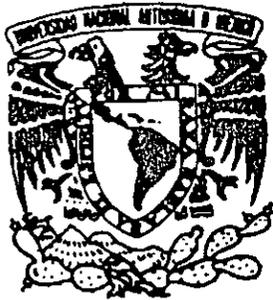


60



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO.

FACULTAD DE INGENIERÍA

*“EVALUACIÓN DE LA SEGURIDAD SÍSMICA DE LAS PRESAS DE TIERRA Y ENROCAMIENTO DE LA C.N.A.: VICENTE GUERRERO, GRO., ING. AURELIO BENASSINI VIZCAINO, SIN., Y EL CARRIZO, B.C.N.”*

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A:

ARTURO MARÍN BONILLA

DIRECTOR DE TESIS:  
DR. VICTOR MANUEL TABOADA URTUZUÁSTEGUI



282809

MÉXICO, D.F.

CIUDAD UNIVERSITARIA

2000



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



FACULTAD DE INGENIERIA  
DIRECCION  
60-1-107/97

UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MEXICO

Señor  
**ARTURO MARIN BONILLA**  
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **DR. VICTOR MANUEL TABOADA URTUZUASTEGUI**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

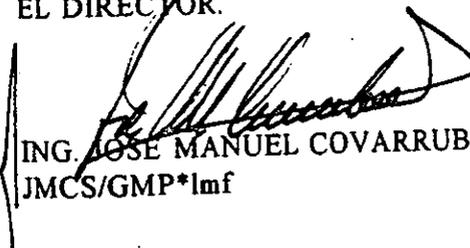
**"EVALUACION DE LA SEGURIDAD SISMICA DE LAS PRESAS DE TIERRA Y ENROCAMIENTO DE LA COMISION NACIONAL DEL AGUA: VICENTE GUERRERO (PALOS ALTOS), GRO., EL CARRIZO, B. C., E ING. AURELIO BENASSINI VIZCAINO (EL SALTO), SIN."**

- I. **INTRODUCCION**
- II. **DESCRIPCION DE LAS PRESAS Y CRITERIOS ADOPTADOS PARA EVALUAR SU SEGURIDAD**
- III. **DETERMINACION DE LOS MOVIMIENTOS SISMICOS EN CADA SITIO**
- IV. **DETERMINACION DE LAS PROPIEDADES DINAMICAS DE CADA PRESA**
- V. **ANALISIS DE RESPUESTA SISMICA**
- VI. **CALCULO DE LA ESTABILIDAD SISMICA**
- VII. **CALCULO DE PERDIDA DE BORDO LIBRE**
- VIII. **CONCLUSIONES**

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
Cd. Universitaria a 11 de septiembre de 1997.  
EL DIRECTOR.

  
ING. JOSE MANUEL COVARRUBIAS SOLIS  
JMCS/GMP\*lmf

*Dedico este trabajo...*

*... Con todo mi amor, a la Memoria de la Sra. Alicia Pérez Vda. de Marín.*

*Abuelita: Tu ausencia me pesa demasiado en el corazón, pero tu recuerdo fortalece, día a día, mi espíritu.*

*Donde quiera que te encuentres, sé que compartirás conmigo la emoción y alegría de este acontecimiento y espero que te sientas orgullosa de tu nieto mayor.*

*¡Siempre te recordaré abue!...*

*... A mis Padres, Ing. Arturo Marín Pérez y Sra. Laura Bonilla de Marín.*

*Papá y Mamá: Entre muchas cosas, de Ustedes recibí mis primeros conocimientos; me han brindado todo su amor; a Ustedes he recurrido en los momentos más difíciles, encontrando siempre la respuesta ideal, el consejo sabio, la ayuda más sacrificada y el apoyo incondicional. Por todo ello, es imposible considerar que la culminación de este ciclo sea el resultado de un esfuerzo personal; más bien, es el fruto del trabajo de un verdadero equipo, de la labor de ¡Una gran familia!.*

*Gracias por ser unos excelentes Padres, ¡Los adoro!...*

*... A la Biol. Laura Alicia Marín Bonilla.*

*Lizy: Al hacer mención de "una gran familia", es obvio que te encuentras incluida, pues eres un elemento muy importante de ella. Tu haz sido, como persona, un gran ejemplo y, como hermana ¿Qué te puedo decir?, eres lo máximo.*

*¡Te quiero mucho hermanita!...*

*... A quienes han sido parte de mi vida y que resulta difícil mencionar uno por uno. Me refiero a todos mis tíos, primos, sobrinos, amigos, cuñado y, de manera muy especial, a Feddy V. Macías Obregón, quien, con mucho amor, insistencia y paciencia, me motivó a seguir adelante en la conclusión de este trabajo.*

# ÍNDICE

|  | Pag. |
|--|------|
| <b>1. INTRODUCCIÓN.</b> .....  | 1    |
| 1.1. <i>Antecedentes.</i> .....  | 1    |
| 1.2. <i>Descripción del problema.</i> .....  | 2    |
| 1.3. <i>Objetivos y alcances.</i> .....  | 2    |
| <b>2. DESCRIPCIÓN DE LAS PRESAS.</b> .....   | 5    |
| 2.1. <i>Presa Vicente Guerrero (Palos Altos).</i> .....  | 5    |
| 2.1.1. <i>Características de la cortina.</i> .....   | 5    |
| 2.1.2. <i>Propiedades mecánicas para el diseño de la cortina.</i> .....  | 6    |
| 2.1.3. <i>Resultados de control de campo.</i> .....  | 6    |
| 2.1.4. <i>Sismicidad.</i> .....  | 9    |
| 2.1.5. <i>Capacidad de almacenamiento.</i> .....   | 9    |
| 2.1.6. <i>Bordo libre.</i> .....   | 9    |
| 2.2. <i>El Carrizo.</i> .....  | 10   |
| 2.2.1. <i>Características de la cortina.</i> .....   | 10   |
| 2.2.2. <i>Sismicidad.</i> .....  | 10   |
| 2.2.3. <i>Capacidad de almacenamiento.</i> .....   | 10   |
| 2.2.4. <i>Bordo libre.</i> .....   | 10   |
| 2.3. <i>Ing. Aurelio Benassini Vizcaino (El Salto).</i> .....  | 13   |
| 2.3.1. <i>Características de la cortina.</i> .....   | 13   |
| 2.3.2. <i>Construcción.</i> .....  | 13   |
| 2.3.3. <i>Sismicidad.</i> .....  | 14   |
| 2.3.4. <i>Capacidad de almacenamiento.</i> .....   | 14   |
| 2.3.5. <i>Bordo libre.</i> .....   | 14   |
| 2.4. <i>Criterios de seguridad adoptados.</i> .....  | 17   |
| <b>3. DETERMINACIÓN DE LOS MOVIMIENTOS SÍSMICOS EN CADA SITIO.</b> .....   | 18   |
| 3.1. <i>Espectros de respuesta de aceleraciones esperados para las presas estudiadas.</i> .....  | 18   |
| <b>4. DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DE CADA PRESA.</b> .....  | 25   |
| 4.1. <i>Definición de los parámetros dinámicos más importantes.</i> .....  | 25   |
| 4.1.1. <i>Módulo de rigidez al cortante.</i> .....   | 25   |
| 4.1.2. <i>Relación de amortiguamiento.</i> .....   | 35   |
| 4.2. <i>Esfuerzos estáticos.</i> .....   | 38   |
| 4.2.1. <i>Solución elástica utilizada para obtener los esfuerzos estáticos.</i> .....  | 38   |
| 4.2.2. <i>Casos considerados para la obtención de los esfuerzos mecánicos.</i> .....   | 40   |
| 4.3. <i>Modelos de comportamiento dinámico de las presas.</i> .....  | 42   |
| 4.4. <i>Propiedades dinámicas obtenidas.</i> .....   | 43   |
| 4.5. <i>Variación del módulo de rigidez al cortante <math>G_{max}</math> y la relación de amortiguamiento <math>\lambda</math> con la deformación al cortante <math>\gamma</math>.</i> ..... | 45   |
| 4.6. <i>Modelación numérica de la variación del módulo de rigidez al cortante y la relación de amortiguamiento con la deformación al cortante <math>\gamma</math>.</i> .....                 | 45   |

|   |     |
|---|-----|
| <b>5. ANÁLISIS DE RESPUESTA SÍSMICA.</b>  | 52  |
| 5.1. Método de Análisis.  | 52  |
| 5.1.1. Evaluación de la respuesta de presas de tierra utilizando la teoría de viga de Cortante.   | 53  |
| 5.2. Respuestas calculadas.   | 61  |
| 5.2.1. Presa Vicente Guerrero (Palos Altos).  | 61  |
| 5.2.2. Presa El Carrizo.  | 61  |
| 5.2.3. Presa Ing. Aurelio Benassini Vizcaino (El Salto).  | 62  |
| <b>6. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD SÍSMICA.</b>  | 71  |
| 6.1. Método de Análisis.  | 71  |
| 6.1.1. Método Sueco (Fellenius, 1927).  | 71  |
| 6.1.2. Método Pseudoestático (Das, 1993).   | 76  |
| 6.2. Método de análisis de la estabilidad sísmica de cada presa utilizando una sola dovela.       | 78  |
| 6.2.1. Datos requeridos.  | 78  |
| 6.2.2. Cálculo de las coordenadas del centro del círculo de falla.                                | 79  |
| 6.2.3. Cálculo del área de la superficie de falla.  | 81  |
| 6.2.4. Cálculo del centroide de la superficie de falla.   | 87  |
| 6.2.5. Peso de la cuña que desliza.   | 97  |
| 6.2.6. Determinación del punto sobre el cual actúa la resultante del peso de la cuña que desliza. | 99  |
| 6.2.7. Cálculo de las fuerzas "N" y "T".  | 99  |
| 6.2.8. Cálculo de los esfuerzos " $\sigma$ " y " $\tau$ ".  | 101 |
| 6.2.9. Cálculo del momento resistente " $M_R$ ".  | 101 |
| 6.2.10. Cálculo del momento motor " $M_M$ ".  | 103 |
| 6.2.11. Factor de seguridad.  | 104 |
| 6.3. Resultados.  | 106 |
| 6.3.1. Presa Vicente Guerrero (Palos Altos).  | 106 |
| 6.3.2. Presa El Carrizo.  | 107 |
| 6.3.3. Presa Ing. Aurelio Benassini Vizcaino (El Salto).  | 107 |
| <b>7. CÁLCULO DE LA PÉRDIDA DE BORDO LIBRE.</b>   | 121 |
| 7.1. Método de análisis.  | 121 |
| 7.2. Resultados.  | 130 |
| 7.2.1. Presa Vicente Guerrero (Palos Altos).  | 130 |
| 7.2.2. Presa El Carrizo.  | 130 |
| 7.2.3. Presa Ing. Aurelio Benassini Vizcaino (El Salto).  | 130 |
| <b>8. CONCLUSIONES.</b>   | 133 |
| <b>9. REFERENCIAS.</b>  | 136 |

## 2. DESCRIPCIÓN DE LAS PRESAS.

En este capítulo se incluye la información disponible de cada presa estudiada, la cual fue proporcionada por el Consultivo Técnico de la Comisión Nacional del Agua.

### 2.1 Presa Vicente Guerrero (Palos Altos).

#### 2.1.1 Características de la cortina.

El tipo de cortina es de roca, con corazón impermeable central angosto y simétrico, protegido con materiales friccionantes, formados por transiciones de grava y arena, y respaldos de rezaga y roca. El corazón impermeable y los respaldos permeables de aguas arriba, están desplantados sobre la roca basal (pizarras), los respaldos permeables de aguas abajo en la sección máxima, sobre los acarreos del río (grava y arena). La cortina está constituida por cuatro zonas:

*Zona 1:* Corazón impermeable formado con el producto de bancos localizados en ambas márgenes del río y aguas abajo, en distancias del orden de 4 km; este material se compactó con 8 pasadas de rodillo pata de cabra en capas de 15 cm de espesor y tiene taludes de 0.2:1 en ambos lados.

*Zona 2:* Transición de grava y arena, formada con el producto de bancos localizados aguas abajo del sitio de la cortina y excavaciones sobre el río Poliutla; compactado en capas de 60 cm de espesor con 4 pasadas de banda de tractor. Aguas abajo, entre el corazón impermeable y la zona de transición de grava y arena, se colocó un filtro selecto de arena con espesor de 2 m.

*Zona 3:* Respaldo permeable formado con rezaga producto de canteras localizadas aguas abajo en la margen izquierda y en distancias de 5 a 8 km al sitio de la cortina y el producto de excavaciones para alojar a la obra de excedencias; este material se colocó en capas de 80 cm de espesor compactándolo con 4 pasadas de banda de tractor.

*Zona 4:* Respaldos permeables formados con roca y rezaga producto de las canteras localizadas aguas abajo; este material se colocó en capas de volteo y en seguida de los respaldos permeables de rezaga. Las dimensiones son las siguientes: Altura total 67.5 m; sobre el lecho del río 66.5 m; longitud por la corona 620 m; anchura de la corona 10 m; ancho de la base 315 m. La elevación del desplante de la cimentación es 365.5 m; la del fondo del cauce es 366.5 m, y la de la corona es 433 m. En la figura 2.1 se presenta la sección máxima de la cortina, en ella se pueden apreciar las cuatro zonas arriba descrito con mejor claridad.

### 2.1.2 Propiedades mecánicas para el diseño de la cortina.

La sección impermeable está formada por suelos arcillosos poco compresibles y compresibles, predominando los primeros; sus propiedades mecánicas medias son: Densidad de sólidos 2.78, límite líquido 48.9 %, índice de plasticidad 28.2 %, peso volumétrico seco  $1712 \text{ kg/m}^3$ , con una humedad óptima de 20%; la resistencia al esfuerzo cortante se determinó en ensayos de compresión triaxial con especímenes saturados, obteniéndose un valor de  $c = 0.49$  en  $\text{kg/cm}^2$  para prueba no drenada rápida y  $\tau = 0.28 + \sigma \tan 10^\circ$  para prueba drenada rápida.

La sección de transición está formada por grava bien graduada o arena selecta, su densidad de sólidos es de 2.76, su peso volumétrico seco de  $2020 \text{ kg/m}^3$  para el 80% de densidad relativa, la resistencia al esfuerzo cortante se determinó en ensayos de compresión triaxial para la misma densidad relativa, en probetas de 15 cm de diámetro, empleando tamaño máximo de partículas de 3.75 cm (1 1/2") y se obtuvo un valor de  $\tau = \sigma \tan 40^\circ$  para prueba drenada lenta.

La sección del material permeable tiene las siguientes características:

A los formados con rezaga se les consideraron densidad de sólidos de 2.65 y peso volumétrico seco de  $2000 \text{ kg/m}^3$ ; la resistencia al esfuerzo cortante se estimó igual que para la zona de filtros. Para la zona de roca se consideró una densidad de sólidos de 2.65, peso volumétrico seco de  $1600 \text{ kg/m}^3$  y la resistencia al esfuerzo cortante se estimó en  $\tau = \sigma \tan 45^\circ$ . En la Tabla 2.1 se presentan las propiedades índice de cada sección.

### 2.1.3 Resultados de control de campo.

El material impermeable se controló por medio de calas, obteniéndose en gran promedio un peso volumétrico seco de  $1750 \text{ kg/m}^3$  con una humedad de 17.6%; se comparó con los resultados de la prueba Proctor en los que se obtuvo un peso volumétrico seco de  $1782 \text{ kg/m}^3$ , con una humedad óptima de 17.4%, correspondiéndole una compactación de 98.2 %.

El material de transición se controló por medio de calas, lográndose en gran promedio un peso volumétrico seco de  $2164 \text{ kg/m}^3$  y se comparó con la prueba de densidad relativa, obteniéndose un valor de 90.8 %.

El material permeable se controló de la siguiente manera: La zona correspondiente a rezagas se controló únicamente determinando el peso volumétrico seco, el cual dio un valor de  $1918 \text{ kg/m}^3$  y la zona de roca fue controlada con calas, obteniéndose un peso volumétrico seco de  $1855 \text{ kg/m}^3$ .



#### 2.1.4 Sismicidad.

De acuerdo con el mapa de regionalización sísmica de la República (Fig 1.1), la presa se ubica en la zona C.

#### 2.1.5 Capacidad de almacenamiento.

| <b>Capacidad</b>    | <b>Almacenamiento<br/>Millones de m<sup>3</sup></b> | <b>Elevación<br/>m</b> |
|---------------------|---|------------------------|
| Azolves             | 50.00   | -                      |
| Util                | 200.00  | 425.00 NAMO            |
| Superalmacenamiento | -   | 430.30 NAME            |
| <b>Total:</b>       | <b>250.00</b>                                       |                        |

#### 2.1.6 Bordo libre.

El bordo libre de diseño, según la información disponible es de 2.70 m.

## 2.2 El Carrizo.

### 2.2.1 Características de la cortina.

La sección está constituida por un corazón de material impermeable compactado con taludes de 0.25:1, protegido por dos filtros de arena compactada de espesor variable, formando un talud exterior de 1.5:1, los respaldos son de rezaga de roca tanto aguas arriba como aguas abajo, y tiene un talud de 2:1, protegiendo finalmente toda la sección aguas arriba con una chapa de enrocamiento con un talud de 2:1.

Las dimensiones de la estructura son las siguientes:

*Cortina principal:* ancho de corona 8 m., longitud de 295 m con una altura máxima de 55.84 m. En la figura 2.2 se presenta la sección máxima de la cortina, en ella se pueden apreciar las zonas arriba descritas con mejor claridad. En la tabla 2.2 se encuentran las propiedades índice y mecánicas de los materiales que constituyen la cortina.

### 2.2.2 Sismicidad.

De acuerdo con el mapa de regionalización sísmica de la República (Fig 1.1), la presa se encuentra en el borde de las zonas D y C.

### 2.2.3 Capacidad de almacenamiento.

| Capacidad           | Almacenamiento<br>Millones de m <sup>3</sup> | Elevación<br>m |
|---------------------|--|----------------|
| Azolves             | 5  | 263.75         |
| Util                | 39   | 284.70 NAMO    |
| Superalmacenamiento | 42   | 286.22 NAME    |
| <b>Total:</b>       | <b>86</b>                                    |                |

### 2.2.4 Bordo libre.

El bordo libre de diseño, según la información disponible es de 2.12 m.



Tabla 2.2. Propiedades mecánicas de la presa El Carrizo, B.C.N.

| CONCEPTO                             |   | ZONA 1<br>Corazón<br>impermeable | ZONA 2<br>Arena respaldo | ZONA 3<br>Rezaga | ZONA 4<br>Enrocamiento | ZONA 5<br>Cimentación |
|--------------------------------------|---|----------------------------------|--------------------------|------------------|------------------------|-----------------------|
| PRUEBA<br>RAPIDA                     | Peso volumétrico seco (ton/m <sup>3</sup> )     | 1.642                            | 1.761                    | 1.550            | ---                    | ---                   |
|                                      | Peso volumétrico húmedo (ton/m <sup>3</sup> )   | 2.040                            | ---                      | ---              | ---                    | ---                   |
|                                      | Peso volumétrico saturado (ton/m <sup>3</sup> ) | 2.053                            | 2.110                    | 1.500            | ---                    | 1.950                 |
|                                      | Angulo de fricción interno (°)                  | 0.000                            | 40.000                   | 40.000           | ---                    | 35.000                |
|                                      | Cohesión (ton/m <sup>2</sup> )                  | 5.000                            | 0.000                    | 0.000            | ---                    | 0.000                 |
| PRUEBA<br>RAPIDA<br>CONSO-<br>LIDADA | Peso volumétrico seco (ton/m <sup>3</sup> )     | ---                              | ---                      | ---              | ---                    | ---                   |
|                                      | Peso volumétrico húmedo (ton/m <sup>3</sup> )   | ---                              | ---                      | ---              | ---                    | ---                   |
|                                      | Peso volumétrico saturado (ton/m <sup>3</sup> ) | ---                              | ---                      | ---              | ---                    | ---                   |
|                                      | Angulo de fricción interno (°)                  | 20.000                           | 40.000                   | 40.000           | ---                    | 35.000                |
|                                      | Cohesión (ton/m <sup>2</sup> )                  | 3.000                            | 0.000                    | 0.000            | ---                    | 0.000                 |

## 2.3 *Ing. Aurelio Benassini Vizcaino (El Salto).*

### 2.3.1 *Características de la cortina.*

Para cerrar el embalse se construyó una cortina principal y dos diques que se encuentran en la margen izquierda, y llevan el nombre de El Bajío y El Salto. Las tres estructuras anteriores son de materiales graduados.

