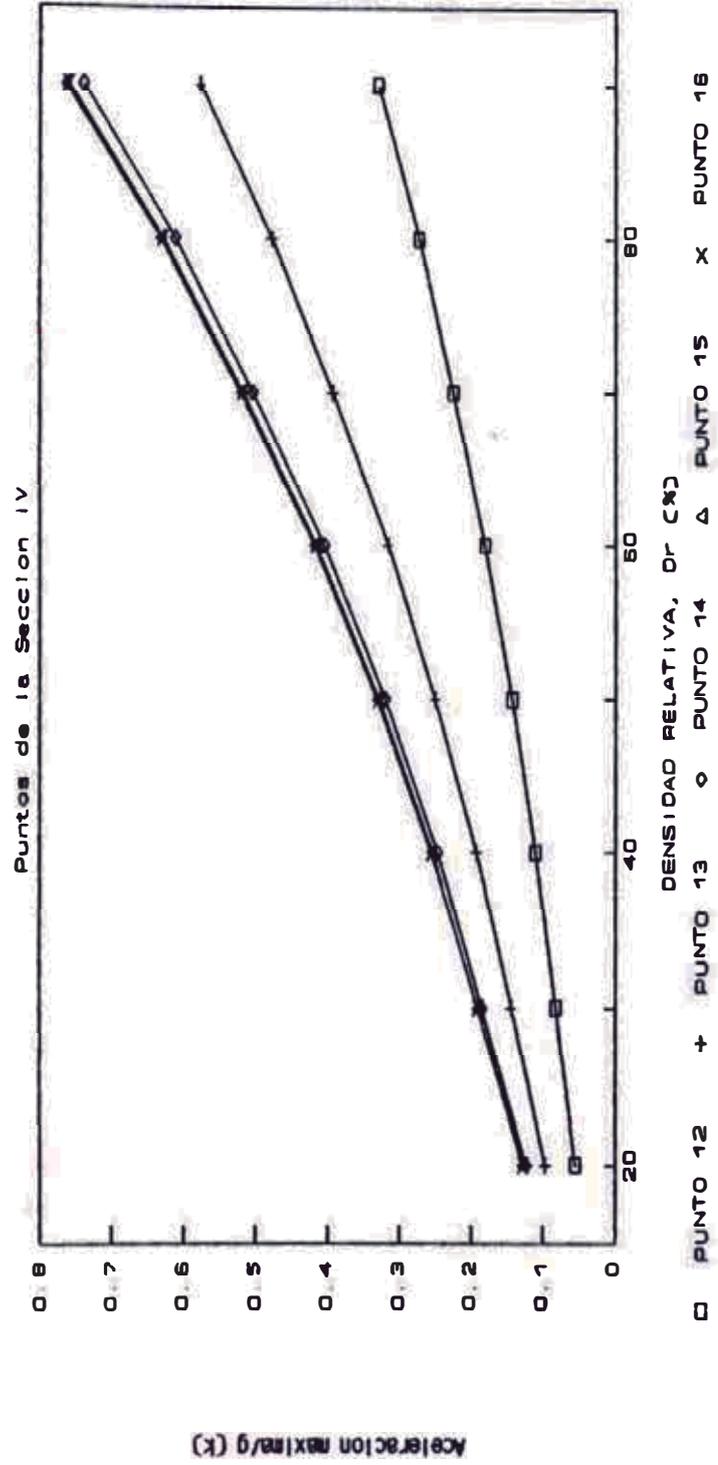


Figura 54.- Potencial de Licuación

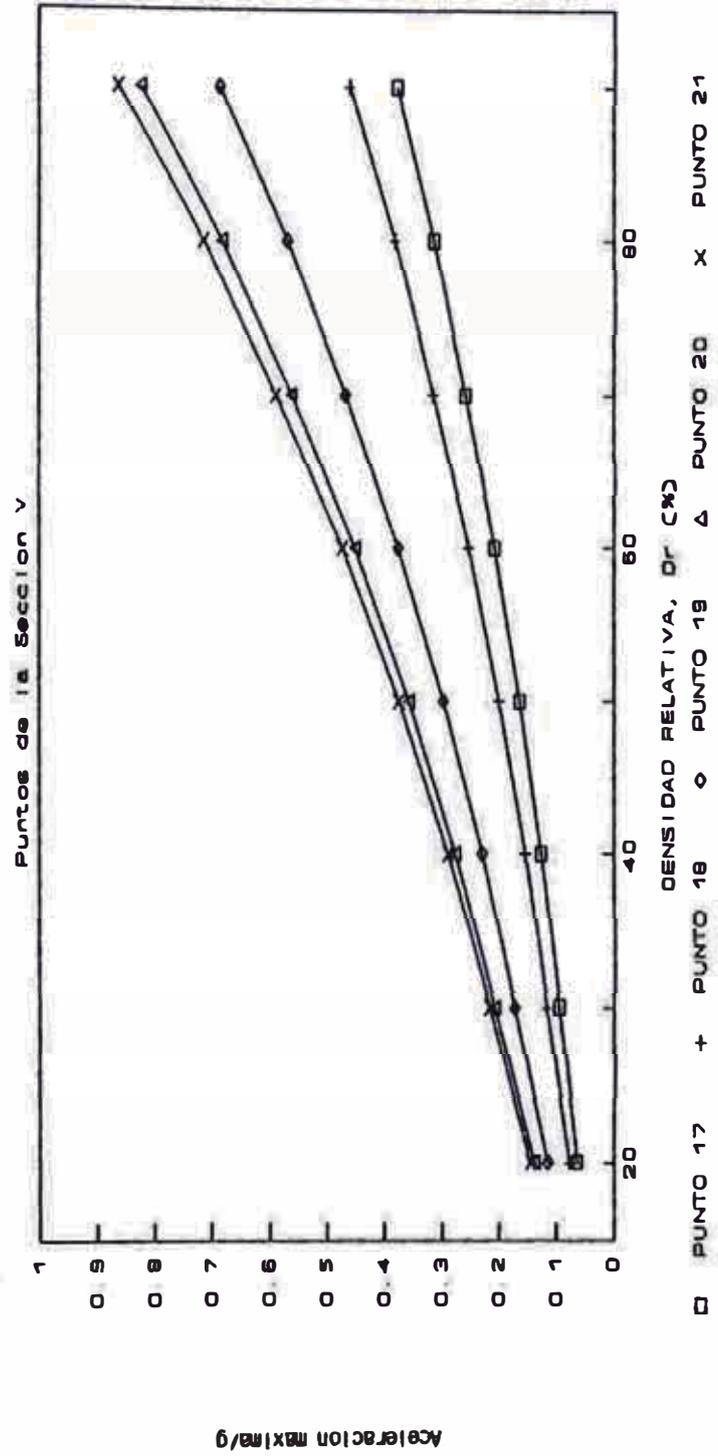


Figura 55.- Potencial de Licuación

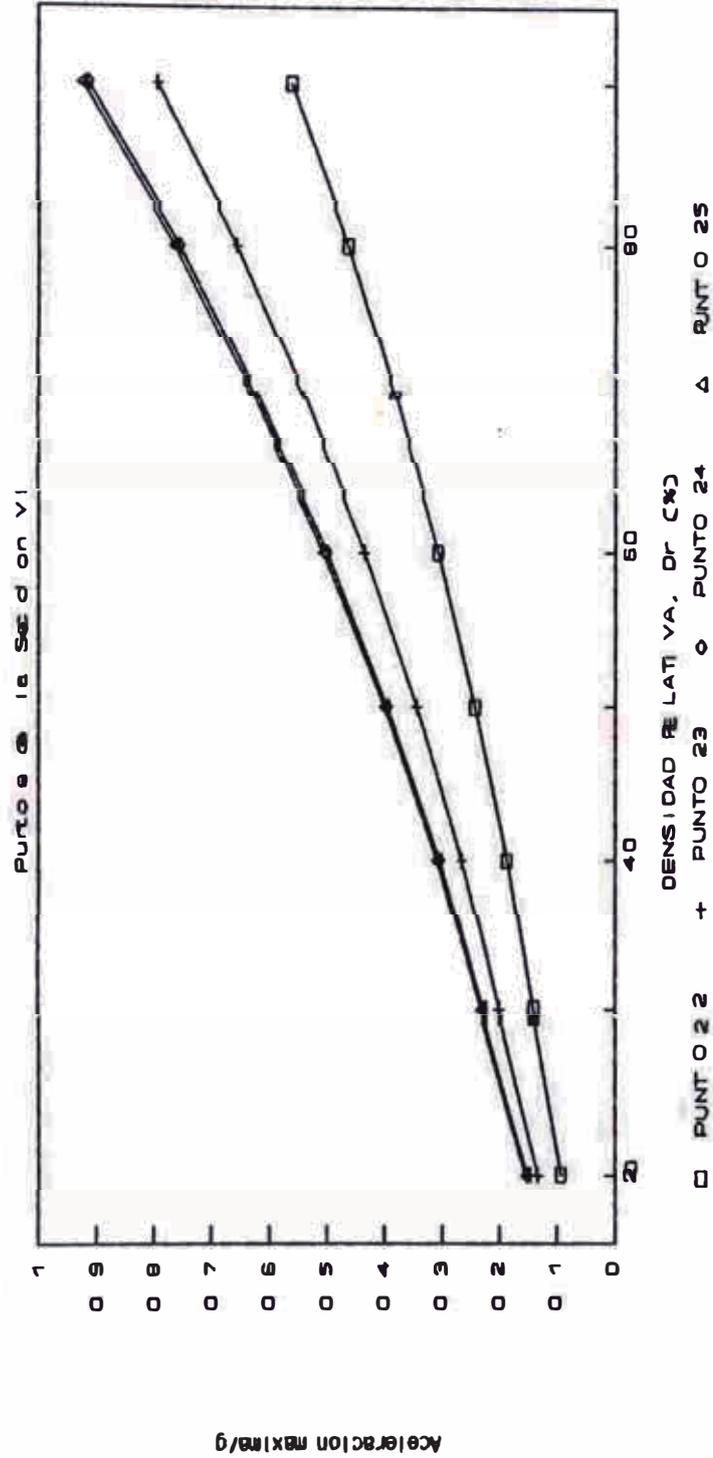


Tabla XX.- Determinación Coeficientes Sismicos para diferentes FS. Para z=3 y FI=38° (Met. de Sarma)

h(mt.)	V(mt.)	Talud (z)	Radio(R)	FI (°)	FS	k
30	10	3	200	38°	1	0.372
30	10	3		38°	1.3	0.239
30	10	3		38°	1.7	0.125
30	10	3		38°	2	0.066
30	10	3	400	38°	1	0.375
30	10	3		38°	1.3	0.242
30	10	3		38°	1.7	0.128
30	10	3		38°	2	0.069
30	10	3	120	38°	1	0.370
30	10	3		38°	1.3	0.238
30	10	3		38°	1.7	0.125
30	10	3		38°	2	0.066
70	10	3	400	38°	1	0.362
70	10	3		38°	1.3	0.229
70	10	3		38°	1.7	0.116
70	10	3		38°	2	0.057