La sección de cualquiera de las tres estructuras está constituida por un corazón de material impermeable con taludes de 0.3:1, protegidos por dos filtros de grava arena seleccionada de espesor variable, formando un talud exterior de 0.4:1, los respaldos de grava-arena se colocaron en seguida para terminar en un talud de 1.5:1, protegiendo finalmente toda la sección con enrocamiento y rezaga hasta completarla con un talud de 2:1.

Las dimensiones de cada una de estas tres estructuras son las siguientes:

*Cortina principal:* ancho de corona 8 m, longitud de 370 m con una altura máxima de 72 m.

*Dique El Bajío:* ancho de corona 8 m, longitud de 370 m con una altura máxima de 35 m.

*Dique El Salto:* ancho de corona 8 m, longitud de 450 m con una altura máxima de 10 m.

En la Fig 2.3 se presenta la sección máxima de la cortina y en la tabla 2.3 se encuentran las propiedades índice y mecánicas de los materiales que constituyen la cortina.

### 2.3.2 *Construcción.*

Esta obra fue iniciada en julio de 1981 y se terminó el 3 de septiembre de 1986, pero por instrucciones de la Subsecretaría de Infraestructura Hidráulica de S.A.R.H., se ordenó la sobreelevación de la misma, completándose hasta el año de 1988 (la supervisión estuvo a cargo de la Residencia General en La Cruz, Sin., dependiente de la citada Subsecretaría. Esta obra fue ejecutada por la compañía COTA, S.A.).

Los problemas especiales durante la construcción, así como la solución adoptada se enuncian a continuación. Por haberse revisado y aumentado la capacidad del vertedor, fue necesario sobreelevar todas las estructuras 1.50 m, incluyendo las terracerías de la cortina principal y diques, así como los muros de encauce del vertedor de excedencias y se tomó la

previsión de dar la sobreelevación o contra flecha omitida originalmente en las partes de terracerías ya construidas. No se modificó la elevación de las plataformas de los equipos de operación de ambas tomas.

### 2.3.3 Sismicidad.

Por cuanto concierne a movimientos telúricos, de acuerdo con el mapa de regionalización sísmica de la República, la presa está en la zona B.

### 2.3.4 Capacidad de almacenamiento.

| Capacidad           | Almacenamiento<br>Millones de m <sup>3</sup> | Elevación<br>m |
|---------------------|--|----------------|
| Azolves             | 70   | 133.84         |
| Util                | 345  | 154.50 NAMO    |
| Superalmacenamiento | 395  | 164.64 NAME    |
| <b>Total:</b>       | <b>810</b>                                   |                |

### 2.3.5 Bordo libre.

Con base en la información proporcionada, el bordo libre se estimó en 2.46 m.

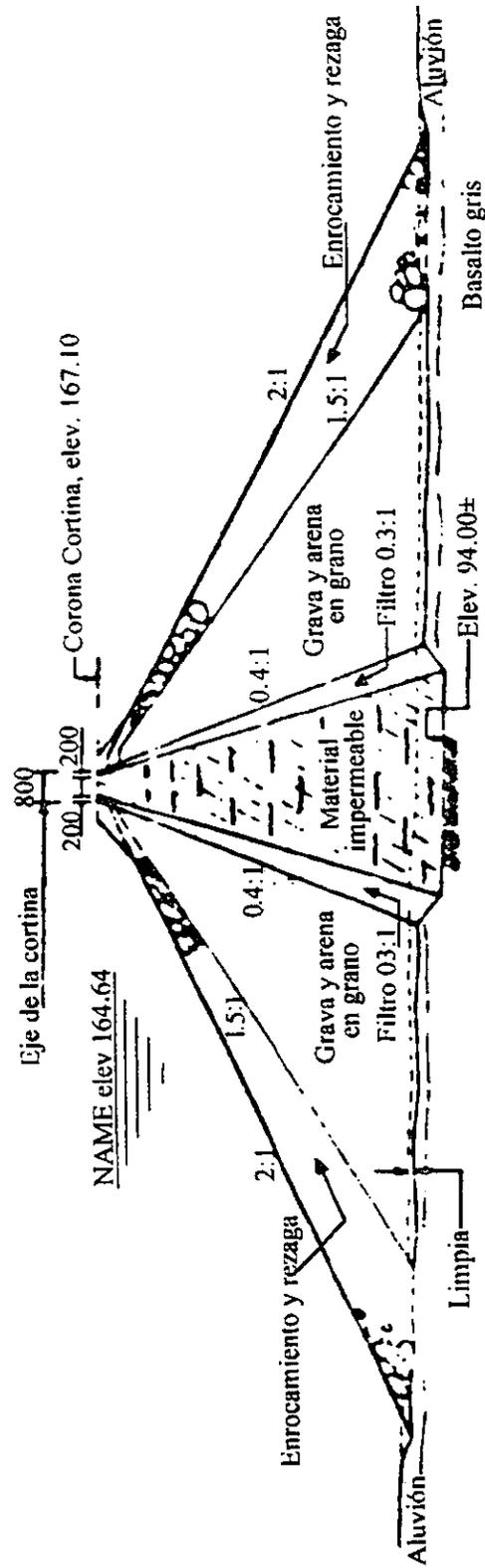


Fig. 2.3 Sección máxima de la cortina, presa El Salto.

Tabla 2.3. Propiedades mecánicas de la presa Ing Aurelio Benassini Vizcaino (El Salto), Sin.

| CONCEPTO                             |   | ZONA 1<br>Material<br>Impermeable | ZONA 2<br>Filtro grava-arena | ZONA 3<br>Respaldos grava-<br>arena | ZONA 4<br>Enrocamiento y<br>resaga | ZONA 5<br>Aluvión |
|--------------------------------------|---|-----------------------------------|------------------------------|-------------------------------------|------------------------------------|-------------------|
| PRUEBA<br>RAPIDA                     | Peso volumétrico seco (ton/m <sup>3</sup> )     | 1.420                             | 1.920                        | 1.916                               | 1.550                              | ---               |
|                                      | Peso volumétrico húmedo (ton/m <sup>3</sup> )   | 1.850                             | 2.200                        | 2.045                               | 1.990                              | ---               |
|                                      | Peso volumétrico saturado (ton/m <sup>3</sup> ) | 1.860                             | 2.200                        | 2.167                               | 1.990                              | 2.300             |
|                                      | Angulo de fricción interno (°)                  | 0.000                             | 37.000                       | 40.000                              | 45.000                             | 30.000            |
|                                      | Cohesión (ton/m <sup>2</sup> )                  | 5.000                             | 0.000                        | 0.000                               | 0.000                              | 0.000             |
| PRUEBA<br>RAPIDA<br>CONSO-<br>LIDADA | Peso volumétrico seco (ton/m <sup>3</sup> )     | 1.400                             | 1.920                        | 1.916                               | 1.550                              | ---               |
|                                      | Peso volumétrico húmedo (ton/m <sup>3</sup> )   | 1.850                             | 2.200                        | 2.045                               | 1.990                              | ---               |
|                                      | Peso volumétrico saturado (ton/m <sup>3</sup> ) | 1.860                             | 2.200                        | 2.167                               | 1.990                              | 2.300             |
|                                      | Angulo de fricción interno (°)                  | 0.000                             | 37.000                       | 40.000                              | 45.000                             | 30.000            |
|                                      | Cohesión (ton/m <sup>2</sup> )                  | 2.000                             | 0.000                        | 0.000                               | 0.000                              | 0.000             |

## 2.4 Criterios de Seguridad Adoptados.

En la actualidad existen diferentes criterios para definir el medio ambiente sísmico que debe utilizarse en el diseño o en la evaluación de la seguridad sísmica de presas. Organizaciones gubernamentales (principalmente en Estados Unidos de Norteamérica) y otras entidades usan una variedad de términos para definir la excitación sísmica, entre los más comunes se encuentran:

“Maximum Credible Earthquake (MCE)”. Este se entiende como el sismo que causaría el movimiento más severo del terreno en el sitio, con base en el conocimiento tectónico de la región. Alternativamente, es el sismo hipotético de una fuente específica que puede producir la vibración más severa del terreno en el sitio de la presa. Se acepta que este sismo induzca algún daño a la estructura con tal que no se genere fuga de agua del embalse.

“Safe Shutdown Earthquake (SSE)”. Corresponde al sismo que resulta con máximo daño potencial considerando la geología local y regional, así como las condiciones locales del sitio. Al igual que con el MCE, se acepta daño marginal en la presa.

“Operating Basis Earthquake (OBE)”. Se define como el nivel máximo del movimiento del terreno que se puede esperar en el sitio durante la vida útil del proyecto, la cual en el caso de presas se considera 100 años. Ante esta sollicitación, la operación de la presa no debe ser alterada, por lo que debe aceptarse daño mínimo a la estructura.

En este estudio, para evaluar la seguridad de las presas se consideraron dos niveles de severidad de los sismos. El MCE que se definió como el sismo máximo probable con un periodo de retorno de 200 años y el OBE que se asumió como el sismo máximo probable con periodo de retorno de 100 años.

Con base en lo arriba expuesto, las presas deben sufrir sólo daño ligero para el sismo de 100 años y no fallar o deformarse en tal magnitud que se pierda el bordo libre de diseño para el sismo de 200 años. Si ambas condiciones se cumplen, se considera que la presa es segura. Si no cumple con ninguna de las dos condiciones, entonces es importante que se proceda con investigaciones complementarias para definir las medidas de protección. Casos intermedios, se deben discutir con las autoridades de la Comisión Nacional del Agua para definir los niveles de riesgo que se deban adoptar en estos casos.

### 3. DETERMINACIÓN DE LOS MOVIMIENTOS SÍSMICOS EN CADA SITIO.

#### 3.1 Espectros de respuesta de aceleraciones esperados para las presas estudiadas.

Estos espectros son de respuesta para pseudoaceleraciones, en terreno firme, para 5%, 10% y 15% de amortiguamiento y para periodos de 0.0, 0.15, 0.3, 0.5, 1.0, 2.0 y 3.0 segundos. Se consideraron periodos de recurrencia de 100 y 200 años como representativos de los sismos correspondientes al sismo de operación y al máximo posible, respectivamente.

Para la obtención de los espectros de respuesta de tasa de excedencia constante y para 5% de amortiguamiento, se empleó el programa conocido como Peligro Sísmico en México (PSM). Este programa utiliza tres modelos de atenuación. El primero de ellos es aplicable a los temblores costeros, es decir, aquellos que se generan en las costas del Pacífico, de Jalisco a Chiapas, asociados al proceso de subducción de la placa de Cocos bajo la de Norteamérica. El segundo modelo es el obtenido con registros de temblores superficiales ocurridos en California. El tercer modelo, es el que considera la atenuación de los temblores de profundidad intermedia que ocurren en la placa de Cocos subducida bajo la Norteamericana.

Una vez conocidos los espectros para 5% de amortiguamiento, los correspondientes a 10% y 15% se calcularon siguiendo el procedimiento descrito por Newmark y Rosenblueth (1971). Este procedimiento se basa en que el cociente entre las ordenadas espectrales de un espectro para determinado amortiguamiento y el correspondiente al caso no amortiguado, para el caso elástico, varía aproximadamente de forma exponencial como:

$$D(T, \zeta)/D(T,0) = \zeta^{-0.4} \quad (3.1)$$

en donde D representa la ordenada espectral en función del periodo T y el amortiguamiento  $\zeta$ . Las ordenadas espectrales para un periodo y un amortiguamiento dado se pueden obtener, conociendo el espectro correspondiente a 5% de amortiguamiento, por medio de la siguiente expresión:

$$D(T, \lambda = x) = \left( \frac{\lambda = x}{5\%} \right)^{-0.4} D(T, 5\%) \quad (3.2)$$

donde "x" será el valor, en porciento, del amortiguamiento  $\lambda$  ( $x=1,2,3,\dots$ ).

De aquí que los factores de escalamiento que se aplican a los espectros para 5% de amortiguamiento sean 0.75 y 0.64 para obtener los de 10% y 15% respectivamente. Factores similares a los calculados con el procedimiento anterior se encontraron para los espectros con 10% de amortiguamiento realizando un estudio de riesgo sísmico para cada uno de los sitios que nos ocupan, empleando las leyes de atenuación dadas por McGuire (1974) para el cálculo de espectros de pseudovelocidades.

## PRESA VICENTE GUERRERO

AMORTIGUAMIENTO = 5%

T.R. = 100 AÑOS

| $S_a$<br>( $m/s^2$ ) | T<br>(seg) |
|----------------------|------------|
| 1.47059              | 0.00       |
| 3.69608              | 0.15       |
| 3.00000              | 0.30       |
| 2.00980              | 0.50       |
| 1.27451              | 1.00       |
| 0.79412              | 2.00       |
| 0.56863              | 3.00       |

T.R. = 200 AÑOS

| $S_a$<br>( $m/s^2$ ) | T<br>(seg) |
|----------------------|------------|
| 2.08696              | 0.00       |
| 5.14493              | 0.15       |
| 4.11594              | 0.30       |
| 2.78261              | 0.50       |
| 1.73913              | 1.00       |
| 1.10145              | 2.00       |
| 0.78261              | 3.00       |

AMORTIGUAMIENTO = 10%

T.R. = 100 AÑOS

| $S_a$<br>( $m/s^2$ ) | T<br>(seg) |
|----------------------|------------|
| 1.47059              | 0.00       |
| 2.80089              | 0.15       |
| 2.27340              | 0.30       |
| 1.52303              | 0.50       |
| 0.96582              | 1.00       |
| 0.60178              | 2.00       |
| 0.43091              | 3.00       |

T.R. = 200 AÑOS

| $S_a$<br>( $m/s^2$ ) | T<br>(seg) |
|----------------------|------------|
| 2.08696              | 0.00       |
| 3.89883              | 0.15       |
| 3.11906              | 0.30       |
| 2.10866              | 0.50       |
| 1.31791              | 1.00       |
| 0.83468              | 2.00       |
| 0.59306              | 3.00       |

AMORTIGUAMIENTO = 15%

T.R. = 100 AÑOS

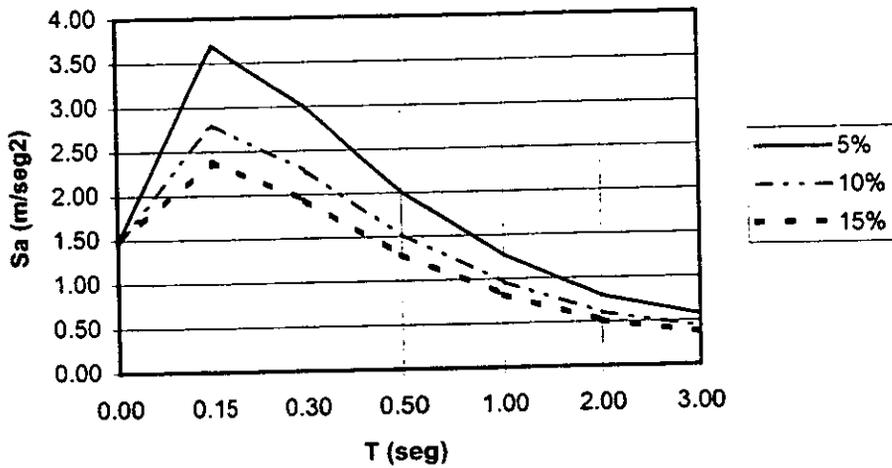
| $S_a$<br>( $m/s^2$ ) | T<br>(seg) |
|----------------------|------------|
| 1.47059              | 0.00       |
| 2.38175              | 0.15       |
| 1.93320              | 0.30       |
| 1.29512              | 0.50       |
| 0.82129              | 1.00       |
| 0.51173              | 2.00       |
| 0.36643              | 3.00       |

T.R. = 200 AÑOS

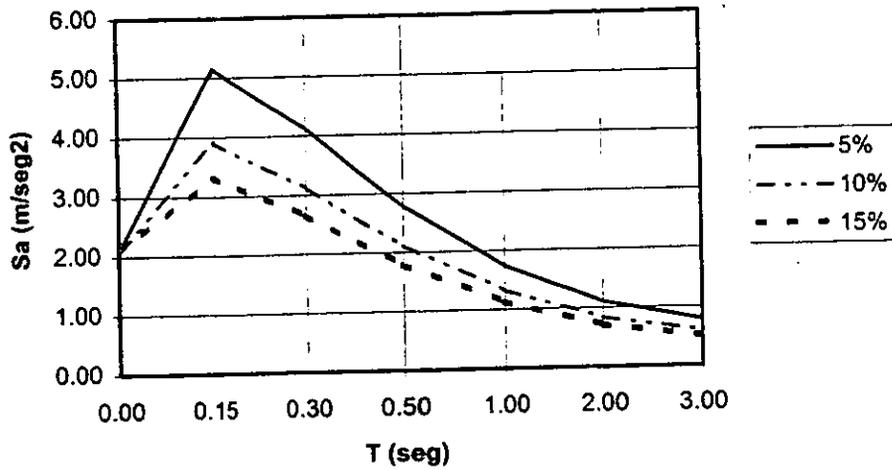
| $S_a$<br>( $m/s^2$ ) | T<br>(seg) |
|----------------------|------------|
| 2.08696              | 0.00       |
| 3.31539              | 0.15       |
| 2.65231              | 0.30       |
| 1.79311              | 0.50       |
| 1.12070              | 1.00       |
| 0.70977              | 2.00       |
| 0.50431              | 3.00       |

# PRESA VICENTE GUERRERO

T= 100 AÑOS



T= 200 AÑOS



## PRESA EL CARRIZO.

AMORTIGUAMIENTO = 5%

T.R. = 100 AÑOS

| $S_a$<br>( $m/s^2$ ) | T<br>(seg) |
|----------------------|------------|
| 1.74074              | 0.00       |
| 2.96296              | 0.15       |
| 1.77777              | 0.30       |
| 1.07407              | 0.50       |
| 0.48148              | 1.00       |
| 0.22704              | 2.00       |
| 0.20741              | 3.00       |

T.R. = 200 AÑOS

| $S_a$<br>( $m/s^2$ ) | T<br>(seg) |
|----------------------|------------|
| 2.22222              | 0.00       |
| 3.55555              | 0.15       |
| 2.51852              | 0.30       |
| 1.59259              | 0.50       |
| 0.71111              | 1.00       |
| 0.37037              | 2.00       |
| 0.28148              | 3.00       |

AMORTIGUAMIENTO = 10%

T.R. = 100 AÑOS

| $S_a$<br>( $m/s^2$ ) | T<br>(seg) |
|----------------------|------------|
| 1.74074              | 0.00       |
| 2.24533              | 0.15       |
| 1.34719              | 0.30       |
| 0.81393              | 0.50       |
| 0.36487              | 1.00       |
| 0.17205              | 2.00       |
| 0.15718              | 3.00       |

T.R. = 200 AÑOS

| $S_a$<br>( $m/s^2$ ) | T<br>(seg) |
|----------------------|------------|
| 2.22222              | 0.00       |
| 2.69440              | 0.15       |
| 1.90853              | 0.30       |
| 1.20686              | 0.50       |
| 0.53888              | 1.00       |
| 0.28067              | 2.00       |
| 0.21331              | 3.00       |

AMORTIGUAMIENTO = 15%

T.R. = 100 AÑOS

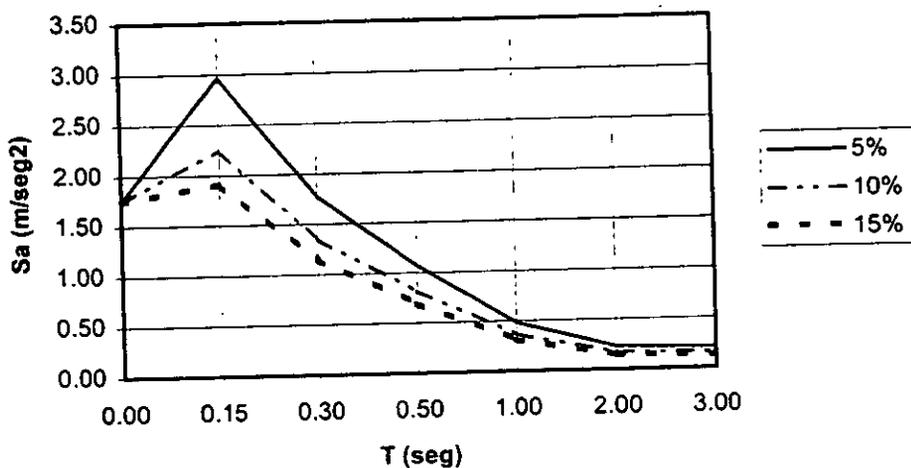
| $S_a$<br>( $m/s^2$ ) | T<br>(seg) |
|----------------------|------------|
| 1.74074              | 0.00       |
| 1.90933              | 0.15       |
| 1.14559              | 0.30       |
| 0.69213              | 0.50       |
| 0.31027              | 1.00       |
| 0.14630              | 2.00       |
| 0.13366              | 3.00       |

T.R. = 200 AÑOS

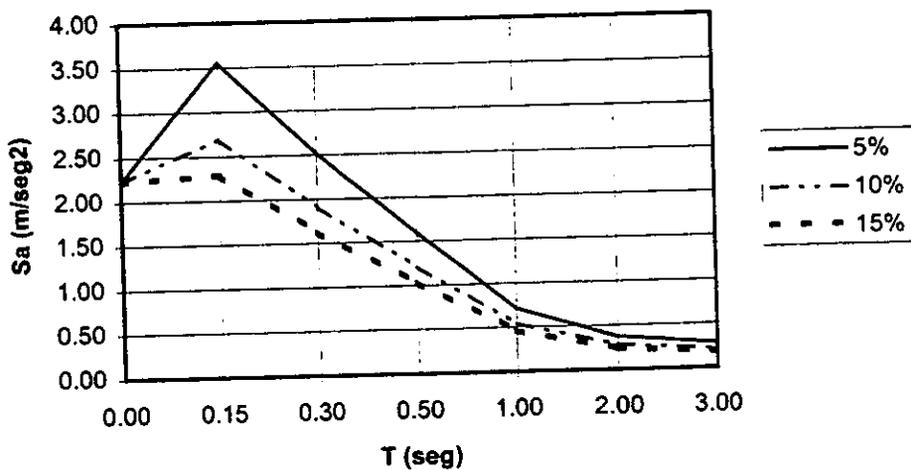
| $S_a$<br>( $m/s^2$ ) | T<br>(seg) |
|----------------------|------------|
| 2.22222              | 0.00       |
| 2.29120              | 0.15       |
| 1.62293              | 0.30       |
| 1.02626              | 0.50       |
| 0.45824              | 1.00       |
| 0.23867              | 2.00       |
| 0.18139              | 3.00       |

# PRESA EL CARRIZO.

T= 100 AÑOS



T= 200 AÑOS



PRESA ING. AURELIO BENASSINI VIZCAINO.

AMORTIGUAMIENTO = 5%

T.R. = 100 AÑOS

T.R. = 200 AÑOS

| $S_a$<br>( $m/s^2$ ) | T<br>(seg) |
|----------------------|------------|
| 0.21176              | 0.00       |
| 0.17941              | 0.15       |
| 0.11471              | 0.30       |
| 0.07941              | 0.50       |
| 0.04853              | 1.00       |
| 0.04265              | 2.00       |
| 0.05000              | 3.00       |

| $S_a$<br>( $m/s^2$ ) | T<br>(seg) |
|----------------------|------------|
| 0.27059              | 0.00       |
| 0.25490              | 0.15       |
| 0.16078              | 0.30       |
| 0.11176              | 0.50       |
| 0.06863              | 1.00       |
| 0.06275              | 2.00       |
| 0.07451              | 3.00       |

AMORTIGUAMIENTO = 10%

T.R. = 100 AÑOS

T.R. = 200 AÑOS

| $S_a$<br>( $m/s^2$ ) | T<br>(seg) |
|----------------------|------------|
| 0.21176              | 0.00       |
| 0.13596              | 0.15       |
| 0.08693              | 0.30       |
| 0.06018              | 0.50       |
| 0.03678              | 1.00       |
| 0.03232              | 2.00       |
| 0.03789              | 3.00       |

| $S_a$<br>( $m/s^2$ ) | T<br>(seg) |
|----------------------|------------|
| 0.27059              | 0.00       |
| 0.19316              | 0.15       |
| 0.12184              | 0.30       |
| 0.08469              | 0.50       |
| 0.05201              | 1.00       |
| 0.04755              | 2.00       |
| 0.05646              | 3.00       |

AMORTIGUAMIENTO = 15%

T.R. = 100 AÑOS

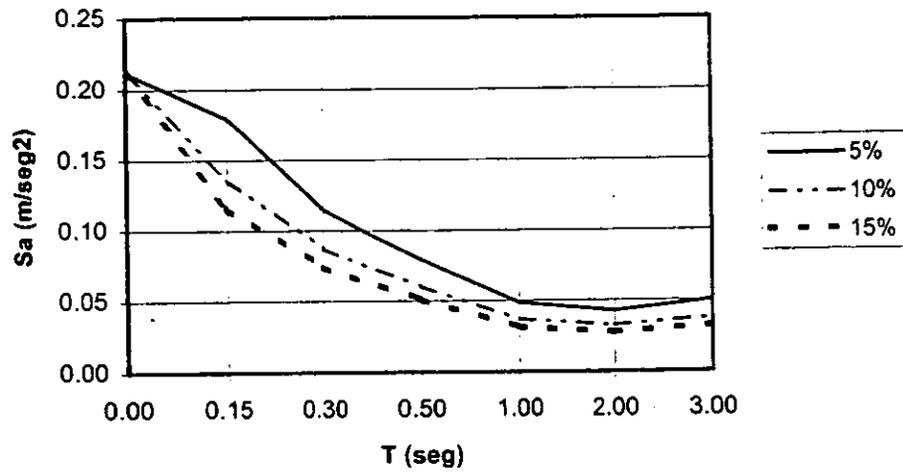
T.R. = 200 AÑOS

| $S_a$<br>( $m/s^2$ ) | T<br>(seg) |
|----------------------|------------|
| 0.21176              | 0.00       |
| 0.11561              | 0.15       |
| 0.07392              | 0.30       |
| 0.05117              | 0.50       |
| 0.03127              | 1.00       |
| 0.02748              | 2.00       |
| 0.03222              | 3.00       |

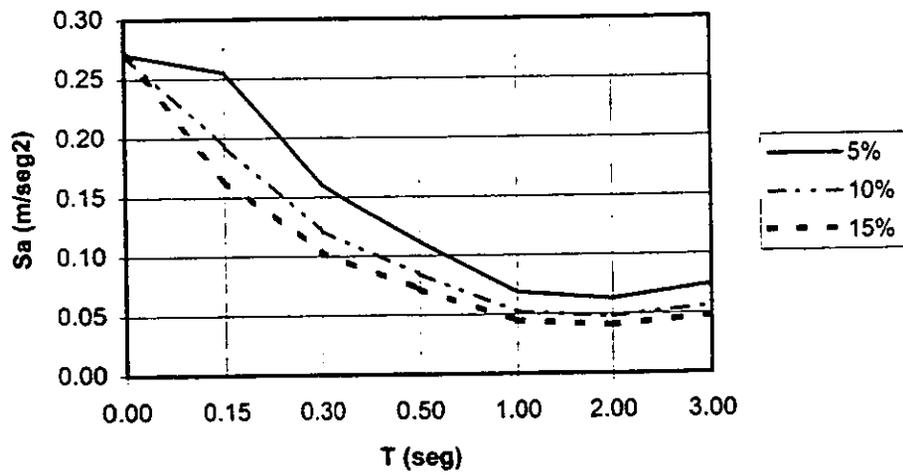
| $S_a$<br>( $m/s^2$ ) | T<br>(seg) |
|----------------------|------------|
| 0.27059              | 0.00       |
| 0.16426              | 0.15       |
| 0.10361              | 0.30       |
| 0.07202              | 0.50       |
| 0.04423              | 1.00       |
| 0.04044              | 2.00       |
| 0.04801              | 3.00       |

# PRESA ING. AURELIO BENASSINI VIZCAINO.

**T= 100 AÑOS**



**T= 200 AÑOS**



#### 4. DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DE CADA PRESA.

La propagación de ondas de corte provocadas por eventos sísmicos genera en el suelo deformaciones angulares. En el caso en que la excitación dinámica (sismo) no induzca al suelo deformaciones residuales de consideración, el comportamiento dinámico de éste está descrito principalmente por el módulo de rigidez al cortante dinámico,  $G$ , y el coeficiente de amortiguamiento  $\lambda$ .

Otros parámetros menos importantes, desde el punto de vista del comportamiento de los suelos granulares, son el módulo de compresibilidad volumétrico,  $B$ , y el módulo de Young,  $E$ .

##### 4.1 Definición de los parámetros dinámicos más importantes.

###### 4.1.1 Módulo de rigidez al cortante.

La mayoría de los suelos exhiben relaciones de esfuerzo-deformación curvilíneas como las mostrada en la figura 4.1. Cuando un espécimen de suelo se somete por primera vez a esfuerzos desviadores sufre deformaciones parcialmente irreversibles y, por lo tanto, la curva esfuerzo-deformación en carga es diferente de la de descarga y de la recarga.

El ciclo completo de carga y descarga representado por un ciclo de histéresis cerrado, como el mostrado en la fig. 4.1, se puede definir por dos parámetros importantes como lo son  $G$  y  $\lambda$ . En la práctica se utiliza el módulo de corte secante  $G$ , el cual se define como la pendiente de la línea que une los puntos extremos del ciclo de histéresis. Dicho módulo puede también determinarse mediante pruebas de velocidad de transmisión de ondas en el campo.

En la fig. 4.1 puede observarse claramente que el módulo de rigidez varía con la deformación: al aumentar ésta, el módulo disminuye ( $G_2 < G_1$ ).

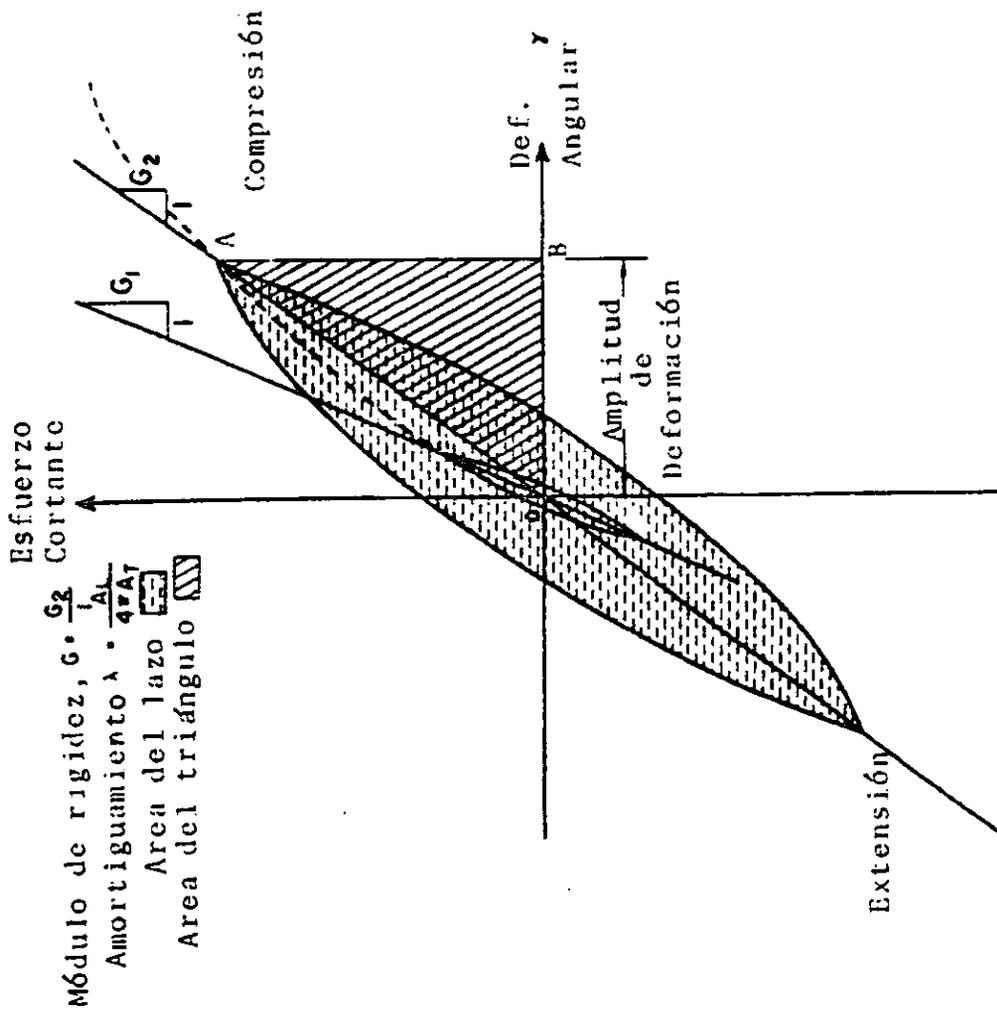


Fig.4.1 Relación histerética esfuerzo-deformación para diferentes amplitudes de deformación.

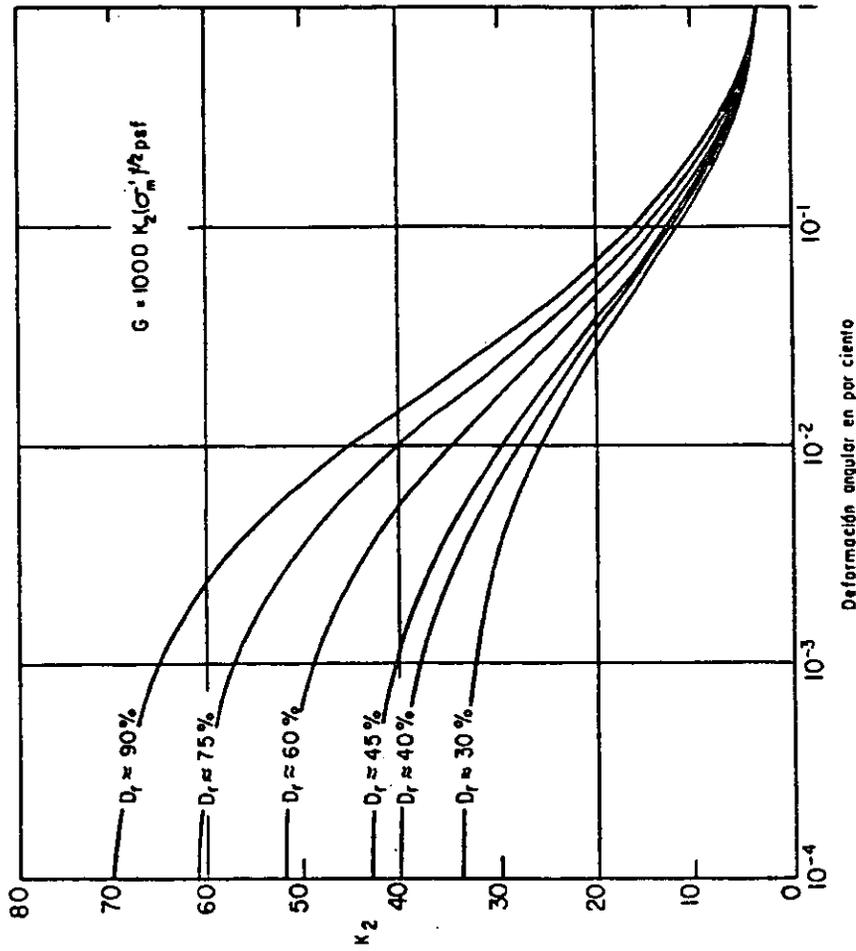


Fig. 4.2 Módulo de rigidez al cortante, para arenas, de acuerdo con la densidad relativa (Seed & Idriss, 1970).

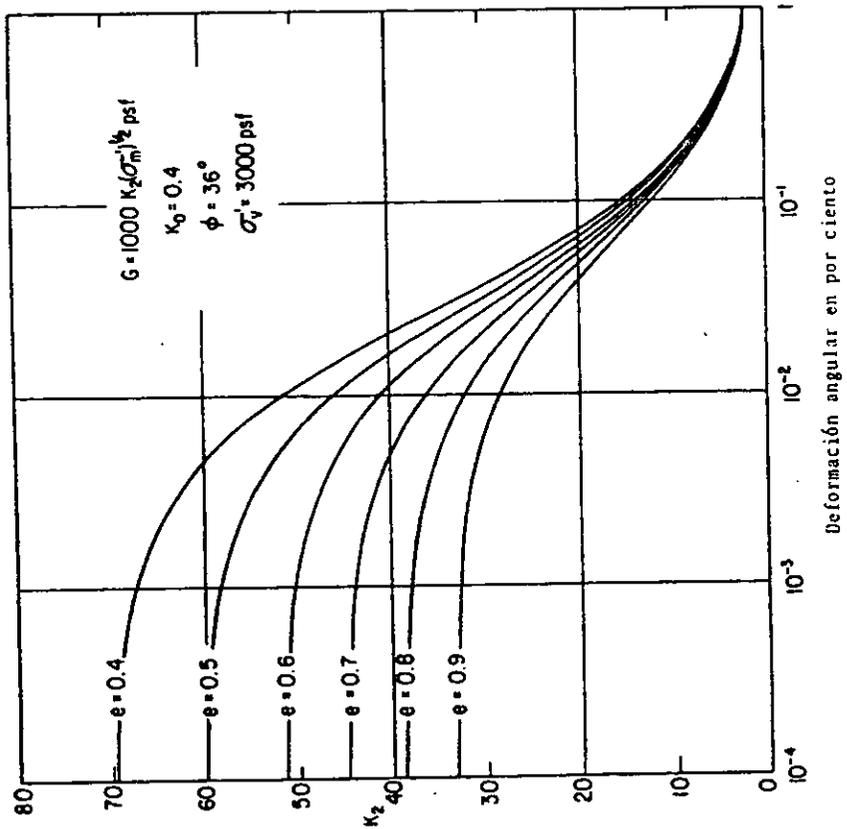


Fig 4.3 Módulo de rigidez para arenas de acuerdo con la relación de vacíos (Seed & Idriss, 1970).