70	10	3	700	38°	1	0.362
70	10	3		38°	1.3	0.230
70	10	3		38°	1.7	0.116
70	10	3		38°	2	0.057
70	10	3	200	38°	1	0.361
70	10	3		38°	1.3	0.231
70	10	3		38°	1.7	0.119
70	10	3		38°	2	0.060

Tabla XXI.- Resumen de los Coeficientes Sismicos minimos para diferentes FS. Para z=3 y FI=38°, (A partir de la Tabla XX)

z	FI	FS	k
3	38°	1	0.361
3	38°	1.3	0.230
3	38°	1.7	0.120
3	38°	2	0.060

Tabla XXII.- Determinación del Coeficientes Sísmicos para diferentes FS para $z=3$ y $FI=34^\circ$, (Metodo de Sarma).

h(mt.)	V(mt.)	Talud (z)	Radio(R)	FI ($^\circ$)	FS	k
30	10	3	200	34°	1	0.294
30	10	3		34°	1.3	0.174
30	10	3		34°	1.7	0.071
30	10	3		34°	2	0.019
30	10	3	400	34°	1	0.298
30	10	3		34°	1.3	0.176
30	10	3		34°	1.7	0.074
30	10	3		34°	2	0.022
30	10	3	120	34°	1	0.293
30	10	3		34°	1.3	0.173
30	10	3		34°	1.7	0.071
30	10	3		34°	2	0.020
70	10	3	400	34°	1	0.285
70	10	3		34°	1.3	0.164
70	10	3		34°	1.7	0.062
70	10	3		34°	2	0.010
70	10	3	700	34°	1	0.285
70	10	3		34°	1.3	0.165
70	10	3		34°	1.7	0.062
70	10	3		34°	2	0.010
70	10	3	200	34°	1	0.291
70	10	3		34°	1.3	0.173
70	10	3		34°	1.7	0.072
70	10	3		34°	2	0.019

Tabla XXIII.- Resumen de los Coeficientes Sísmicos mínimos para diferentes FS para $z=3$ y $FI=34^\circ$, (A partir de la Tabla XXII).

z	FI	FS	k
3	34°	1	0.285
3	34°	1.3	0.164
3	34°	1.7	0.062
3	34°	2	0.010

Tabla XXIV.- Determinación del Coeficiente Sísmicos para diferentes FS para $z=2.5$ y $FI=38^\circ$, (Metodo de Sarma).