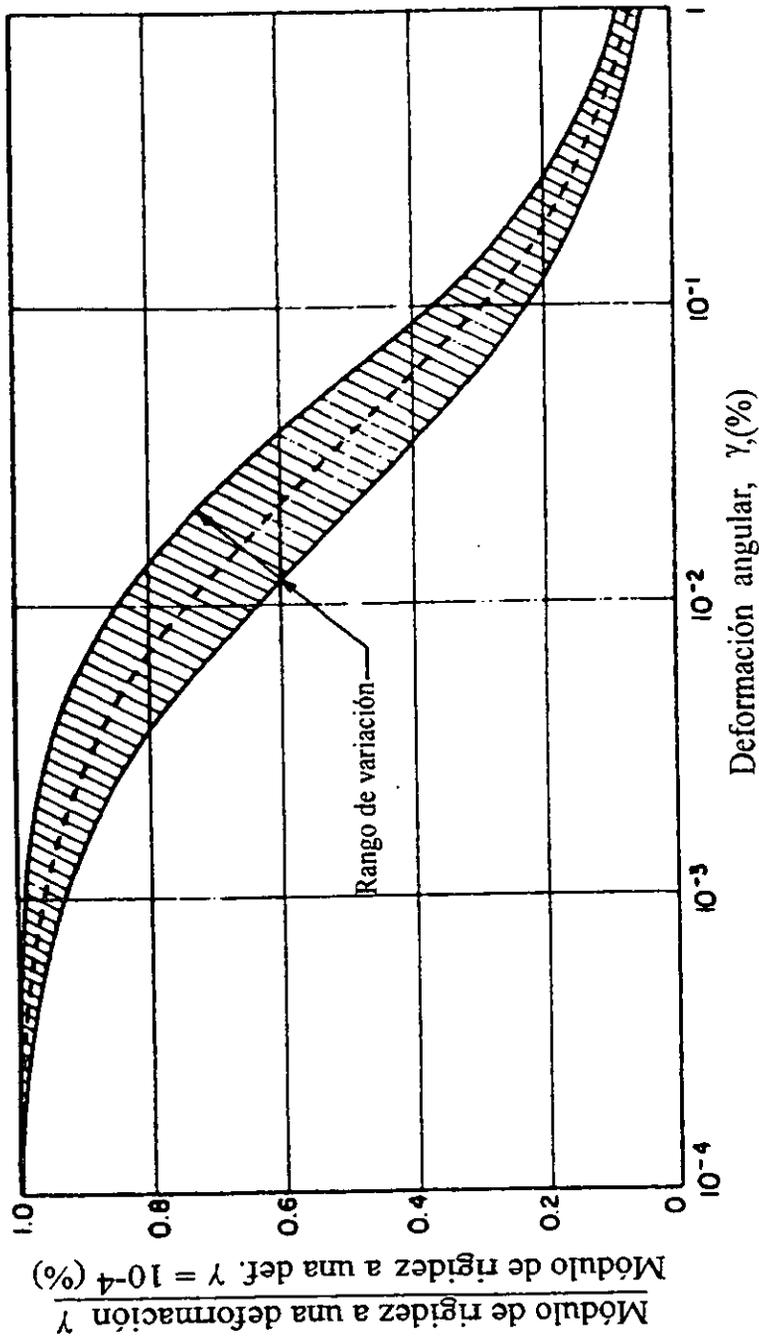
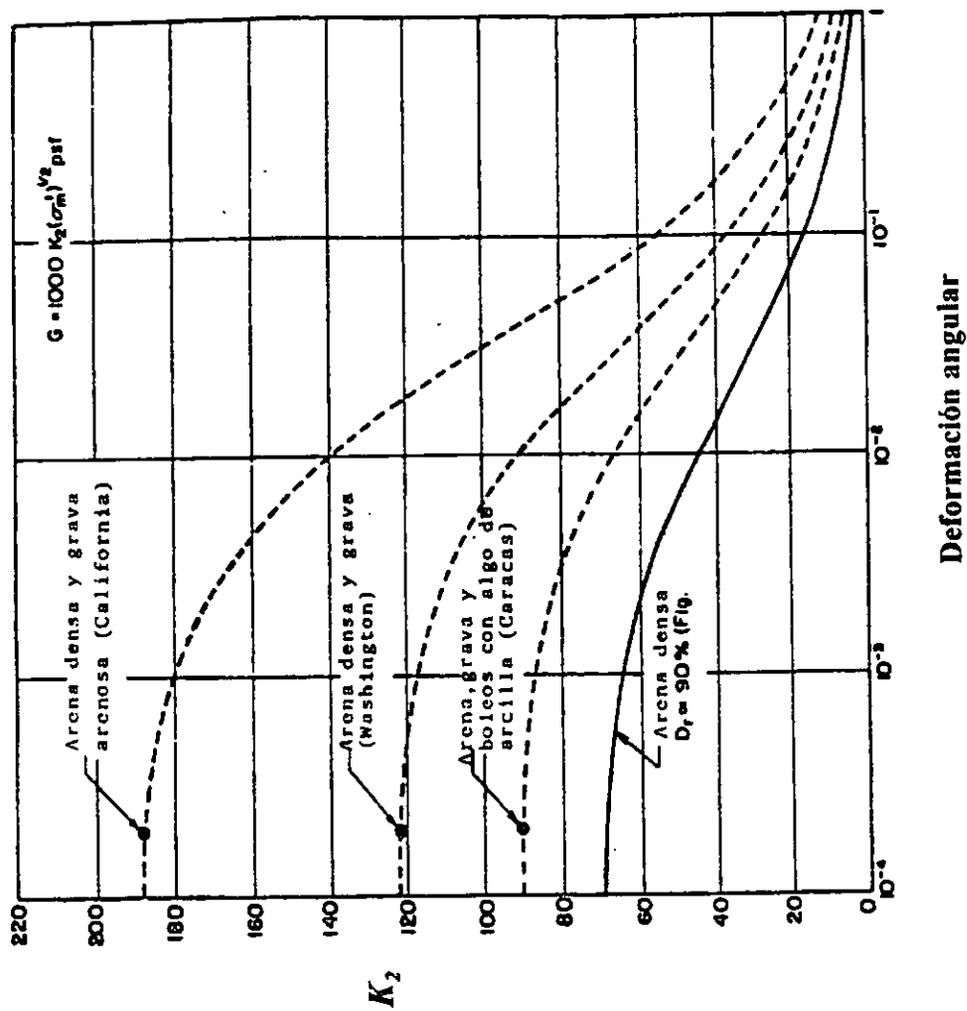


Fig. 4.4 Variación del módulo de rigidez al cortante con la deformación angular para arenas. (Seed et al, 1984).



Deformación angular

Fig. 4.5 Módulo de rigidez al cortante para mezclas de arena y grava (Seed & Idriss, 1970).

#### 4.1.2 Relación de amortiguamiento.

Es un parámetro relacionado con la pérdida de energía en los ciclos de histéresis (energía disipada en cierto volumen de suelo durante un ciclo completo,  $\Delta w$ ) y la máxima energía potencial almacenada en el mismo volumen durante el ciclo,  $w$ . Por tanto, la relación de amortiguamiento,  $\lambda$ , es una medida de la capacidad de disipación de energía del material; se expresa como:

$$\lambda = \frac{A_L}{4\pi A_T} = \frac{\Delta w}{4\pi w} \quad (4.7)$$

Donde:

- $A_L$     área del ciclo de histéresis.
- $A_T$     área del triángulo  $OAB$  (fig. 4.1)

La relación de amortiguamiento varía con la deformación y la disipación de energía, aumentando con la deformación debido a que el área del ciclo de histéresis aumenta a mayores deformaciones. La relación de amortiguamiento es una medida del amortiguamiento interno del suelo.

La disipación de energía durante cada ciclo de carga y descarga de un elemento de suelo, se manifiesta en general por los siguientes fenómenos (Reséndiz, et al, 1972):

- Aparición de un ciclo de histéresis en la curva en la curva esfuerzo-deformación.
- Consumo de la energía necesaria para mantener constante la amplitud de vibración forzada.
- Amplitud finita de vibración en resonancia.
- Decremento progresivo de la amplitud de vibración libre.

Hardin (1965), propone una expresión para obtener la relación de amortiguamiento máximo para arenas, correspondiente a grandes deformaciones:

$$\lambda_{\max} = A - 1.5 \log_{10} N \quad (4.8)$$

donde:

- $A$     en arenas se especifican valores de 33 y 28% en estado seco y saturado, respectivamente.
- $N$     número de ciclos de carga.

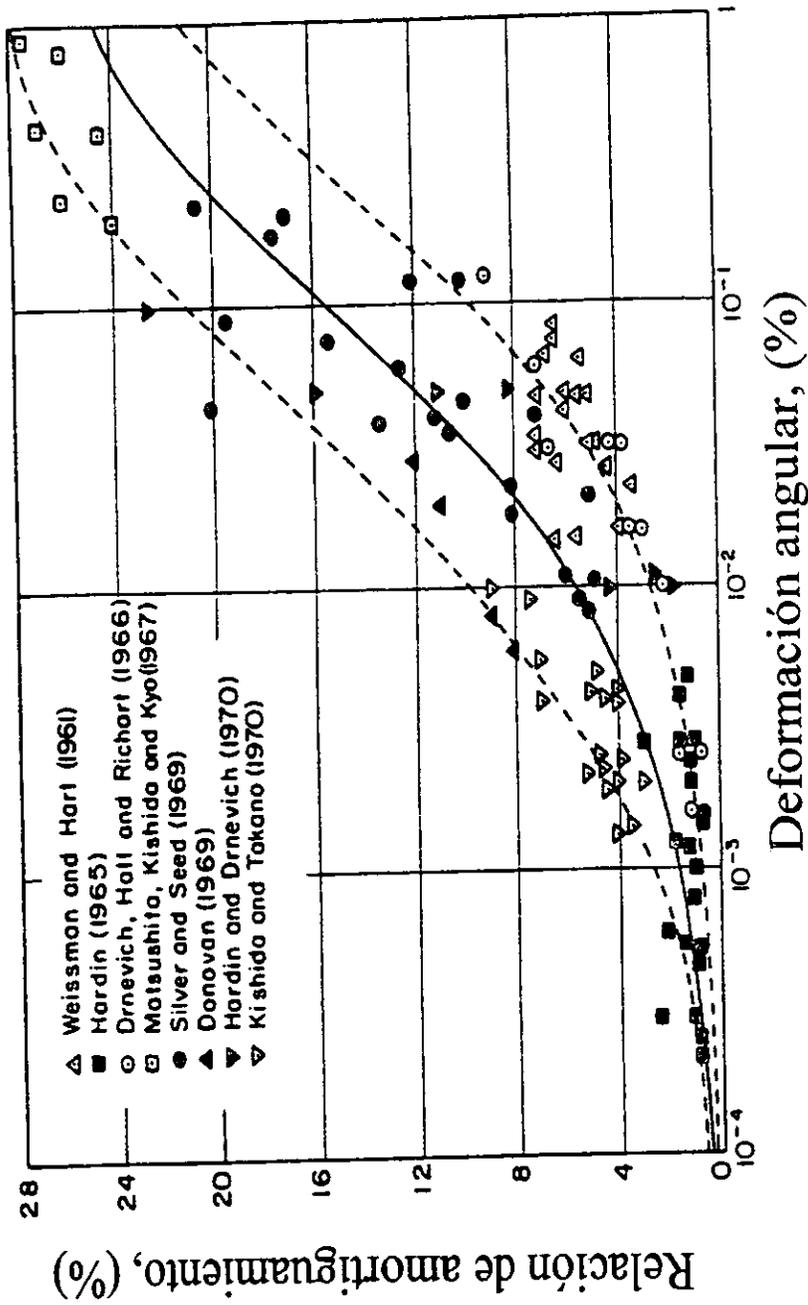


Fig 4.6 Relación de amortiguamiento para arenas (Seed et al, 1984).

## 4.2 Esfuerzos estáticos.

Debido a que el comportamiento dinámico de los materiales térreos depende de manera importante del estado de esfuerzos estático al que están sometidos antes de la acción de un sismo, es preciso evaluar tales esfuerzos en cada una de las presas. Existen procedimientos numéricos como el método de los elementos finitos que permiten calcular el estado de esfuerzos en una cortina, simulando el proceso constructivo y el llenado del embalse. Por otro lado, se han desarrollado soluciones analíticas elásticas con las que se puede calcular el estado de esfuerzos en secciones equivalentes a un terraplén homogéneo (Goodman y Brown, 1963). Los resultados que arrojan estas soluciones analíticas comparan adecuadamente con los obtenidos con el método de los elementos finitos para secciones homogéneas (Poulos y Davis, 1972). En vista de la escasa información de las propiedades elásticas de los materiales que componen las presas, se consideró suficiente para este estudio, usar las soluciones analíticas con una variación amplia de valores de las propiedades de los materiales con el fin de producir una gama significativa de resultados que permita detectar las condiciones más críticas, desde el punto de vista de la respuesta sísmica de cada cortina.

### 4.2.1 Solución elástica utilizada para obtener los esfuerzos estáticos.

Para estimar los esfuerzos estáticos en los diferentes materiales de una presa se utilizó una solución elástica propuesta por Goodman y Brown (1963). Esta solución considera un talud infinito y homogéneo, con una superficie horizontal. Cada presa se consideró como una estructura homogénea, para ello se tomó un promedio pesado de los pesos volumétricos de los materiales que integran la presa. Se consideraron dos casos extremos como se indica en la siguiente sección. Para obtener los esfuerzos horizontales y verticales solo se requiere conocer las coordenadas  $(x,y,z)$  del punto, la pendiente del talud y el peso volumétrico del material. La solución que Goodman y Brown proponen se presenta en la fig. 4.7. La fig. 4.7a presenta la pendiente infinita con una superficie horizontal y la ubicación de los ejes coordenados. La fig. 4.7b muestra la solución gráfica para obtener los esfuerzos verticales en cualquier punto dentro de la pendiente y la superficie horizontal. La fig. 4.7c presenta la solución gráfica para los esfuerzos horizontales.

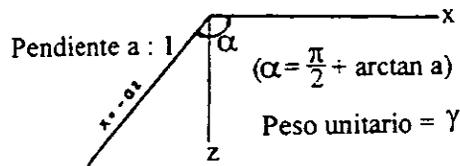


Fig 4.7 a Vista lateral de una pendiente infinita con una superficie horizontal (Goodman y Brown, 1963)

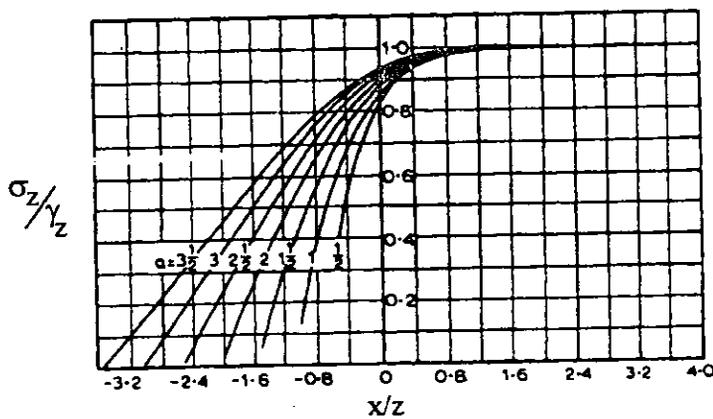


Fig 4.7 b Esfuerzos verticales en una pendiente infinita (Goodman y Brown, 1963)

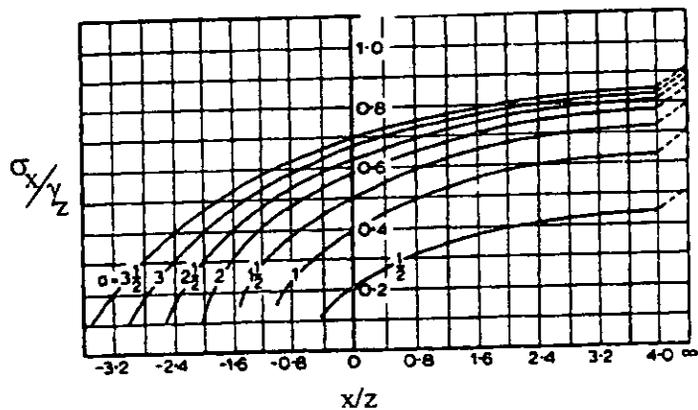


Fig 4.7 c Esfuerzos horizontales en una pendiente infinita (Goodman y Brown, 1963)

#### 4.2.2 Casos considerados para la obtención de los esfuerzos estáticos.

Para la obtención de los esfuerzos se consideraron los dos casos siguientes:

CASO 1: en el cual se supone que el material está 100 % saturado (en los análisis se refiere como el caso de mismo nivel de agua (NAMO) aguas arriba y aguas abajo), por lo que se utilizó el promedio pesado de los peso volumétrico saturados de los materiales que integran la presa.

CASO 2: en este caso se considera el promedio pesado entre el peso volumétrico seco y saturado de los materiales que integran la presa (en los análisis se considera como NAMO aguas arriba y seco aguas abajo).

En esta primera etapa de evaluación de la seguridad de las presas se consideran secciones homogéneas equivalentes, como se comentó anteriormente. En congruencia con esta consideración, las respuestas sísmicas se evalúan para tales secciones homogéneas, por lo que se deben calcular propiedades dinámicas equivalentes de las secciones homogéneas. Para esto, se consideró como esfuerzos representativos de la sección homogénea equivalente, de cada presa, los determinados a la profundidad  $0.75 H$ , donde  $H$  es la altura de la cortina. En la Tabla 4.1 se presenta la información utilizada en la evaluación de los esfuerzos estáticos requeridos para definir las propiedades dinámicas de los materiales.

Tabla 4.1 Datos necesarios para obtener los esfuerzos estáticos a una altura de 0.75H.

| PRESA                     | PENDIENTE "a"<br>(ver fig. 4.7a) | ALTURA, H, DE LA<br>PRESA EN<br>METROS | PESOS VOLUMÉTRICOS<br>UTILIZADOS EN Kg/m <sup>3</sup> |   |
|---------------------------|----------------------------------|--|---|---|
|                           |                                  |  | CASO 1:<br>$\gamma_{SAT}$                             | CASO 2:<br>$(\gamma_{SECO} + \gamma_{SAT})/2$ |
| VICENTE GUERRERO          | 2.00                             | 67.50                                  | 2,100   | 2,020   |
| EL CARRIZO                | 2.00                             | 55.80                                  | 2,040   | 1,846   |
| ING. AURELIO BENASSINI V. | 2.00                             | 72.00                                  | 2,100   | 1,900   |

$\gamma_{SECO}$  = Peso volumétrico seco.

$\gamma_{SAT}$  = Peso volumétrico saturado.

### 4.3 Modelos de comportamiento dinámico de las presas.

Para estimar el módulo de rigidez dinámico a pequeñas deformaciones ( $G_{m\acute{a}x}$ ) se utilizaron varias correlaciones semiempíricas ampliamente usadas a nivel internacional, las cuales se presentan a continuación.

Para el material impermeable (arcilla y limo) se utilizaron las siguientes tres correlaciones:

a) Seed e Idriss (1970) encontraron la siguiente relación entre la resistencia no drenada y el módulo de rigidez máximo:

$$G_{m\acute{a}x} = 2200S_u \quad (4.10)$$

Donde:

$S_u$  resistencia no drenada

b) Hardin y Drnevich (1972a) propusieron la siguiente ecuación:

$$G_{m\acute{a}x} = \frac{3230(2.97 - e)^2}{1 + e} (\sigma')^{1/2} \quad (4.11)$$

Donde:

$e$  relación de vacíos  
 $\sigma'$  esfuerzo efectivo octaédrico

c) Romo y Ovando (1994) presentaron la siguiente expresión:

$$G_{m\acute{a}x} = 122p_a \left( \frac{1}{I_p - I_r} \right)^{(I_p - I_r)} \left( \frac{\sigma_c'}{p_a} \right)^{0.82} \quad (4.12)$$

Donde:

$I_p$  índice de plasticidad  
 $I_r$  índice de consistencia relativa  
 $p_a$  presión de referencia  
 $\sigma_c'$  presión efectiva confinante

Para el filtro (arenas) se utilizaron dos correlaciones, la propuesta por Hardin y Drnevich (ec. 4.11) y la siguiente ecuación propuesta por Seed e Idriss (1970):

$$G_{m\acute{a}x} = 1000K_{2(m\acute{a}x)}(\sigma'_o)^{0.5} \quad (4.13)$$

Donde:

$K_{2(m\acute{a}x)}$             parámetro del suelo que varía con la densidad relativa  
 $\sigma'_o$                 esfuerzo confinante efectivo

Para el caso del material permeable (gravas y enrocamiento) se utilizó la ec (4.13) pero con un valor de  $K_{2(m\acute{a}x)}$  de 100 (Romo y Villarraga, 1989).

#### 4.4 *Propiedades dinámicas obtenidas.*

Las propiedades dinámicas se estimaron para los casos 1 y 2, mencionados en la sección 4.2.2, utilizando las correlaciones presentadas en la sección anterior para cada uno de los materiales. Para los caso en que se contaba con información de la relación de vacíos, resistencias e índices de plasticidad, fue posible obtener el módulo de rigidez con más de una correlación. Esta situación se presentó en la presa Vicente Guerrero. De los resultados arrojados por las diferentes correlaciones se obtuvieron estimaciones máximas y mínimas de la rigidez promedio de la presa. Esta rigidez promedio se encontró obteniendo un promedio pesado de los módulos de rigidez de cada uno de los materiales que integran la presa. De este modo se le asigna un valor único a la presa y se le considera homogénea. En la Tabla 4.2 se presentan los valores del promedio pesado del módulo de rigidez ( $G_{max}$ ), para los casos 1 (mismo nivel aguas abajo y aguas arriba, NAMO) y 2 (NAMO aguas arriba y seco aguas abajo).