h(mt.)	V(mt.)	Talud (z)	Radio(R)	FI ($^\circ$)	FS	k
30	10	2.5	200	38°	1	0.315
30	10	2.5		38°	1.3	0.185
30	10	2.5		38°	1.7	0.073
30	10	2.5		38°	2	0.015
30	10	2.5	350	38°	1	0.319
30	10	2.5		38°	1.3	0.189
30	10	2.5		38°	1.7	0.077
30	10	2.5		38°	2	0.018
30	10	2.5	700	38°	1	0.324
30	10	2.5		38°	1.3	0.194
30	10	2.5		38°	1.7	0.081
30	10	2.5		38°	2	0.023
50	10	2.5	250	38°	1	0.303
50	10	2.5		38°	1.3	0.174
50	10	2.5		38°	1.7	0.062
50	10	2.5		38°	2	0.004
50	10	2.5	400	38°	1	0.304
50	10	2.5		38°	1.3	0.175
50	10	2.5		38°	1.7	0.063
50	10	2.5		38°	2	0.005
50	10	2.5	800	38°	1	0.307
50	10	2.5		38°	1.3	0.178
50	10	2.5		38°	1.7	0.066
50	10	2.5		38°	2	0.008
70	10	2.5	300	38°	1	0.299
70	10	2.5		38°	1.3	0.170
70	10	2.5		38°	1.7	0.059
70	10	2.5		38°	2	0.001
70	10	2.5	500	38°	1	0.300
70	10	2.5		38°	1.3	0.171
70	10	2.5		38°	1.7	0.059
70	10	2.5		38°	2	0.001
70	10	2.5	800	38°	1	0.301
70	10	2.5		38°	1.3	0.172
70	10	2.5		38°	1.7	0.060
70	10	2.5		38°	2	0.002

Tabla XXV.- Resumen de los Coeficientes Sísmicos mínimos para diferentes FS para $z=2.5$ y $FI=38^\circ$, (A partir de la Tabla XXIV)

z	FI	FS	k
2.5	38°	1	.300
2.5	38°	1.3	.170
2.5	38°	1.7	.059
2.5	38°	2	.001

Tabla XXVI.- Determinación de Coeficiente Sísmico para diferentes FS, Para $z=2.5$ y $FI=34^\circ$, (Metodo de Sarma).

h(mt.)	V(mt.)	Talud (z)	Radio(R)	FI ($^\circ$)	FS	k
30	10	2.5	200	34°	1	0.240
30	10	2.5		34°	1.3	0.122
30	10	2.5		34°	1.7	0.020
30	10	2.5		34°	2	-0.032
30	10	2.5	300	34°	1	0.242
30	10	2.5		34°	1.3	0.124
30	10	2.5		34°	1.7	0.023
30	10	2.5		34°	2	-0.030
30	10	2.5	600	34°	1	0.247
30	10	2.5		34°	1.3	0.129
30	10	2.5		34°	1.7	0.027
30	10	2.5		34°	2	-0.025
50	10	2.5	250	34°	1	0.228
50	10	2.5		34°	1.3	0.111
50	10	2.5		34°	1.7	0.009
50	10	2.5		34°	2	-0.043
50	10	2.5	350	34°	1	0.229
50	10	2.5		34°	1.3	0.111
50	10	2.5		34°	1.7	0.010
50	10	2.5		34°	2	-0.042
50	10	2.5	700	34°	1	0.232
50	10	2.5		34°	1.3	0.114
50	10	2.5		34°	1.7	0.012
50	10	2.5		34°	2	-0.040
70	10	2.5	300	34°	1	0.225
70	10	2.5		34°	1.3	0.107
70	10	2.5		34°	1.7	0.006
70	10	2.5		34°	2	-0.047
70	10	2.5	450	34°	1	0.225
70	10	2.5		34°	1.3	0.107
70	10	2.5		34°	1.7	0.006
70	10	2.5		34°	2	-0.047
70	10	2.5	700	34°	1	0.226
70	10	2.5		34°	1.3	0.108
70	10	2.5		34°	1.7	0.007
70	10	2.5		34°	2	-0.046

Tabla XXVII.- Resumen de los Coeficientes Sísmicos mínimos para diferentes FS para $z=2.5$ y $FI=34^\circ$, (A partir de la Tabla XXVI).

z	FI	FS	k
2.5	34°	1	0.225
2.5	34°	1.3	0.107
2.5	34°	1.7	0.006
2.5	34°	2	-0.047

Tabla XXVIII.- Determinación del Coeficiente Sismico para diferentes FS para z=2 y FI=38°. (Método de Sarma).