Tabla 4.2. Valores estimados del módulo de rigidez a pequeñas deformaciones ( $G_{m\acute{a}x}$ ).

| P R E S A                 | VALORES DE $G_{m\acute{a}x}$ ESTIMADOS EN KN/m <sup>2</sup> |  |
|---------------------------|---|--|
|                           | CASO1<br>MISMO NIVEL DE<br>AGUA EN AMBOS<br>LADOS (NAMO)    | CASO2<br>NAMO AGUAS ARRIBA<br>Y SECO AGUAS ABAJO |
| VICENTE GUERRERO          | 179,310.00  | 290,562.00                                       |
| VICENTE GUERRERO          | 155,019.00  | 261,195.00                                       |
| EL CARRIZO                | 126,387.00  | 241,756.00                                       |
| ING. AURELIO BENASSINI V. | 193,072.00  | 265,187.00                                       |

#### 4.5 Variación del módulo de rigidez al cortante $G_{max}$ y la relación de amortiguamiento $\lambda$ , con la deformación al cortante $\gamma$ .

Para tomar en cuenta la variación del módulo de rigidez y amortiguamiento con la deformación angular se tomaron las curvas de variación propuestas por Seed et al (1984), las cuales se presentan en la fig. 4.4 y 4.6. Para modelar el comportamiento no lineal de estas curvas se utilizó el modelo de Davidenkov, Romo (1995). La descripción de este modelo numérico se presenta en la sección 4.6. El ajuste numérico de las curvas de Seed et al (1984) se presentan en las figs. 4.8 y 4.9, donde se muestran la curva promedio y las de variación máxima y mínima. Estas tres curvas se utilizan en los análisis de respuesta sísmica de la presa.

#### 4.6 Modelación numérica de la variación del módulo de rigidez y la relación de amortiguamiento con la deformación al cortante $\gamma$ .

Para modelar las relaciones no lineales: módulo de rigidez-deformación y amortiguamiento-deformación, se utilizó el modelo de Davidenkov (Romo, 1990, Romo y Ovando, 1995), el cual se basa en tres principios conocidos como hipótesis de Masing:

1. El amortiguamiento es independiente del nivel de deformación o desplazamiento y es por consiguiente, puramente histerético.
2. La no linealidad del material es de naturaleza plástica, es decir, la rigidez del suelo regresa a su valor máximo cada vez que la carga cambia de sentido.
3. El material sometido a carga armónica con amplitud constante responde de manera estable, si el amortiguamiento histerético es suficiente para atenuar en pocos ciclos la parte transitoria.

La ecuación de la curva esqueleto esfuerzo-deformación está dada por:

$$\tau = G \cdot \gamma \quad (4.14)$$

donde:

$$G = G_{max} [1 - H(\gamma)] \quad (4.15)$$

La función  $H(\gamma)$  se obtiene de los resultados de series de ensayos dinámicos en laboratorio, ajustando una expresión a la curva de atenuación  $G/G_{m\acute{a}x}$  vs  $\gamma$ , resultando así:

$$H(\gamma) = \left[ \frac{\left(\frac{\gamma}{\gamma_r}\right)^{A_1}}{1 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_r}\right)^{A_1}} \right]^{B_1} \quad (4.16)$$

Conociendo la función  $H(\gamma)$  y el valor de  $G_{m\acute{a}x}$ , se pueden obtener los valores de  $G$  para cualquier deformación angular. En la ec 4.16,  $\gamma_r$ ,  $A_1$  y  $B_1$  son parámetros del suelo que se obtienen a partir de ensayos dinámicos y definen la geometría de la curva que relaciona a  $G$  y  $\gamma$  (ver tabla 4.3).  $\gamma_r$  es una deformación angular que representa, en este estudio, el valor de  $\gamma$  para una degradación del módulo  $G$  de 50 %.

Hardin y Drnevich (1972) propusieron una relación entre el amortiguamiento y el módulo de rigidez del suelo, donde

$$\lambda = \lambda_{m\acute{a}x} \left( 1 - \frac{G}{G_{m\acute{a}x}} \right) \quad (4.17)$$

de la ec 4.15 tenemos que:

$$\frac{G}{G_{m\acute{a}x}} = [1 - H(\gamma)]$$

sustituyendo  $\frac{G}{G_{m\acute{a}x}}$  en la ec. 4.17:

$$\lambda = \lambda_{m\acute{a}x} \cdot H(\gamma) \quad (4.18)$$

donde  $\lambda_{m\acute{a}x}$  es definido como el valor máximo de  $\lambda$  que el suelo puede tener antes de llegar a la falla bajo carga dinámica.

Estableciendo las condiciones de frontera para deformaciones angulares pequeñas:  $H(\gamma) \Rightarrow 0$  y  $\lambda = \lambda_{min}$ ; y para deformaciones angulares altas:  $H(\gamma) \Rightarrow 1$  y  $\lambda = \lambda_{max}$  (Romo, 1995). La ec 4.18 queda expresada de la siguiente manera:

$$\lambda = (\lambda_{max} - \lambda_{min})H(\gamma) + \lambda_{min} \quad (4.19)$$

en donde  $\lambda_{min}$  es el valor del amortiguamiento que se genera para deformaciones angulares pequeñas.

Para la obtención de las relaciones: rigidez-deformación y amortiguamiento-deformación de las presas en estudio, nos hemos basado, como se mencionó anteriormente, en las curvas propuestas por Seed et al. (1984) que se pueden apreciar en las figuras 4.8 y 4.9; haciendo uso, para la modelación numérica de las mismas, de las ecuaciones arriba definidas.

Las tablas 4.3 y 4.4 nos muestran los valores numéricos, obtenidos, de los parámetros aplicados en las ecuaciones anteriores.

**CURVA AMORTIGUAMIENTO - DEFORMACION ANGULAR PARA ARENAS**

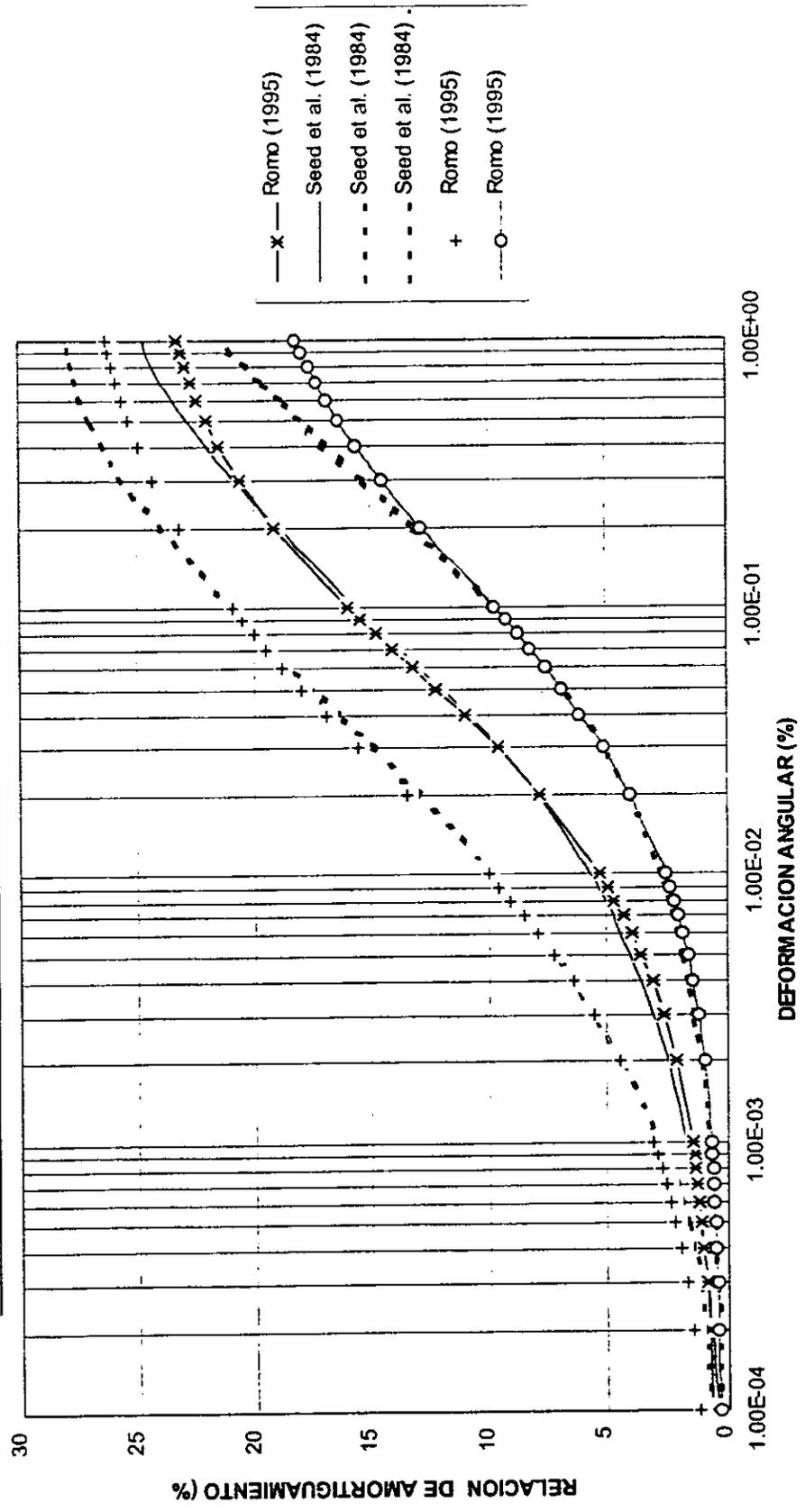


Fig. 4.9 Modelación numérica (Romo, 1995) de las curvas presentadas por Seed et al (1984).

## 5. ANÁLISIS DE RESPUESTA SÍSMICA.

### 5.1 *Método de Análisis.*

La respuesta sísmica de una presa de tierra y enrocamiento se puede determinar por medio de un análisis de elementos finitos (p.ej. Clough y Chopra, 1966; Idriss y Seed, 1967; Romo et al., 1980) o por medio de un análisis de viga de cortante (Ambreseys, 1960; Seed y Martin, 1966; Gazetas, 1987). Pero para los propósitos del presente estudio, un procedimiento simplificado, basado en la viga de corte, provee evaluaciones de los parámetros requeridos para hacer la evaluación preliminar de la seguridad de las presas. Dicho procedimiento, el cual permite la determinación de la aceleración máxima en la cresta de la presa y del periodo natural de vibración de la misma debido a carga sísmica fue propuesto por Makdisi y Seed (1978). Este método se describe ampliamente en la sección 5.1.1. La influencia del comportamiento no lineal se toma en cuenta aplicando un criterio de linealización equivalente, en el cual el método deja de iterar cuando las deformaciones de la presa son compatibles con sus propiedades de rigidez y amortiguamiento. Debido a la incertidumbre en la obtención de las propiedades dinámicas se realizó un análisis paramétrico, el cual arrojó dos posibles valores de  $G_{m\acute{a}x}$  para las presas El Carrizo e Ing. Aurelio Benassini Vizcaino y cuatro para la presa Vicente Guerrero; se obtuvieron, también tres posibles curvas de variación de  $G/G_{m\acute{a}x}$  y amortiguamiento con la deformación angular (curvas máxima, promedio y mínimas, como se muestra en las figs. 4.4 y 4.6). Las posibles combinaciones de  $G_{m\acute{a}x}$  y curvas de variación de  $G/G_{m\acute{a}x}$  y amortiguamiento arrojaron 18 diferentes condiciones para las presas El Carrizo e Ing. Aurelio Benassini Vizcaino y 36 combinaciones para la presa Vicente Guerrero, las cuales fueron evaluadas para periodos de recurrencia de 100 y 200 años. Los espectros de aceleraciones en terreno firme que se obtuvieron del análisis de riesgo sísmico presentados en el Capítulo 3, se aplicaron al nivel de desplante de la cimentación de las presas, ya que a este nivel se tiene principalmente roca sana formada por pizarra, granodiorita, basalto, andesita y granito. De esta manera se están despreciando los efectos potenciales de interacción presa-cimentación en la intensidad de los movimientos sísmicos en el campo libre. Las ordenadas espectrales de la excitación fueron ajustadas de acuerdo a la variación del amortiguamiento con la deformación angular inducida en la cortina y se realizaron iteraciones hasta que el amortiguamiento del espectro coincidiera con el nivel de deformaciones y el periodo fundamental de vibración.

Una descripción detallada de los pasos que involucra el procedimiento simplificado de análisis de respuesta sísmica utilizado para obtener la aceleración máxima en la cresta y el periodo fundamental de las presas se presentan a continuación.

### 5.1.1 Evaluación de la respuesta de presas de tierra usando la teoría de la Viga de Cortante.

Para muchos terraplenes, constituidos por materiales granulares gruesos, arenas densas o suelos arcillosos, su respuesta ante la acción de un sismo se puede determinar, para aplicaciones prácticas, aplicando la teoría de viga cortante (Ambreseys, 1960) y, de esta manera, calcular las variaciones de las aceleraciones y deformaciones máximas a lo largo de la altura del terraplén. El grado de aproximación con que este procedimiento predice las respuestas de terraplenes que respondan básicamente en el modo de corte es aceptable, como se ha comprobado a través de comparaciones con soluciones analíticas más completas, como el método de los elementos finitos, y con casos históricos (Gazetas, 1987).

El procedimiento utilizado en este trabajo para evaluar la respuesta de las presas de tierra estudiadas se basa en el método propuesto por Makdisi y Seed (1977), el cual proporciona resultados con suficiente aproximación para evaluaciones preliminares. Tal procedimiento permite calcular, con viga de cortante, la aceleración máxima en la corona del terraplén (y su variación con la altura) tomando en cuenta, con un proceso iterativo, el comportamiento no lineal de los materiales que componen la cortina. A continuación se describen las diferentes etapas de análisis.

#### A. Evaluación de las propiedades iniciales.

Considérese la sección de la presa mostrada en la fig. 5.1a con una altura  $H$ , velocidad de onda de cortante  $V_{m\acute{a}x}$ , y una densidad de masa  $\rho$ . Se supone que la sección es homogénea y de longitud infinita. El módulo de cortante máximo,  $G_{m\acute{a}x}$ , está relacionado con la velocidad de onda,  $V_{m\acute{a}x}$ , por la ecuación:

$$G_{m\acute{a}x} = \rho V_{m\acute{a}x}^2$$

o bien:

$$\Rightarrow V_{m\acute{a}x} = \sqrt{\frac{G_{m\acute{a}x}}{\rho}} \quad (5.1)$$

Para el cálculo de la primera iteración, se considera un valor inicial arbitrario del módulo de cortante  $G$ , y se determina la relación  $G/G_{m\acute{a}x}$ . Para el valor calculado de  $G/G_{m\acute{a}x}$  los valores correspondientes de la deformación del esfuerzo cortante,  $\gamma_{prom}$ , y amortiguamiento,  $\lambda$ , se pueden determinar a partir de la fig. 5.1b.

B. Cálculo de la aceleración máxima y periodo natural.

En la derivación de la teoría de la cuña de esfuerzo cortante para una sección de la presa con las propiedades antes mencionadas, la expresión para la aceleración en cualquier nivel,  $y$ , como función del tiempo está dada por (Seed y Martin, 1996):

$$\ddot{u}(y,t) = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2J_0(\beta_n y/h)}{\beta_n J_1(\beta_n)} \omega_n V_n(t) \quad (5.2)$$

donde:

- $J_0, J_1$  = Funciones Bessel del primer tipo del orden cero y uno
- $\beta_n$  = el valor cero de la ecuación de la frecuencia  $J_0(\omega h \sqrt{\rho/G}) = 0$
- $\omega_n$  =  $\beta_n V_s/h$ , donde  $V_s = \sqrt{G/\rho}$
- = frecuencia natural del enésimo modo
- $V_n(t)$  = integral de Duhammel, dada por:

$$V_n(t) = \int_0^t \ddot{u}_g e^{-\lambda_n \omega_n (t-\tau)} \text{sen}[\omega_{dn}(t-\tau)] d\tau \quad (5.3)$$

donde:  $\omega_{dn} = \omega_n \sqrt{1-\lambda_n^2} \approx \omega_n$  para valores pequeños de  $\lambda_n$

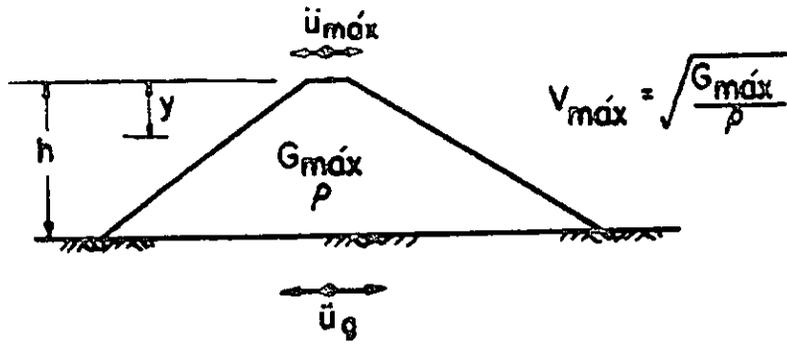
$\lambda_n$  = fracción de amortiguamiento crítico

Por tanto,

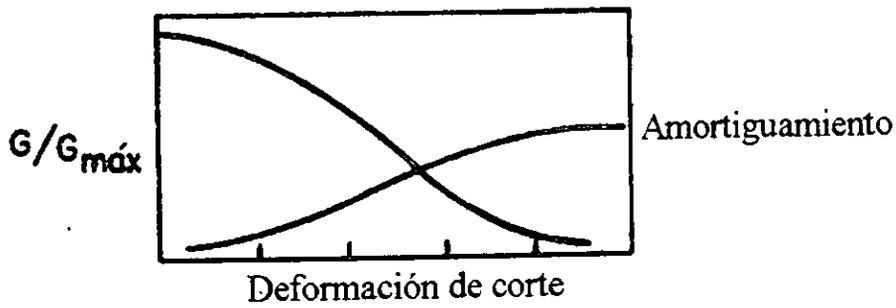
$$\ddot{u}(y,t) = \sum_{n=1}^{\infty} \phi_n(y) \omega_n V_n(t) \quad (5.4)$$

donde:

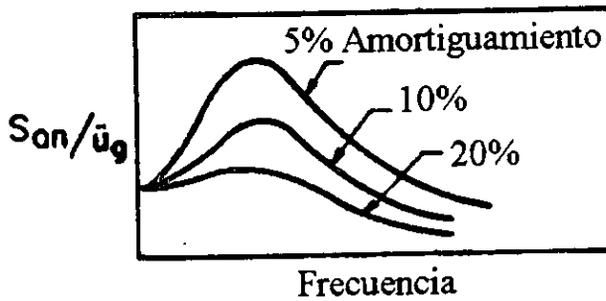
$$\phi_n(y) = \frac{2J_0(\beta_n y/h)}{\beta_n J_1(\beta_n)} = \text{factor de participación modal.}$$



a) Sección homogénea



b) Propiedades no lineales



c) Espectro de respuesta normalizado

Fig 5.1. Cálculo de la máxima aceleración en la cresta

Considerando los primeros tres modos de vibración, los valores correspondientes de  $\beta_n$  son siempre:  $\beta_1=2.4$ ,  $\beta_2=5.52$ ,  $\beta_3=8.65$ , y los valores correspondientes a la primera frecuencia natural son:

$$\begin{aligned}\omega_1 &= 2.4 V_s/h \\ \omega_2 &= 5.52 V_s/h \\ \omega_3 &= 8.65 V_s/h\end{aligned}\tag{5.5}$$

Para la corona de la presa,  $y=0$ , los valores correspondientes del factor de participación modal  $\phi_n(o)$  para los primeros tres modos están dados por:

$$\begin{aligned}\phi_1(o) &= 1.6 \\ \phi_2(o) &= 1.06 \\ \phi_3(o) &= 0.86\end{aligned}\tag{5.6}$$

Por consiguiente, el valor de la aceleración en la corona en cada módulo está dado por la expresión:

$$\ddot{u}_n(o,t) = \phi_n(o)\omega_n V_n(t)\tag{5.7}$$

y el valor máximo de la aceleración en la cresta en cada caso se puede calcular con:

$$\ddot{u}_{n_{\max}} = \phi_n(o)\omega_n S_{vn}\tag{5.8}$$

donde  $S_{vn}$ , conocida como velocidad espectral, es el valor máximo de  $V_n(t)$ , y es una función de  $\omega_n$ ,  $\lambda_n$  y las características del movimiento del terreno  $\ddot{u}_g(t)$ . Para valores pequeños de  $\lambda_n$  la aceleración espectral  $S_{an}$ , es aproximadamente igual a  $\omega_n(S_{vn})$  y por lo tanto la expresión para la aceleración máxima de la cresta para cada módulo puede escribirse como:

$$\ddot{u}_{n_{\max}} = \phi_n(o)S_{an}\tag{5.9}$$

El valor de  $S_{an}$ , como función de  $\omega_n$  y  $\lambda_n$ , se puede evaluar por medio de la ecuación (3.1), la cual, en términos de aceleración espectral y amortiguamiento, queda expresada como:

$$S_{an} = \left(\frac{\lambda_n}{0.05}\right)^{-0.4} \cdot S_{a5\%}\tag{5.9'}$$

donde  $S_{a5\%}$  es la aceleración espectral correspondiente a un amortiguamiento del 5% y puede obtenerse directamente de espectros de frecuencia normalizados del suelo en estudio (capítulo 3) de acuerdo con su periodo  $T_n = \frac{2\pi}{\omega_n}$

$S_{an}$  puede, también, ser determinado directamente de registros sísmicos y valores promedio obtenidos de estudios estadísticos que han sido publicados por varios autores (Housner, 1959; Newmark y Hall, 1969; Newmark, Blume y Kapur, 1973; Seed, Ugas y Lyesmer, 1976).

Entonces la aceleración máxima de la cresta para los primeros tres modos está dada por:

$$\begin{aligned} \ddot{u}_{1_{m\acute{a}x}} &= \phi_1(o)S_{a1} = 1.60S_{a1} \\ \ddot{u}_{2_{m\acute{a}x}} &= \phi_2(o)S_{a2} = 1.06S_{a2} \\ \ddot{u}_{3_{m\acute{a}x}} &= \phi_3(o)S_{a3} = 0.86S_{a3} \end{aligned} \quad (5.10)$$

Debido a que los valores máximos en cada caso se alcanzan en tiempos diferentes, el valor máximo de la aceleración en la corona se puede calcular tomando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de la aceleración máxima del los primeros tres modos:

$$\ddot{u}_{m\acute{a}x} = \left[ \sum_{n=1}^3 (\ddot{u}_{n_{m\acute{a}x}})^2 \right]^{1/2} \quad (5.11)$$

Habiendo determinado el valor de  $V_s$  y  $\lambda$  en el paso (1), se usa la ec.(5.5) para determinar los valores correspondientes de las primeras tres frecuencias naturales. Estas se usan a su vez en la fig.1c para determinar los valores correspondientes de la aceleración espectral y con la ayuda de las ecs.(5.10) y (5.11) se determina el valor de la aceleración máxima en la corona.

### C. Determinación de la deformación del esfuerzo cortante promedio.

Para estimar las propiedades del material compatibles con la deformación, debe obtenerse una expresión para la deformación de cortante promedio para la sección completa. Con la teoría de viga de corte se obtiene la siguiente expresión para la deformación de corte en cualquier nivel en el terraplén como una función del tiempo:

$$\gamma(y,t) = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2J_1(\beta_n y/h)}{h\omega_n J_1(\beta_n)} V_n(t) = \frac{h}{V_s^2} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2J_1(\beta_n y/h)}{\beta_n^2 J_1(\beta_n)} \omega_n V_n(t) \quad (5.12)$$

$$\text{Por tanto:} \quad \gamma(y,t) = \frac{h}{V_s^2} \sum_{n=1}^{\infty} \phi'_n(y) \omega_n V_n(t) \quad (5.13)$$

$$\text{donde:} \quad \phi'_n(y) = \frac{2J_1(\beta_n y/h)}{\beta_n^2 J_1(\beta_n)} \quad (5.14)$$

es el factor de participación modal de la deformación de cortante.

La variación de  $\phi'_n$  con la profundidad para los primeros tres casos (Martin, 1965) se muestra en la fig. 5.2. Considerando las pequeñas contribuciones de los modos más altos comparados con el primer modo sobre la profundidad completa, es suficiente (para fines prácticos) considerar sólo las contribuciones del primer modo en el cálculo del esfuerzo promedio. Por tanto, de la ec.(5.13), la expresión para la deformación máxima en cualquier profundidad ( $y$ ), puede escribirse como:

$$\gamma_{\max}(y) = \frac{h}{V_s^2} \phi'_1(y) S_{a1} \quad (5.15)$$

donde  $\phi'_1$  es el primer modo del factor de influencia como se muestra en la fig.5.2, y  $S_{a1}$  es la aceleración espectral correspondiente a la primera frecuencia natural  $\omega_1$ .

La deformación de corte máxima promedio para la sección completa puede ser determinado mediante el cálculo de un valor promedio  $(\phi'_1)_{prom}$  del primer modo del factor de influencia en la fig.5.2:

$$(\phi'_1)_{prom} \approx \frac{1}{5} (0.38 + 0.41 + 0.35 + 0.24 + 0.10) \quad (5.16)$$

$$(\gamma_{prom})_{\max} = \frac{h}{V_s^2} (\phi'_1)_{prom} S_{a1} \quad (5.17)$$

Asumiendo que la deformación cíclica equivalente,  $(\gamma_{prom})_{eq}$ , es aproximadamente el 65% del promedio máximo de la  $(\gamma_{prom})_{m\acute{a}x}$ , entonces

$$(\gamma_{prom})_{eq} = 0.65 \times 0.30 \times \frac{h}{V_s^2} S_{a1} \quad (5.18)$$

Habiendo obtenido un nuevo valor para la deformación promedio de la ec.(5.18) un nuevo conjunto de módulos y valores de amortiguamiento pueden ser determinados a partir de la fig. 5.1b. Si estos valores son diferentes de los supuestos en el paso *A*, debe llevarse a cabo una nueva iteración iniciando en el paso *B* y repetir el proceso hasta que se obtengan propiedades compatibles con las deformaciones.

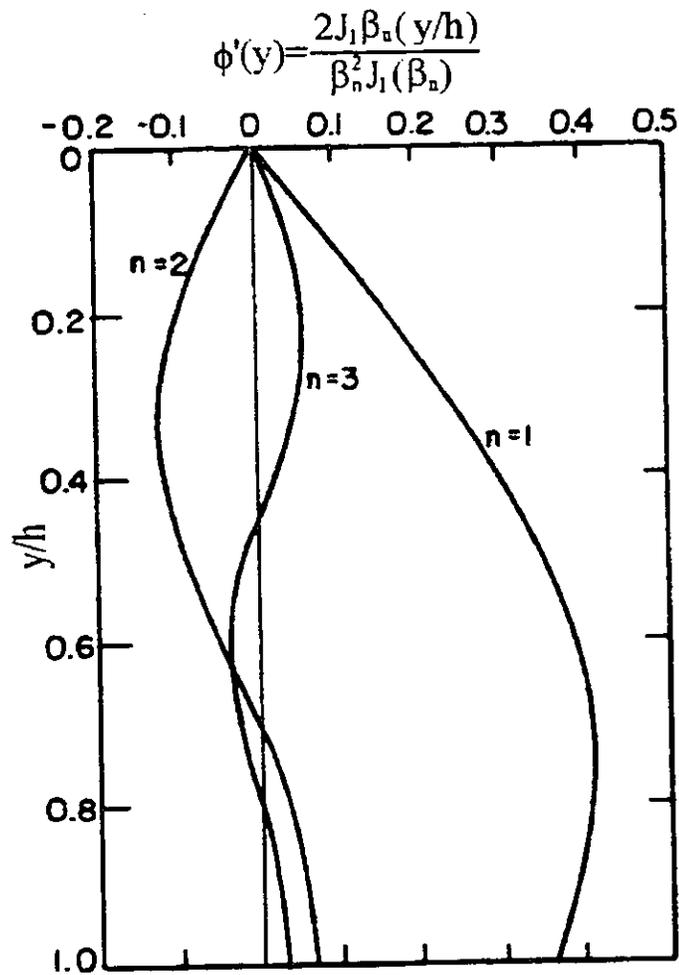


Fig 5.2. Variación de los factores de participación modal de la deformación de corte.

## 5.2 Respuestas Calculadas.

Para cada una de las presas se analizaron al menos 18 casos diferentes, producto de las combinaciones anteriormente mencionadas y se obtuvo en cada uno de los casos la aceleración máxima en la cresta, la deformación angular equivalente en la cortina, la relación de amortiguamiento y el periodo fundamental. Todos ellos se presentan en tablas para los periodos de retorno de 100 y 200 años. Los valores que se presentan en estas tablas corresponden a la última iteración, una vez que se encontró compatibilidad de propiedades con el nivel de deformación. En todos los casos la situación más crítica correspondió al caso 2 (en el cual se tiene el NAMO aguas arriba y seco aguas abajo), en combinación con la utilización de la curva máxima de variación de  $G/G_{\text{máx}}$  versus deformación angular y la curva mínima de variación del amortiguamiento versus la deformación angular.

### 5.2.1 Presa Vicente Guerrero (Palos Altos).

La aceleración máxima en la base de la presa para  $T_r = 100$  y 200 años fue de  $1.47 \text{ m/s}^2$  y  $2.09 \text{ m/s}^2$ , respectivamente. Los valores más altos de la aceleración máxima en la cresta correspondieron al caso 2 y fueron de  $5.73 \text{ m/s}^2$  y  $7.21 \text{ m/s}^2$  para  $T_r = 100$  y 200 años, respectivamente, lo cual corresponde a factores de amplificación de 3.90 y 3.45. Los resultados del análisis de respuesta sísmica para  $T_r = 100$  años se presentan en las Tablas 5.1 y 5.2, para ambos casos extremos analizados. Para un periodo de retorno de 200 años, la aceleración máxima en la cresta, la deformación angular equivalente, la relación de amortiguamiento y el periodo fundamental producto del análisis de respuesta sísmica se reportan en las Tablas 5.3 y 5.4.

### 5.2.2 Presa El Carrizo.

La aceleración máxima aplicada en la base de la presa fue de  $1.74 \text{ m/s}^2$  y  $2.22 \text{ m/s}^2$ , para periodos de retorno de 100 y 200 años, respectivamente. Para  $T_r = 100$  años se analizaron 18 casos diferentes, el resultado de este análisis se presenta en la Tabla 5.5. El valor más alto que se obtuvo fue de  $4.84 \text{ m/s}^2$ . El caso más crítico para un periodo de retorno de 200 años reportó una aceleración máxima en la cresta de  $5.64 \text{ m/s}^2$ , los resultados para esta condición se reportan en la Tabla 5.6. Los factores de amplificación resultantes son de 2.78 y 2.54, para  $T_r = 100$  y 200 años, respectivamente.

### 5.2.3 Presa Ing. Aurelio Benassini Vizcaino (El Salto).

La aceleración máxima en la base de la presa para  $T_r = 100$  y  $200$  años fue de  $0.21 \text{ m/s}^2$  y  $0.27 \text{ m/s}^2$ , respectivamente. Los valores superiores de la aceleración máxima en la cresta correspondieron al caso 2 y fueron de  $0.51 \text{ m/s}^2$  y  $0.68 \text{ m/s}^2$  para  $T_r = 100$  y  $200$  años, respectivamente. Esto corresponde a factores de amplificación de  $2.43$  y  $2.52$ . Los resultados del análisis de respuesta sísmica para  $T_r = 100$  años se presentan en la Tabla 5.7, para los casos 1 y 2. Para  $T_r = 200$  años, la aceleración máxima en la cresta, la deformación angular equivalente, la relación de amortiguamiento y el periodo fundamental producto del análisis de respuesta sísmica se reportan en la Tabla 5.8, para los casos 1 y 2.

**Tabla 5.1 Resultados del análisis de respuesta sísmica para un período de retorno de 100 años. Presa Vicente Guerrero, caso 1.**

**PRESA VICENTE GUERRERO**  
**T.R. = 100 AÑOS**  
**am<sub>ax</sub> = 1.47059 m / s<sup>2</sup>**

| VALORES DE G <sub>máx</sub> UTILIZADOS (KN / m <sup>2</sup> ) | CURVAS DE G / G <sub>máx</sub> UTILIZADAS |          | CURVAS DE AMORTIGUAMIENTO UTILIZADAS |        |          | ACELERACION MAXIMA EN LA CRESTA ( m / s <sup>2</sup> ) | DEFORMACION ANGULAR EQUIVALENTE (%) | RELACION DE AMORTIGUAMIENTO FINAL (%) | PERIODO FUNDAMENTAL ( seg. ) |
|---|---|----------|--------------------------------------|--------|----------|--|-------------------------------------|---------------------------------------|------------------------------|
|   | CURVAS DE G / G <sub>máx</sub> UTILIZADAS |          | CURVAS DE AMORTIGUAMIENTO UTILIZADAS |        |          |  |                                     |                                       |                              |
|   | MAXIMA                                    | PROMEDIO | MINIMA                               | MAXIMA | PROMEDIO |  |                                     |                                       |                              |
| MISMO NIVEL DE AGUA EN AMBOS LADOS. (CRESTA VERTEDOR)         |   |          |                                      |        |          |  |                                     |                                       |                              |
| 179,310.828   |   |          |                                      |        |          | 3.33   | 0.0242                              | 14.35                                 | 0.721                        |
| 179,310.828   |   |          |                                      |        |          | 3.87   | 0.0288                              | 8.58                                  | 0.742                        |
| 179,310.828   |   |          |                                      |        |          | 4.60   | 0.0378                              | 5.90                                  | 0.773                        |
| 179,310.828   |   |          |                                      |        |          | 3.07   | 0.0278                              | 15.08                                 | 0.818                        |
| 179,310.828   |   |          |                                      |        |          | 3.49   | 0.0342                              | 10.26                                 | 0.851                        |
| 179,310.828   |   |          |                                      |        |          | 4.07   | 0.0439                              | 6.42                                  | 0.90                         |
| 179,310.828   |   |          |                                      |        |          | 2.77   | 0.0320                              | 15.75                                 | 0.937                        |
| 179,310.828   |   |          |                                      |        |          | 3.10   | 0.0387                              | 10.89                                 | 0.981                        |
| 179,310.828   |   |          |                                      |        |          | 3.53   | 0.0512                              | 6.98                                  | 1.054                        |
| 179,310.828   |   |          |                                      |        |          | 3.15   | 0.0288                              | 14.86                                 | 0.766                        |
| 155,018.851   |   |          |                                      |        |          | 3.63   | 0.0325                              | 10.02                                 | 0.810                        |
| 155,018.851   |   |          |                                      |        |          | 4.28   | 0.0414                              | 6.21                                  | 0.844                        |
| 155,018.851   |   |          |                                      |        |          | 2.87   | 0.0308                              | 15.53                                 | 0.884                        |
| 155,018.851   |   |          |                                      |        |          | 3.24   | 0.0371                              | 10.68                                 | 0.932                        |
| 155,018.851   |   |          |                                      |        |          | 3.76   | 0.0472                              | 6.68                                  | 0.965                        |
| 155,018.851   |   |          |                                      |        |          | 2.58   | 0.0352                              | 18.23                                 | 1.031                        |
| 155,018.851   |   |          |                                      |        |          | 2.83   | 0.0441                              | 11.57                                 | 1.090                        |
| 155,018.851   |   |          |                                      |        |          | 3.19   | 0.0591                              | 7.54                                  | 1.178                        |

**Tabla 5.2 Resultados del análisis de respuesta sísmica para un periodo de retorno de 100 años. Presa Vicente Guerrero, caso 2.**

**PRESA VICENTE GUERRERO**  
**T.R. = 100 AÑOS**  
**am<sub>ax</sub> = 1.47059 m / s<sup>2</sup>**

| VALORES DE G <sub>máx</sub> UTILIZADOS (KN / m <sup>2</sup> ) | CURVAS DE AMORTIGUAMIENTO UTILIZADAS            |             | ACELERACION MAXIMA EN LA CRESTA (m / s <sup>2</sup> ) | DEFORMACION ANGULAR EQUIVALENTE (%) | RELACION DE AMORTIGUAMIENTO FINAL (%) | PERIODO FUNDAMENTAL (seg) |        |
|---|---|-------------|---|-------------------------------------|---------------------------------------|---------------------------|--------|
|   | MAXIMA  | PROMEDIO    |   |                                     |                                       |                           | MINIMA |
| MISMO NIVEL DE AGUA EN AMBOS LADOS (CRESTA VERTEJOR)          | CRESTA VERTEJOR AGUAS ARRIBA Y BICO AGUAS ABAJO | 290.562.011 |   | 3.95                                | 0.0162                                | 12.34                     | 0.529  |
|   |   | 290.562.011 |   | 4.73                                | 0.0202                                | 7.83                      | 0.542  |
|   |   | 290.562.011 |   | 5.73                                | 0.0261                                | 4.71                      | 0.561  |
|   |   | 290.562.011 |   | 3.77                                | 0.0165                                | 13.01                     | 0.585  |
|   |   | 290.562.011 |   | 4.41                                | 0.0234                                | 8.47                      | 0.608  |
|   |   | 290.562.011 |   | 5.25                                | 0.0307                                | 5.21                      | 0.641  |
|   |   | 290.562.011 |   | 3.50                                | 0.0219                                | 13.65                     | 0.664  |
|   |   | 290.562.011 |   | 4.03                                | 0.0276                                | 9.23                      | 0.688  |
| 261.195.602   | 261.195.602                                     | 261.195.602 |   | 4.73                                | 0.0384                                | 5.76                      | 0.745  |
|   |   | 261.195.602 |   | 3.84                                | 0.0176                                | 12.76                     | 0.583  |
|   |   | 261.195.602 |   | 4.55                                | 0.0219                                | 8.18                      | 0.578  |
|   |   | 261.195.602 |   | 5.50                                | 0.0283                                | 4.95                      | 0.599  |
|   |   | 261.195.602 |   | 3.63                                | 0.0203                                | 13.46                     | 0.626  |
|   |   | 261.195.602 |   | 4.72                                | 0.0255                                | 6.85                      | 0.652  |
|   |   | 261.195.602 |   | 5.01                                | 0.0333                                | 5.47                      | 0.686  |
|   |   | 261.195.602 |   | 3.35                                | 0.0239                                | 14.28                     | 0.714  |
|   |   | 261.195.602 |   | 3.84                                | 0.030                                 | 9.62                      | 0.750  |
|   |   | 261.195.602 |   | 4.48                                | 0.0383                                | 6.02                      | 0.80   |

**Tabla 5.3 Resultados del análisis de respuesta sísmica para un período de retorno de 200 años. Presa Vicente Guerrero, caso 1.**