h(mt.)	V(mt.)	Talud (z)	Radio(R)	FI (°)	FS	k
30	10	2	100	38°	1	0.239
30	10	2		38°	1.3	0.114
30	10	2		38°	1.7	0.004
30	10	2	150	38°	1	0.241
30	10	2		38°	1.3	0.115
30	10	2		38°	1.7	0.005
40	10	2	70	38°	1	0.239
40	10	2		38°	1.3	0.116
40	10	2		38°	1.7	0.008
40	10	2	400	38°	1	0.249
40	10	2		38°	1.3	0.123
40	10	2		38°	1.7	0.013
70	10	2	220	38°	1	0.217
70	10	2		38°	1.3	0.092
70	10	2		38°	1.7	0.031
70	10	2	400	38°	1	0.217
70	10	2		38°	1.3	0.092
70	10	2		38°	1.7	-0.018
70	10	2	150	38°	1	0.220
70	10	2		38°	1.3	0.096
70	10	2		38°	1.7	-0.013

Tabla XXIX.- Resumen de los Coeficientes Sísmicos mínimos para diferentes FS para z=2 y FI=38°. (A partir de la Tabla XXVIII).

z	FI	FS	k
2	38°	1	0.22
2	38°	1.3	0.09
2	38°	1.7	-0.02

Tabla XXX.- Determinación del Coeficiente Sismico para diferentes FS para $z=2$ y $FI=34^\circ$, (Método Sarma).

h(mt.)	V(mt.)	Talud (z)	Radio(R)	FI (°)	FS	k
30	10	2	100	34°	1	0.165
30	10	2		34°	1.3	0.051
30	10	2		34°	1.7	-0.049
30	10	2	400	34°	1	0.176
30	10	2		34°	1.3	0.060
30	10	2		34°	1.7	-0.041
30	10	2	70	34°	1	0.162
30	10	2		34°	1.3	0.053
30	10	2		34°	1.7	-0.046
70	10	2	200	34°	1	0.146
70	10	2		34°	1.3	0.031
70	10	2		34°	1.7	-0.069
70	10	2	400	34°	1	0.147
70	10	2		34°	1.3	0.030
70	10	2		34°	1.7	-0.071
70	10	2	130	34°	1	0.152
70	10	2		34°	1.3	0.039
70	10	2		34°	1.7	-0.061

Tabla XXXI.- Resumen de los Coeficientes Sísmicos mínimos para diferentes FS para $z=2$ y $FI=34^\circ$, (A partir de la Tabla XXX).

z	FI	FS	k
2	34°	1	0.15
2	34°	1.3	0.03
2	34°	1.7	-0.07

Tabla XXXII.- Variación del Coeficiente Sismico (k) respecto al Factor de Seguridad (FS), (Resumen de las tablas XXI, XXIII, XXV, XXVII, XXIX, XXXI).

FS	k	k	k	k	k	k
	z=3, FI=38°	z=3, FI=34°	z=2.5, FI=38°	z=2.5, FI=34°	z=2, FI=38°	z=2, FI=34°
1	0.361	0.285	0.300	0.225	0.22	0.15
1.3	0.230	0.164	0.170	0.107	0.09	0.03
1.7	0.120	0.062	0.059	0.006	0.01	-0.07
2	0.060	0.010	0.001	-0.047		

Para la presa en estudio, las arenas tienen un ángulo de fricción interna (ϕ) de 38° , y el coeficiente sísmico 0.12, entrando en la Figura 56, para un talud aguas abajo con una relación H:V de 2.5:1, encontramos que el Factor de seguridad (FS) es 1.49, y para un talud de 2:1 el Factor de seguridad es 1.24.

IV.5.1.B. DETERMINACION DE LA SUPERFICIE DE FALLA CRITICA.

Para determinar la superficie de falla crítica usaremos el programa de computo mostrado en el Apéndice B, basado en el método de Bishop para analizar estabilidad de taludes, el cual no es tan riguroso como el método del Dr. Sarma, pero los resultados obtenidos por ambos métodos son muy semejantes y parecidos. Además el método de bishop es más práctico para este fin, debido a que el valor del coeficiente sísmico (k) es un dato de entrada.

Los Datos de entrada:

Altura de la presa: 55 mts.

Ancho de la corona: 10 mts.

Angulo de fricción (ϕ): 38° .

Peso volumétrico del suelo de terraplén: 1.6 tn/m^3 .

Talud aguas abajo(z): 2.5

Cohesión= 0

Coeficiente sísmico:0.12

En la Tabla XXXIII, mostramos los valores encontrados del Factor de Seguridad para diferentes superficies de fallas, con un coeficiente sísmico de 0.12.

Tabla XXXIII.- Resultados encontrados en el analisis de estabilidad de taludes usando el Metodo de Bishop Modificado, para un $k=.12$.

PROFUNDIDAD BAJO CORONA (m)	LONG. EN LA CORONA (m)	RADIO (m)	FACTOR DE SEGURIDAD (FS)
20	10	100	1.652
20	10	180	1.61
20	10	300	1.609
20	10	500	1.620
20	5	90	1.562
20	5	150	1.516
20	5	300	1.507
20	5	500	1.512
20	0	80	1.512
20	0	300	1.435
20	0	500	1.432
20	0	1000	1.431
30	10	140	1.590
30	10	250	1.543
30	10	350	1.539
30	10	500	1.541
30	5	130	1.544
30	5	200	1.498
30	5	300	1.483
30	5	400	1.479
30	5	500	1.479
30	0	120	1.512
30	0	180	1.465
30	0	500	1.434
30	0	800	1.43
40	10	180	1.562
40	10	250	1.523
40	10	300	1.516
40	10	400	1.508
40	10	600	1.507
40	10	800	1.509
40	5	160	1.546
40	5	250	1.491
40	5	350	1.474
40	5	500	1.467
40	5	700	1.465
40	5	800	1.466
40	0	150	1.524
40	0	250	1.462
40	0	350	1.446
40	0	500	1.438
40	0	800	1.433
50	10	220	1.551
50	10	400	1.498
50	10	600	1.490
50	10	800	1.490

continua.....

50	5	200	1.540
50	5	400	1.471
50	5	600	1.461
50	5	800	1.458
50	5	1000	1.458
50	0	200	1.512
50	0	300	1.465
50	0	800	1.435
50	0	1000	1.432
55	10	230	1.554
55	10	300	1.518
55	10	500	1.489
55	10	700	1.484
55	10	800	1.484
55	5	220	1.536
55	5	400	1.473
55	5	600	1.460
55	5	800	1.456
55	5	1000	1.455
55	5	1200	1.455
55	0	200	1.531
55	0	500	1.445
55	0	700	1.437
55	0	900	1.434
55	0	1000	1.433

De la Tabla XXXIII encontramos que la superficie de falla crítica tiene un factor de seguridad igual a 1.455.

IV.5.2. DEFORMACION PERMANENTE DE LA CORONA.

IV.5.2.A. USANDO EL MÉTODO DE NEWMARK.

Para determinar el asentamiento de la corona usando el método de Newmark tenemos:

- 1).- La velocidad máxima del terreno (V) es 4.57 cm/s.
- 2).- La aceleración máxima del terreno (a_{max}) es 0.12g.
- 3).- La aceleración de cedencia ($N=k_y \cdot g$) es igual a 0.3g (obtenida a partir de la Figura 56).

Reemplazando estos valores en la ecuación (3.17) calculamos el desplazamiento horizontal permanente D:

$$D = (V^2 / 2N)(1 - N/a_{max})^2 \quad (3.17)$$

$$D = (4.57^2 / (2 * .3 * 981)) * (1 - .3 / .12)^2$$

$$D = 0.08 \text{ cm.}$$

El talud aguas arriba es 2:1 , y el talud aguas abajo es 2.5:1, por lo que el talud promedio es 2.25, en la ecuación (3.18):

$$U = D/m \quad (3.18)$$

$$U = .08 / (1 / 2.25)$$

$$U = 0.18 \text{ cm.}$$

IV.5.2.B. USANDO EL METODO DE JANSEN.

Para determinar el asentamiento de la corona de una presa donde no ocurre licuación usando el método de Jansen tenemos:

- 1).- Que la magnitud del terremoto (M) es 5.2,
- 2).- El coeficiente sísmico en la corona o cerca a ella K_m es 0.12.
- 3).- El coeficiente de sísmico máxima que produce sobre la presa un factor de seguridad pseudo-estático igual a uno (K_y) es 0.3g (Encontrado usando la Figura 56), y
- 4).- Los coeficientes empíricos W_1 y W_2 toman los valores de 5.8 y 8 respectivamente.