**PRESA VICENTE GUERRERO**

**T.R. = 200 AÑOS**

**am<sub>ax</sub> = 2.08696 m / s<sup>2</sup>**

| VALORES DE G <sub>máx</sub> UTILIZADOS (KN / m <sup>2</sup> ) | CURVAS DE G / G <sub>máx</sub> UTILIZADAS                |   | CURVAS DE AMORTIGUAMIENTO |        | ACELERACION MAXIMA EN LA CRESTA (m / s <sup>2</sup> ) | DEFORMACION ANGULAR EQUIVALENTE (%) | RELACION DE AMORTIGUAMIENTO FINAL (%) | PERIODO FUNDAMENTAL (seg.) |
|---|--|---|---------------------------|--------|---|-------------------------------------|---------------------------------------|----------------------------|
|   | MEJOR NIVEL DE AGUA EN AMBIOR LADOR. (CRESTA VERTEDEDOR) | CRESTA VERTEDEDOR AGUAS ARRIBA Y SECO AGUAS ABAJO | MAXIMA                    | MINIMA |   |                                     |                                       |                            |
| 179.310.628   |  |   |                           |        | 4.28  | 0.0341                              | 16.07                                 | 0.759                      |
| 179.310.628   |  |   |                           |        | 4.86  | 0.0411                              | 11.20                                 | 0.784                      |
| 179.310.628   |  |   |                           |        | 5.70  | 0.0523                              | 7.07                                  | 0.822                      |
| 179.310.628   |  |   |                           |        | 3.86  | 0.040                               | 16.85                                 | 0.881                      |
| 179.310.628   |  |   |                           |        | 4.30  | 0.0479                              | 11.89                                 | 0.919                      |
| 179.310.628   |  |   |                           |        | 4.93  | 0.0606                              | 7.84                                  | 0.976                      |
| 179.310.628   |  |   |                           |        | 3.41  | 0.0463                              | 17.55                                 | 1.027                      |
| 179.310.628   |  |   |                           |        | 3.72  | 0.0573                              | 12.85                                 | 1.087                      |
| 179.310.628   |  |   |                           |        | 4.15  | 0.0789                              | 8.03                                  | 1.163                      |
| 179.310.628   |  |   |                           |        | 4.03  | 0.0377                              | 18.55                                 | 0.830                      |
| 179.310.628   |  |   |                           |        | 4.54  | 0.0450                              | 11.07                                 | 0.858                      |
| 155.018.851   |  |   |                           |        | 5.29  | 0.0508                              | 7.39                                  | 0.90                       |
| 155.018.851   |  |   |                           |        | 3.59  | 0.0434                              | 17.24                                 | 0.865                      |
| 155.018.851   |  |   |                           |        | 3.87  | 0.0515                              | 12.39                                 | 1.008                      |
| 155.018.851   |  |   |                           |        | 4.48  | 0.0688                              | 8.18                                  | 1.088                      |
| 155.018.851   |  |   |                           |        | 3.10  | 0.0549                              | 18.34                                 | 1.158                      |
| 155.018.851   |  |   |                           |        | 3.99  | 0.0870                              | 13.79                                 | 1.222                      |
| 155.018.851   |  |   |                           |        | 3.80  | 0.0880                              | 9.25                                  | 1.370                      |

**Tabla 5.4 Resultados del análisis de respuesta sísmica para un periodo de retorno de 200 años. Presa Vicente Guerrero, caso 2.**

**PRESA VICENTE GUERRERO**  
**T.R. = 200 AÑOS**  
**am<sub>ax</sub> = 2.08696 m / s<sup>2</sup>**

| VALORES DE G <sub>máx</sub> UTILIZADOS (KN / m <sup>2</sup> )<br>MESMO NIVEL DE AGUA EN AMBOS<br>LADOS. (CRESTA - VERTEDOR) | CURVAS DE G / G <sub>máx</sub> UTILIZADAS |          |        | CURVAS DE AMORTIGUAMIENTO UTILIZADAS |          |        | ACELERACION MAXIMA EN LA CRESTA (m / s <sup>2</sup> ) | DEFORMACION ANGULAR EQUIVALENTE (%) | RELACION DE AMORTIGUAMIENTO FINAL (%) | PERIODO FUNDAMENTAL (seg) |
|---|---|----------|--------|--------------------------------------|----------|--------|---|-------------------------------------|---------------------------------------|---------------------------|
|   | MAXIMA                                    | PROMEDIO | MINIMA | MAXIMA                               | PROMEDIO | MINIMA |   |                                     |                                       |                           |
| 290,562.011   |   |          |        |                                      |          |        | 5.17  | 0.0228                              | 14.01                                 | 0.550                     |
| 290,562.011   |   |          |        |                                      |          |        | 6.03  | 0.0279                              | 9.28                                  | 0.567                     |
| 290,562.011   |   |          |        |                                      |          |        | 7.21  | 0.0381                              | 5.73                                  | 0.580                     |
| 290,562.011   |   |          |        |                                      |          |        | 4.82  | 0.0268                              | 14.86                                 | 0.624                     |
| 290,562.011   |   |          |        |                                      |          |        | 5.52  | 0.0333                              | 10.13                                 | 0.652                     |
| 290,562.011   |   |          |        |                                      |          |        | 6.47  | 0.0439                              | 6.39                                  | 0.692                     |
| 290,562.011   |   |          |        |                                      |          |        | 4.42  | 0.0322                              | 15.79                                 | 0.723                     |
| 290,562.011   |   |          |        |                                      |          |        | 4.87  | 0.0398                              | 11.03                                 | 0.761                     |
| 290,562.011   |   |          |        |                                      |          |        | 5.73  | 0.0519                              | 7.04                                  | 0.815                     |
| 290,562.011   |   |          |        |                                      |          |        | 4.99  | 0.0247                              | 14.46                                 | 0.587                     |
| 261,195.602   |   |          |        |                                      |          |        | 5.78  | 0.0304                              | 9.68                                  | 0.605                     |
| 261,195.602   |   |          |        |                                      |          |        | 6.89  | 0.0392                              | 6.01                                  | 0.631                     |
| 261,195.602   |   |          |        |                                      |          |        | 4.63  | 0.0293                              | 15.32                                 | 0.670                     |
| 261,195.602   |   |          |        |                                      |          |        | 5.27  | 0.0362                              | 10.56                                 | 0.70                      |
| 261,195.602   |   |          |        |                                      |          |        | 6.14  | 0.0473                              | 6.66                                  | 0.744                     |
| 261,195.602   |   |          |        |                                      |          |        | 4.21  | 0.0351                              | 16.21                                 | 0.778                     |
| 261,195.602   |   |          |        |                                      |          |        | 4.71  | 0.0430                              | 11.43                                 | 0.818                     |
| 261,195.602   |   |          |        |                                      |          |        | 5.41  | 0.0555                              | 7.30                                  | 0.876                     |

**Tabla 5.5 Resultados del análisis de respuesta sísmica para un periodo de retorno de 100 años. Presa El Carrizo, Caso 1 y 2.**

**PRESA EL CARRIZO, BCN**  
**T.R. = 100 AÑOS**  
**am<sub>áx</sub> = 1.74074 m / s<sup>2</sup>**

| VALORES DE Gmáx UTILIZADOS (KN / m <sup>2</sup> ) | CRESTA VERTEJOR AGUAS ARRIBA Y SECO AGUAS ABAJO      |          | CURVAS DE AMORTIGUAMIENTO UTILIZADAS |        |          | ACELERACION MAXIMA EN LA CRESTA (m / s <sup>2</sup> ) | DEFORMACION ANGULAR EQUIVALENTE (%) | RELACION DE AMORTIGUAMIENTO FINAL (%) | PERIODO FUNDAMENTAL (seg.) |
|---|--|----------|--------------------------------------|--------|----------|---|-------------------------------------|---------------------------------------|----------------------------|
|   | MEMO NIVEL DE AGUA EN AMBOS LADOS. (CRESTA VERTEJOR) |          | CURVAS DE UTILIZADAS                 |        |          |   |                                     |                                       |                            |
|   | MAXIMA   | PROMEDIO | MINIMA                               | MAXIMA | PROMEDIO |   |                                     |                                       |                            |
| 126,387,200                                       |  |          |                                      |        |          | 2.42  | 0.0139                              | 11.61                                 | 0.657                      |
| 126,387,200                                       |  |          |                                      |        |          | 2.87  | 0.0173                              | 7.20                                  | 0.671                      |
| 126,387,200                                       |  |          |                                      |        |          | 3.48  | 0.0220                              | 4.25                                  | 0.691                      |
| 126,387,200                                       |  |          |                                      |        |          | 2.24  | 0.0150                              | 11.96                                 | 0.714                      |
| 126,387,200                                       |  |          |                                      |        |          | 2.84  | 0.0187                              | 7.51                                  | 0.738                      |
| 126,387,200                                       |  |          |                                      |        |          | 3.15  | 0.0238                              | 4.48                                  | 0.769                      |
| 126,387,200                                       |  |          |                                      |        |          | 2.05  | 0.0162                              | 12.34                                 | 0.790                      |
| 126,387,200                                       |  |          |                                      |        |          | 2.38  | 0.020                               | 7.78                                  | 0.822                      |
| 126,387,200                                       |  |          |                                      |        |          | 2.81  | 0.0252                              | 4.62                                  | 0.882                      |
| 126,387,200                                       |  |          |                                      |        |          | 3.20  | 0.0098                              | 9.88                                  | 0.438                      |
| 241,756,300                                       |  |          |                                      |        |          | 3.91  | 0.0120                              | 5.87                                  | 0.448                      |
| 241,756,300                                       |  |          |                                      |        |          | 4.84  | 0.0153                              | 3.36                                  | 0.458                      |
| 241,756,300                                       |  |          |                                      |        |          | 3.09  | 0.010                               | 10.05                                 | 0.468                      |
| 241,756,300                                       |  |          |                                      |        |          | 3.78  | 0.0125                              | 5.89                                  | 0.479                      |
| 241,756,300                                       |  |          |                                      |        |          | 4.82  | 0.0158                              | 3.44                                  | 0.495                      |
| 241,756,300                                       |  |          |                                      |        |          | 2.96  | 0.0106                              | 10.25                                 | 0.508                      |
| 241,756,300                                       |  |          |                                      |        |          | 3.57  | 0.0135                              | 6.26                                  | 0.520                      |
| 241,756,300                                       |  |          |                                      |        |          | 4.32  | 0.0178                              | 3.71                                  | 0.553                      |

**Tabla 5.6 Resultados del análisis de respuesta sísmica para un periodo de retorno de 200 años. Presa El Carrizo. Caso 1 y 2.**

**PRESA EL CARRIZO, BCN**  
**T.R. =200 AÑOS**  
**am<sub>ax</sub> =2.2222 m / s<sup>2</sup>**

| VALORES DE G <sub>máx</sub> UTILIZADOS (KN / m <sup>2</sup> ) | CURVAS DE G / G <sub>máx</sub> UTILIZADAS |          | CURVAS DE AMORTIGUAMIENTO UTILIZADAS |          | ACELERACION MAXIMA EN LA CRESTA (m / s <sup>2</sup> ) | DEFORMACION ANGULAR EQUIVALENTE (%) | RELACION DE AMORTIGUAMIENTO FINAL (%) | PERIODO FUNDAMENTAL (seg.) |
|---|---|----------|--------------------------------------|----------|---|-------------------------------------|---------------------------------------|----------------------------|
|   | CURVAS DE G / G <sub>máx</sub> UTILIZADAS |          | CURVAS DE AMORTIGUAMIENTO UTILIZADAS |          |   |                                     |                                       |                            |
|   | MAXIMA                                    | PROMEDIO | MINIMA                               | PROMEDIO |   |                                     |                                       |                            |
| 126,387,200   |   |          |                                      |          | 2.98  | 0.0203                              | 13.48                                 | 0.684                      |
| 126,387,200   |   |          |                                      |          | 3.46  | 0.0248                              | 8.74                                  | 0.702                      |
| 126,387,200   |   |          |                                      |          | 4.14  | 0.0314                              | 5.28                                  | 0.727                      |
| 126,387,200   |   |          |                                      |          | 2.73  | 0.0222                              | 13.81                                 | 0.759                      |
| 126,387,200   |   |          |                                      |          | 3.18  | 0.0270                              | 9.12                                  | 0.787                      |
| 126,387,200   |   |          |                                      |          | 3.73  | 0.0340                              | 5.53                                  | 0.825                      |
| 126,387,200   |   |          |                                      |          | 2.49  | 0.0237                              | 14.23                                 | 0.850                      |
| 126,387,200   |   |          |                                      |          | 2.85  | 0.0284                              | 9.38                                  | 0.885                      |
| 126,387,200   |   |          |                                      |          | 3.34  | 0.0351                              | 5.84                                  | 0.920                      |
| 126,387,200   |   |          |                                      |          | 3.83  | 0.0435                              | 11.46                                 | 0.951                      |
| 241,756,300   |   |          |                                      |          | 4.81  | 0.0587                              | 7.08                                  | 0.980                      |
| 241,756,300   |   |          |                                      |          | 5.84  | 0.0811                              | 4.14                                  | 0.473                      |
| 241,756,300   |   |          |                                      |          | 3.87  | 0.0142                              | 11.71                                 | 0.487                      |
| 241,756,300   |   |          |                                      |          | 4.39  | 0.0176                              | 7.27                                  | 0.503                      |
| 241,756,300   |   |          |                                      |          | 5.33  | 0.0230                              | 4.36                                  | 0.525                      |
| 241,756,300   |   |          |                                      |          | 3.50  | 0.0159                              | 12.24                                 | 0.542                      |
| 241,756,300   |   |          |                                      |          | 4.10  | 0.0202                              | 7.83                                  | 0.586                      |
| 241,756,300   |   |          |                                      |          | 4.86  | 0.0285                              | 4.76                                  | 0.598                      |

**Tabla 5.7 Resultados del análisis de respuesta sísmica para un período de retorno de 100 años. Presa El Salto, caso 1 y 2.**

**PRESA BENASSINI (EL SALTO)**

**T.R. = 100 AÑOS**

**am<sub>ax</sub> = 0.21176 m / s<sup>2</sup>**

| VALORES DE G <sub>máx</sub> UTILIZADOS (KN / m <sup>2</sup> ) | CRESTA VERTEJOR AGUAS ARRIBA Y BECO AGUAS ABAJO       |     | CURVAS DE G / G <sub>máx</sub> UTILIZADAS |          |     | CURVAS DE AMORTIGUAMIENTO UTILIZADAS |          |     | ACELERACION MAXIMA EN LA CRESTA ( m / s <sup>2</sup> ) | DEFORMACION ANGULAR EQUIVALENTE (%) | RELACION DE AMORTIGUAMIENTO FINAL (%) | PERIODO FUNDAMENTAL ( seg ) |     |
|---|---|-----|---|----------|-----|--------------------------------------|----------|-----|--|-------------------------------------|---------------------------------------|-----------------------------|-----|
|   | MISMO NIVEL DE AGUA EN AMBOS LADOS. (CRESTA VERTEJOR) | MÁX | MIN                                       | PROMEDIO | MÁX | MIN                                  | PROMEDIO | MÁX |  |                                     |                                       |                             | MIN |
|   |   |     |   |          |     |                                      |          |     |  |                                     |                                       |                             |     |
| 193,072,000   |   |     |   |          |     |                                      |          |     | 0.29   | 0.0013                              | 3.51                                  | 0.630                       |     |
| 193,072,000   |   |     |   |          |     |                                      |          |     | 0.33   | 0.0017                              | 1.80                                  | 0.612                       |     |
| 193,072,000   |   |     |   |          |     |                                      |          |     | 0.43   | 0.0022                              | 1.0                                   | 0.635                       |     |
| 193,072,000   |   |     |   |          |     |                                      |          |     | 0.28   | 0.0013                              | 3.54                                  | 0.638                       |     |
| 193,072,000   |   |     |   |          |     |                                      |          |     | 0.33   | 0.0017                              | 1.92                                  | 0.642                       |     |
| 193,072,000   |   |     |   |          |     |                                      |          |     | 0.42   | 0.0022                              | 1.02                                  | 0.648                       |     |
| 193,072,000   |   |     |   |          |     |                                      |          |     | 0.25   | 0.0014                              | 3.60                                  | 0.655                       |     |
| 193,072,000   |   |     |   |          |     |                                      |          |     | 0.32   | 0.0018                              | 1.98                                  | 0.663                       |     |
| 193,072,000   |   |     |   |          |     |                                      |          |     | 0.41   | 0.0023                              | 1.04                                  | 0.673                       |     |
| 193,072,000   |   |     |   |          |     |                                      |          |     | 0.31   | 0.0010                              | 3.05                                  | 0.510                       |     |
| 265,187,860   |   |     |   |          |     |                                      |          |     | 0.40   | 0.0013                              | 1.86                                  | 0.511                       |     |
| 265,187,860   |   |     |   |          |     |                                      |          |     | 0.51   | 0.0016                              | 0.87                                  | 0.513                       |     |
| 265,187,860   |   |     |   |          |     |                                      |          |     | 0.31   | 0.0010                              | 3.07                                  | 0.515                       |     |
| 265,187,860   |   |     |   |          |     |                                      |          |     | 0.39   | 0.0013                              | 1.87                                  | 0.518                       |     |
| 265,187,860   |   |     |   |          |     |                                      |          |     | 0.51   | 0.0017                              | 0.88                                  | 0.521                       |     |
| 265,187,860   |   |     |   |          |     |                                      |          |     | 0.50   | 0.0010                              | 3.12                                  | 0.527                       |     |
| 265,187,860   |   |     |   |          |     |                                      |          |     | 0.39   | 0.0013                              | 1.70                                  | 0.532                       |     |
| 265,187,860   |   |     |   |          |     |                                      |          |     | 0.50   | 0.0018                              | 0.90                                  | 0.516                       |     |

**Tabla 5.8 Resultados del análisis de respuesta sísmica para un periodo de retorno de 200 años. Presa El Salto, caso 1 y 2.**

**PRESA BENASSINI (EL SALTO)**

**T.R. = 200 AÑOS**

**am<sub>ax</sub> = 0.27059 m / s<sup>2</sup>**

| VALORES DE O <sub>máx</sub> UTILIZADOS (KN / m <sup>2</sup> ) | CURVAS DE O / O <sub>máx</sub> UTILIZADAS       |          |        | CURVAS DE AMORTIGUAMIENTO UTILIZADAS |          |        | ACELERACION MAXIMA EN LA CRESTA ( m / s <sup>2</sup> ) | DEFORMACION ANGULAR EQUIVALENTE (%) | RELACION DE AMORTIGUAMIENTO FINAL (%) | PERIODO FUNDAMENTAL (seg) |
|---|---|----------|--------|--------------------------------------|----------|--------|--|-------------------------------------|---------------------------------------|---------------------------|
|   | CRESTA VERTEDOR AGUAS ARRIBA Y SECO AGUAS ABAJO |          |        | MAXIMA                               | PROMEDIO | MINIMA |  |                                     |                                       |                           |
|   | MAXIMO  | PROMEDIO | MINIMO |                                      |          |        |  |                                     |                                       |                           |
| 193.072.000   |   |          |        |                                      |          |        | 0.35   | 0.0017                              | 4.09                                  | 0.633                     |
| 193.072.000   |   |          |        |                                      |          |        | 0.44   | 0.0022                              | 2.22                                  | 0.635                     |
| 193.072.000   |   |          |        |                                      |          |        | 0.57   | 0.0029                              | 1.18                                  | 0.639                     |
| 193.072.000   |   |          |        |                                      |          |        | 0.34   | 0.0018                              | 4.13                                  | 0.643                     |
| 193.072.000   |   |          |        |                                      |          |        | 0.43   | 0.0023                              | 2.25                                  | 0.648                     |
| 193.072.000   |   |          |        |                                      |          |        | 0.55   | 0.0030                              | 1.20                                  | 0.658                     |
| 193.072.000   |   |          |        |                                      |          |        | 0.33   | 0.0018                              | 4.22                                  | 0.664                     |
| 193.072.000   |   |          |        |                                      |          |        | 0.42   | 0.0024                              | 2.31                                  | 0.674                     |
| 193.072.000   |   |          |        |                                      |          |        | 0.53   | 0.0031                              | 1.23                                  | 0.688                     |
| 265.187.860   |   |          |        |                                      |          |        | 0.41   | 0.0013                              | 3.54                                  | 0.511                     |
| 265.187.860   |   |          |        |                                      |          |        | 0.53   | 0.0017                              | 1.92                                  | 0.513                     |
| 265.187.860   |   |          |        |                                      |          |        | 0.68   | 0.0022                              | 1.01                                  | 0.516                     |
| 265.187.860   |   |          |        |                                      |          |        | 0.41   | 0.0013                              | 3.58                                  | 0.516                     |
| 265.187.860   |   |          |        |                                      |          |        | 0.52   | 0.0017                              | 1.94                                  | 0.522                     |
| 265.187.860   |   |          |        |                                      |          |        | 0.67   | 0.0023                              | 1.03                                  | 0.528                     |
| 265.187.860   |   |          |        |                                      |          |        | 0.40   | 0.0014                              | 3.84                                  | 0.532                     |
| 265.187.860   |   |          |        |                                      |          |        | 0.51   | 0.0018                              | 1.89                                  | 0.539                     |
| 265.187.860   |   |          |        |                                      |          |        | 0.65   | 0.0024                              | 1.06                                  | 0.547                     |

## 6. ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD SÍSMICA

### 6.1 Método de Análisis

Para que una presa de tierra y enrocamiento tenga resistencia dinámica contra el deslizamiento por sismo, debe tener un cierto margen de seguridad contra la falla estática.