Reemplazando todos estos valores en la ecuación (3.22):

$$U = W_1(M/10)W_2(K_m - K_v)/(k_y)^{.5}$$

(3.22)

$$U = 5.8*(5.2/10)^8*(.3-.12)/(.12)^{.5}$$

$$U=1.61E-02 \text{ mts.}$$

CAPITULO V

CONCLUSIONES

- 1.- Una presa construida de arena o con la parte gruesa de relaves, puede fallar durante un terremoto, principalmente por no tenerse en cuenta durante su diseño y construcción los efectos que se producen sobre la estructura durante este fenómeno. La metodología de diseño sismo-resistente de presas de relaves desarrollada consiste (una vez hecho todos los estudios de la geología, hidrología del área del proyecto, estudio de la capacidad del reservorio formado en el tiempo, características y cantidad de relaves producidos) en: a) Evaluar la sismicidad en el área del proyecto, b) Determinar el comportamiento del material ha usarse en la construcción de la presa, bajo sollicitaciones sísmicas, c) Análisis de desarrollo de licuación, y d) Análisis de estabilidad de taludes y de deformación permanente. Es importante hacer notar que estructuras de este tipo han fallado en el pasado, debido a incidentes fortuitas causadas por su entorno.
- 2.- El efecto sísmico más importante que causa la falla de una presa de relaves, es la pérdida de la

resistencia al cortante producida en el cuerpo de la presa por el crecimiento de las presiones de poro de agua originada por las disminución de volumen del suelo (suelo contractivo), llegando al extremo de comportarse como un fluido viscoso con una resistencia al cortante mínima o residual que muchas veces se considera cero.

3.- Se ha determinado densidades relativas mínimas de los relaves en diferentes puntos del cuerpo de una presa, de manera que cuando en un determinado punto la densidad relativa es menor a esta mínima se produce la licuación. Así para la presa estudiada, hemos determinado que para un terremoto de Magnitud 5.2, con una distancia epicentral (R) de 40 Kms., con una intensidad sísmica en la zona de VI, produciendo una velocidad máxima de 4.57 cm/s^2 y una aceleración máxima de 0.12g en promedio, la densidad relativa (D_r) mínima es 53 (ver Tabla XIX). Cuando más profundo se encuentre la línea de corriente superior menor será la probabilidad de que se presente un fenómeno de licuación.

4.- La parte gruesa de los relaves producidos en una explotación minera puede ser usada para la construcción de una presa de contención, la cual se comportará eficientemente si a este material se le da una densidad relativa mayor a la mínima. En el Perú existen grandes explotaciones mineras, en terrenos con minerales de baja ley de cobre, fierro, etc., los

cuales estan generando grandes cantidades de relaves, por lo que es una posibilidad la construcción de presas de contención de relaves, de manera que podamos almacenar la parte más finos de los relaves en el reservorio formado, y recuperar el agua usada en la explotación, para reutilizarla o tratarlas antes de ser evacuadas a los cauces naturales, de esta manera evitamos la contaminación del suelo, agua, y el medio ambiente.

BIBLIOGRAFIA

- 1.- **Wahler, W. A.;** "Mine Waste Disposal Structures Mine Dumps, and Mill and Plant Impounmnets", VI Congreso Panamericano de Mecanica de Suelos e Ingenieria de Cimentaciones, Lima-Perú, 1979, Vol. III.
- 2.- **Mejia Lucar, Lester;** "El Sietema de Depósito de Relaves de la Compañia Minera Milpo"; El Comercio; 30 Set-92, Pags. D6-D7.
- 3.- **De Campos, T.M.P., Villar, L.F., Azevedo, R.f, and Guimaraes Filho, J.L.;** "Consolidation Analysis of a Tailings Reservoir", IX Panamerican Conference; Pags. 1021-1033.
- 4.- **Velarde S.M., J.L., Pyke, R.M., and Beikae, M.;** "Diseño de un Terraplán para Contener Relaves de Oro".
- 5.- **Soderberg, Roy L., and Busch, Richard A.;** "Design Guide for Metal and Nonmetal Tailings Disposal"; United States Department of the Interior; Bureau of Mines Information Circular 8755; 1977.
- 6.- **Klohn, Earle J., Maartman, Ch.;** "Construcción de Presas de Relaves Firmes por Centrifugación y Descarga por Grifos"; Klohn & Leonoff International

- Ltd., Vancouver, British Columbia, Canada.
- 7.- **Golder, H. Q.:** "Soil and Rock Mechanics Problems in Mining", VI Congreso Panamericano de Mecanica de Suelos e Ingenieria de Cimentaciones, Lima-Perú, 1979, Vol. I.
 - 8.- **Marcunson III, W.F., Ballard Jr, R.F., and Ledbetter, R.H.:** "Licuefaction Failure of Tailings Dams Resulting from the Near Izu Oshima Earthquake, 14 and 15 January 1978", VI Congreso Panamericano de Mecanica de Suelos e Ingenieria de Cimentaciones, Lima-Perú, 1979, Vol. II., 69-80.
 - 9.- **Harper, Thomas G., McLeod, Harley N., and Davies, Michael P.:** "Seismic Assessment of Tailings Dams"; Civil Engineering, December 1992, Pags. 64-66.
 - 10.- **Prieto Portar, L.A., y Velarde S.M., J. L.:** "Estabilidad Sismica de una Presa de Relaves de 55 mts. en Chicrin, Peru", VI Congreso Panamericano de Mecanica de Suelos e Ingenieria de Cimentaciones, Lima-Perú, 1979, Vol. I.
 - 11.- **Wilson, Stanley D., and Marsal, Raul J.:** Embankment Dams; ICOLD, ASCE; American Society of Civil Engineers, 1979; New York.
 - 12.- **Swaigood, James R., Moore, Dames Q., and Toland, Bearge C.:** "El Control del Agua En las Estructuras de Relaves"; Utah, USA.
 - 13.- **Haws, E.T., Reilly, N.:** "Dams, natural and induced earthquakes and the environment"; Dams and Earthquake; Proceedings of a conference held at the

- Institution of Civil Engineers, London, on October 1980; Thomas Telford Limited, London, 1981.
- 14.- **Bolton Seed, H.;** "Stability of Earth and Rockfill Dams During Earthquakes",
 - 15.- **Wiegel, Robert L.;** Earthquake Engineering. 1970. Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N.J. Pag.227-249 and 383-399.
 - 16.- **Del Cañizo Peralte, Luis;** "Plastificación Progresiva de un Talud Coulombiano"; Fundación José Entrecanales Ybarrañ; Madrid, 1971.
 - 17.- **Dobry, Ricardo;** "Soil Properties and Earthquake Ground Response"; Ninth Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Viña del Mar, Chile, 1991.
 - 18.- **Poorooshab, H.B., and Consoli, N.C.;** "The Ultimate State"; IX Congreso Panamericano, Chile, 1991, Vol. I., pag. 1171-1185.
 - 18a. **Lo, R.C, Klohn, E. and Liam Finn, W.D.;** "Shear Strength of Cohesionless Material Under Seismic Loadings"; IX Congreso Panamericano, Chile, 1991, Vol. I., pag. 1047-1061.
 - 19.- **Ovando-Shelley, E., and Mesa, C.M.;** "Undrained Behaviour of a Sand Containing Fines", IX Congreso Panamericano, Chile, 1991, Vol. I., pag. 1119-1136.
 - 20.- **Verdugo, R., Ishihara, K., and Towhata, I.;** "Steady State Line as a Reference State"; IX Congreso Panamericano, pag. 1083-1090.
 - 21.- **McLeod, H., Chambers, R.W., and Davies, M.P.;** "Seismic

- Design of Hydraulic Fill Tailings Structures": IX Congreso Panamericano, Chile, 1991, Vol. I., pag. 1063-1081.
- 22.- **Ries, E.R., Vaidya, N.R., and Michalopoulos, A.P.;** "Design Earthquake Recurrence Analysis"; Dams and Earthquake; Proceedings of a conference held at the Institution of Civil Engineers, London, on October 1980; Thomas Telford Limited, London, 1981.
- 23.- **Tapia G., Manuel.;** "Riesgo Sismico y Sismicidad en la Region Nor-oriental de Venezuela", VI Congreso Panamericano de Mecanica de Suelos e Ingenieria de Cimentaciones, Lima-Perú, 1979, Vol. II.
- 24.- **Flores Berrones, Raúl;** "Some Comments on the Dynamics Behaviour of Soils and Its Applications To Civil Engineering Projects", VI Congreso Panamericano de Mecanica de Suelos e Ingenieria de Cimentaciones, Lima-Perú, 1979, Vol. III.
- 25.- **Tosic, M.B.;** "Seismic risk studies for large dam projects in Northern Iraq"; Dams and Earthquake; Proceedings of a conference held at the Institution of Civil Engineers, London, on October 1980; Thomas Telford Limited, London, 1981.
- 26.- **Lambe, T. William, Whitman, Robert V.;** "Soils Mechanics"; John Wiley & Sons, Inc; 1969; New York.
- 27.- **Terzaghi, Karl** "From Theory to Practice in Soils Mechanics"; Wiley & Sons, Inc; 1960; New York.
- 28.- **Shioi, I., Uto, K., Fuyuki, M., y Iwasaki, T.;** "Ensayo de Penetración Estandar".