Los análisis de estabilidad sísmica para las tres presas estudiadas en este trabajo se basaron en una adaptación de los métodos: *Sueco* (Fellenius, 1927) y Pseudoestático (Das, 1993). El primero comprende la parte estática en la estabilidad, mientras que el segundo toma en cuenta el efecto del sismo.

Para una mejor comprensión del análisis de estabilidad sísmica utilizado para las tres presas, se dará primero una breve descripción de los dos métodos anteriormente mencionados

#### 6.1.1 Método Sueco (Fellenius, 1927).

Este método, también conocido como “método de las dovelas”, toma en cuenta las siguientes consideraciones:

- Se considera como válido un análisis bidimensional, correspondiendo a un estado de deformación plano.
- Se atribuye a la superficie de falla una forma cilíndrica, cuya traza con el plano perpendicular de estudio (fig 6.1) es un arco de circunferencia.
- Se acepta que, en el momento de la falla por rotación, la resistencia al cortante se moviliza completamente y en forma simultánea en todos los puntos de la superficie de deslizamiento.
- Es válida la ley de resistencia de Mohr-Coulomb:  $\tau = c + \sigma \tan \phi$
- Se supone que la masa deslizante se divide en dovelas (fig. 6.2a).
- No existe interacción entre dovelas. Se considera que cada una de ellas actúa en forma independiente de las demás.
- El factor de seguridad, F.S., se define como la relación entre la resistencia al corte disponible y el esfuerzo cortante medio, necesario para el equilibrio a lo largo de la superficie crítica de deslizamiento.

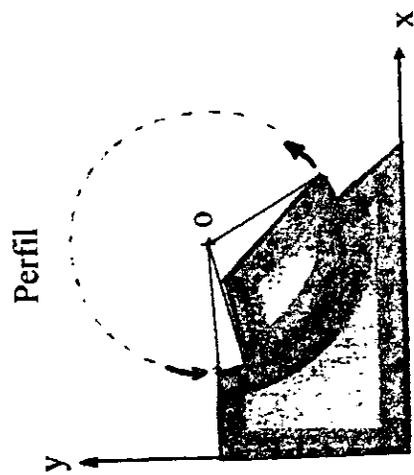
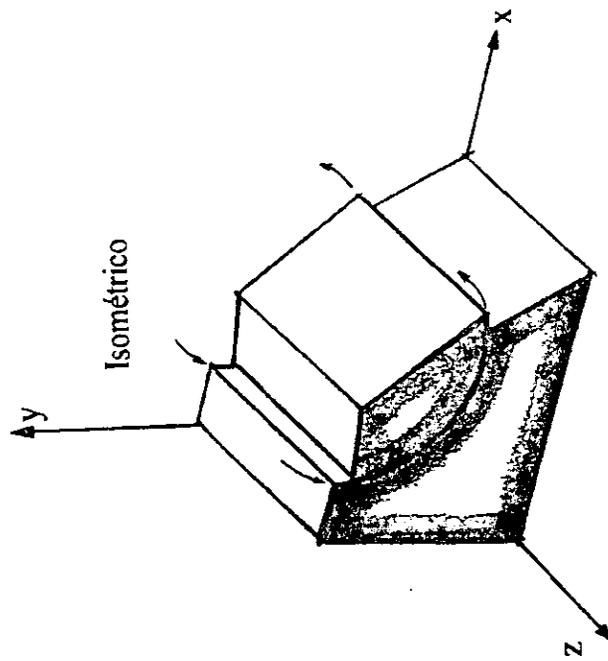


Fig. 6.1 Superficie cilíndrica (circular) de falla por rotación.

Procedimiento:

En primer lugar se propone un círculo de falla a elección y la masa de tierra deslizante se divide en dovelas (fig. 6.2a).

El equilibrio de cada dovela puede analizarse de acuerdo a las fuerzas que se muestran en la fig. 6.2b.  $W_i$  es el peso de la dovela "i" de espesor unitario. Las fuerzas  $N_i$  y  $T_i$  son las reacciones normal y tangencial del suelo a lo largo de la superficie de deslizamiento  $\Delta L_i$ . Las dovelas adyacentes a la  $i$ -ésima, bajo estudio, ejercen ciertas acciones sobre ésta, que pueden representarse por las fuerzas normales  $P_1$  y  $P_2$  y por las tangenciales  $S_1$  y  $S_2$ .

En el procedimiento de Fellenius se acepta la hipótesis de que los efectos de las fuerzas laterales  $P_1$  y  $P_2$  se contrarrestan; se considera que éstas fuerzas son iguales, colineales y contrarias. Así mismo se acepta que el momento que originan  $S_1$  y  $S_2$ , que se consideran de igual magnitud, es despreciable. Estas hipótesis equivalen a considerar que cada dovela actúa en forma independiente, y que las fuerzas  $N_i$  y  $T_i$  equilibran a  $W_i$ .

El cociente  $N_i / \Delta L_i$  se considera una buena aproximación al valor de  $\sigma_i$ , presión normal actuante en el arco  $\Delta L_i$ , que se considera constante a lo largo de esa longitud. Con ese valor de  $\sigma_i$  puede obtenerse, de acuerdo a la ley de resistencia (Mohr-Coulomb), el correspondiente esfuerzo cortante resistente  $\tau_i$ , también constante en toda la longitud  $\Delta L_i$ .

Puede calcularse el momento motor  $M_M$ , debido al peso de las dovelas con respecto al centro " $C_e$ " del círculo de falla, de la siguiente forma:

$$M_M = R \sum |T_i| \quad (6.1)$$

donde  $R$  es el radio del círculo de falla propuesto.

Nótese que la componente normal al peso de la dovela,  $N_i$ , pasa por el centro " $C_e$ ", y por lo tanto no da momento respecto a aquel punto. Si en la corona existen sobrecargas su momento deberá calcularse en la forma usual y añadirse al dado por la expresión 6.1.

El momento resistente,  $M_R$ , se debe a la resistencia al esfuerzo cortante  $\tau_i$ , que se desarrolla en la superficie de deslizamiento de cada dovela y se calcula como:

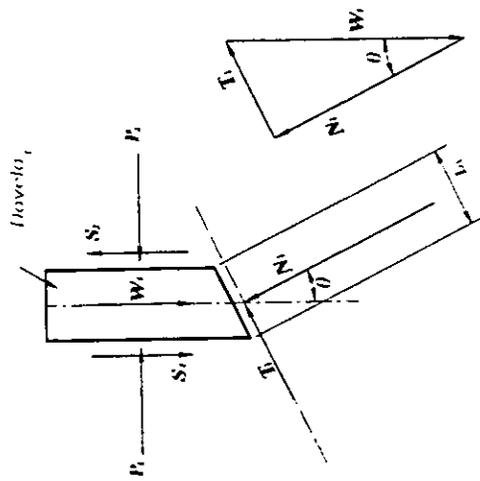
$$M_R = R \sum \tau_i \cdot \Delta L \quad (6.2)$$

Una vez más se está aceptando que la resistencia máxima al esfuerzo cortante se desarrolla al unísono en todo punto de la superficie de falla hipotética.

Calculados los momentos resistente y motor puede definirse un factor de seguridad:

$$F.S. = \frac{M_M}{M_R} = \frac{\sum \tau_i \Delta L_i}{|\sum T_i|} \quad (6.3)$$

La experiencia ha demostrado que una superficie de falla en que resulte  $F.S. \geq 1.5$  es prácticamente estable. El método de análisis consistirá también en un procedimiento de tanteos, en el cual deberán fijarse distintos círculos de falla, calculando el F.S. ligado a cada uno de ellos.

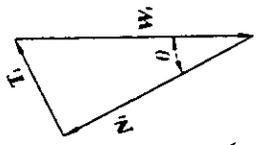


(a)

Círculo de falla supuesto

Dovela

Dovela



(b)

Fig. 6.2. Método Sueco (Fellenius, 1927).

### 6.1.2 Método Pseudoestático (Das, 1993).

Para el análisis de estabilidad sísmica de las presas se utilizó un método llamado Pseudoestático. De acuerdo con este método se supone una superficie de falla circular  $ABC$ , como se muestra en la Fig. 6.3.  $ABC$  es un arco de círculo con centro en  $C_e$ . Considerando una sección de longitud unitaria perpendicular al plano del dibujo, las fuerzas actuantes en la superficie de falla son las siguientes:

- a) Peso de la rebanada de suelo confinado por la pendiente y el arco del círculo,  $W$ .
- b) Fuerza de inercia del peso de la rebanada,  $K_h W$ , el cual toma en cuenta el efecto del sismo actuando sobre la rebanada. El factor  $K_h$  es un promedio del coeficiente horizontal sísmico actuando en la rebanada.
- c) Fuerza resistente por unidad de área, la cual es la resistencia del suelo actuando a lo largo de la superficie de falla,  $ABC$ .

Se considera que las líneas de acción de las fuerzas  $W$  y  $K_h W$  actúan sobre el centro de gravedad de la rebanada de suelo que se desliza.

El factor de seguridad con respecto a la resistencia, F.S., es calculado como:

$$\text{F.S.} = \frac{\text{momento resistente con respecto a } C_e}{\text{momento actuante con respecto a } C_e} = \frac{S\ell R}{WL_1 + K_h WL_2} \quad (6.4)$$

Donde:

$R$  radio del círculo de falla.

$\ell$  longitud del arco  $ABC$  del círculo de falla.

$S$  fuerza resistente a lo largo de  $\ell$ .

$L_1$  Brazo de palanca del momento causado por la fuerza  $W$  con respecto al centro  $C_e$ .

$L_2$  Brazo de palanca del momento causado por la fuerza  $K_h W$  con respecto al centro  $C_e$ .

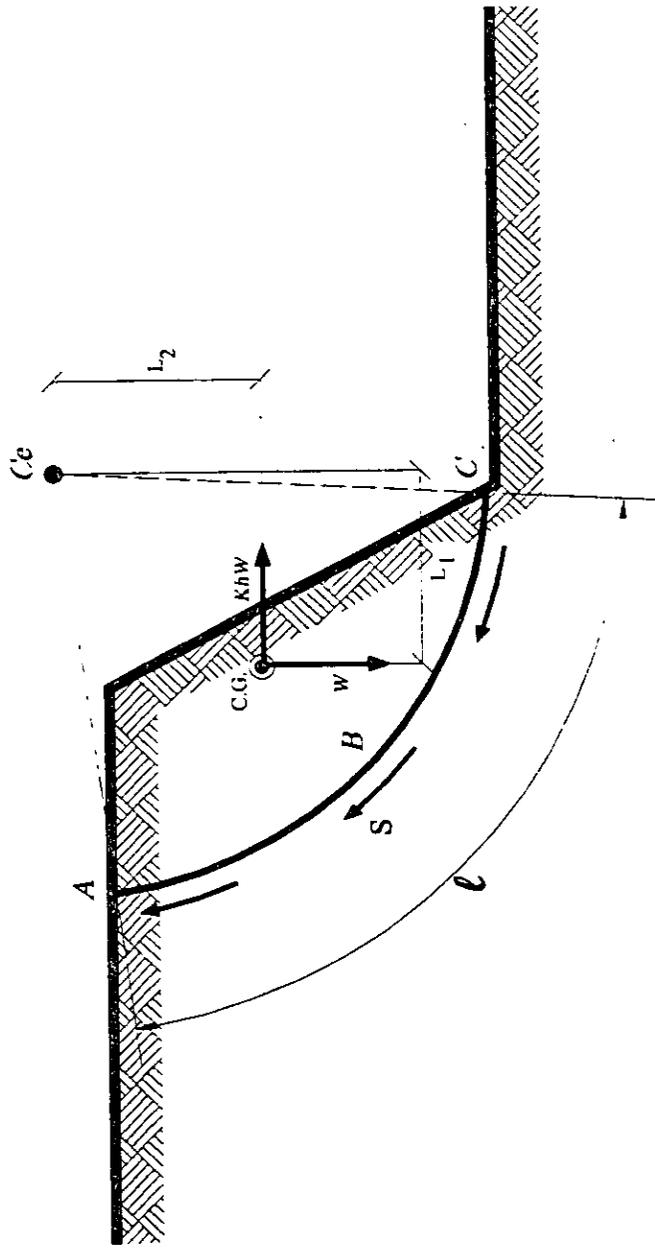


Fig. 6.3. Análisis de estabilidad pseudoestático (Das, 1993).

## 6.2 *Método de análisis de la estabilidad sísmica de cada presa utilizando una sola dovela.*

A continuación se describe el método de análisis de estabilidad sísmica que se utilizó en las presas de la C.N.A., el cual, como ya se mencionó, resulta ser una adaptación de los métodos sueco y pseudoestático. También se presenta la deducción de las ecuaciones necesarias para ello.

Este método propone una superficie potencial de falla de forma circular, limitada por la corona y por el talud aguas abajo de la cortina. Dicha superficie de falla es considerada como única dovela de estudio. Este método se comparó con el método de las dovelas usando 6 dovelas en cada círculo de falla, obteniéndose valores del factor de seguridad muy similares. El método de una dovela aquí propuesto estima factores de seguridad un 3% menores que el de dovelas. El material se considera homogéneo y puramente friccionante.

Para fines prácticos, la deducción de las ecuaciones se basa en una serie de puntos y rectas, mismos que están referidos a un sistema dado de ejes coordenados para una profundidad de análisis determinada. Lo anterior, para mejor comprensión, ha sido ilustrado con las figuras anexas a esta sección.

En el cálculo del factor de seguridad se está despreciando el efecto de las fuerzas de filtración. Se tomó esta decisión debido a que las superficies de falla poco profundas no intersectan la zona de flujo a través de la presa. Por otro lado, para los casos en los que la superficie de falla sí pasa por la zona de flujo se decidió compensar a las fuerzas de filtración despreciando la cohesión del material arcilloso. Todo esto lleva a simplificaciones en el análisis ya que se evita la definición de las redes de flujo, las cuales, dada la nula información de las propiedades hidráulicas de los suelos, podrían introducir factores adicionales de carácter conservador en las evaluaciones de las presas.

### 6.2.1 *Datos Requeridos.*

Para el análisis, se requiere conocer ciertas características de la cortina en estudio, como: geometría, peso volumétrico y el ángulo de fricción del material. Así como las aceleraciones máximas en la base de la cortina y en la corona.

Los datos necesarios para llevar a cabo este método son:

| DATO                                | UNIDAD          | SIMBOLO    |
|-------------------------------------|-----------------|------------|
| 1. ALTURA DE LA CORTINA.            | m               | $H$        |
| 2. ANCHO DE LA CORONA.              | m               | $C$        |
| 3. TALUD (PENDIENTE).               | adimensional    | $M$        |
| 4. ANGULO DE FRICCIÓN.              | grados          | $\phi$     |
| 5. PESO VOLUMETRICO DEL MATERIAL.   | $\text{Kg/m}^3$ | $\gamma_m$ |
| 6. ACELERACION MAXIMA EN LA BASE.   | $\text{m/s}^2$  | $Sa_1$     |
| 7. ACELERACION MAXIMA EN LA CORONA. | $\text{m/s}^2$  | $Sa_2$     |

### 6.2.2 Cálculo de las Coordenadas del Centro del Círculo de Falla

Se requiere primero determinar la profundidad " $a_i$ " de la línea horizontal tangente al círculo de falla a analizar. (Ver figura 6.4).

$$a_i = i \times \Delta H, \quad i = 1, 2, 3, \dots, 10$$

donde, para nuestro estudio:

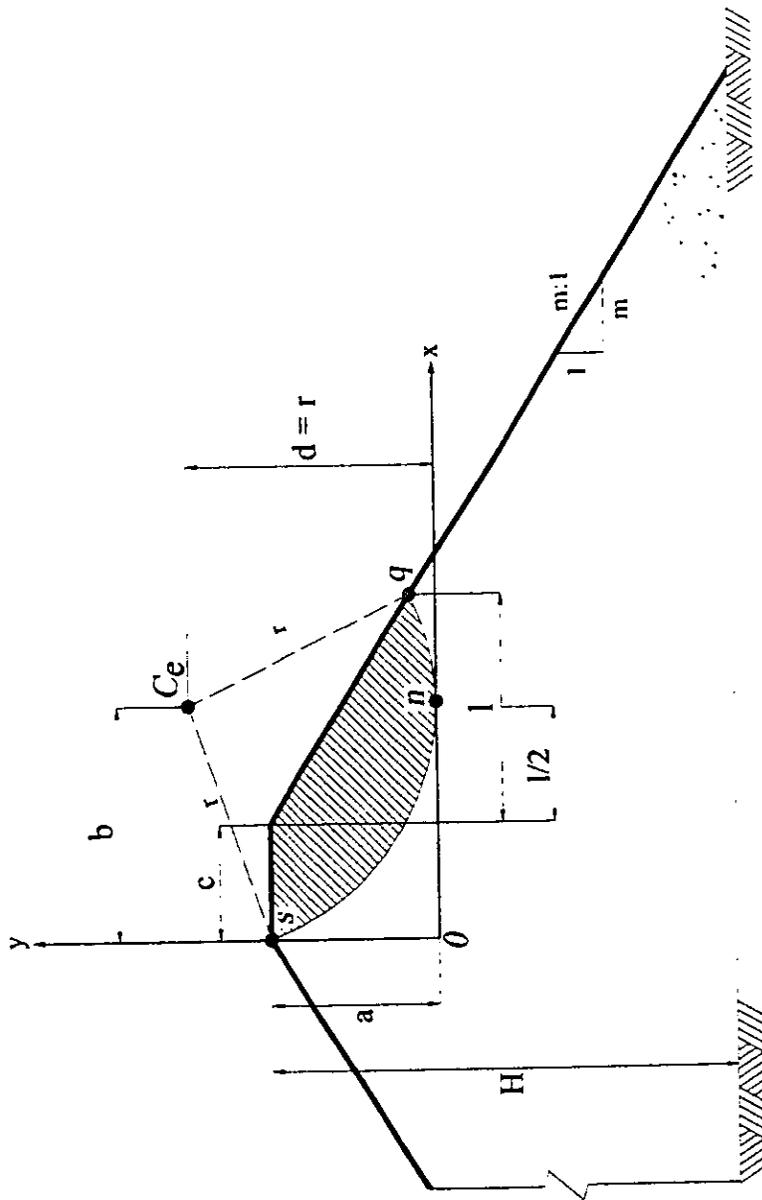
$$\Delta H = H/10$$

NOTA: para fines prácticos, de aquí en adelante se suprimirán los subíndices " $i$ ", sobreentendiéndose que lo que a continuación se explica, es análogo para todas las profundidades " $a_i$ ".

También cabe aclarar que las unidades que se obtengan de las próximas ecuaciones, dependerán de las que lleven los datos. Se recomienda utilizar unidades en Sistema Internacional, con el fin de hacer más práctico el manejo de constantes como " $g$ " que se considera con un valor de  $9.81 \text{ m/s}^2$ .

Por otra parte, nos referiremos a un sistema ortogonal coordenado " $x-y$ ", (ver fig 6.4) cuyo origen estará definido por la intersección del eje vertical " $y$ " (el cual siempre pasará por el punto " $s$ " de la corona) y el eje horizontal " $x$ " (tangente al círculo de falla en cuestión).

Determinada la profundidad " $a$ " y conocidos el ancho de la corona " $c$ " y el talud con pendiente " $1 / m$ ", podemos determinar los valores de las coordenadas del punto " $C_e (b, d)$ " que es el centro del círculo de falla que se muestra en la fig. 6.4.



El círculo de falla, con centro en el punto  $C_e(b, d)$ , pasa por los puntos  $s(0, a)$  y  $n(b, 0)$ .

Fig. 6.4.

Las siguientes ecuaciones determinan los valores de las coordenadas de dicho punto:

$$b = \frac{a \cdot m}{2} + c \quad (6.5)$$

$$d = \frac{b^2}{2a} + \frac{a}{2} \quad (6.6)$$

Se puede observar en la fig. 6.4 que el *radio* del círculo de falla es igual al valor de la ordenada "d".

### 6.2.3 Cálculo del Area de la Superficie de Falla.

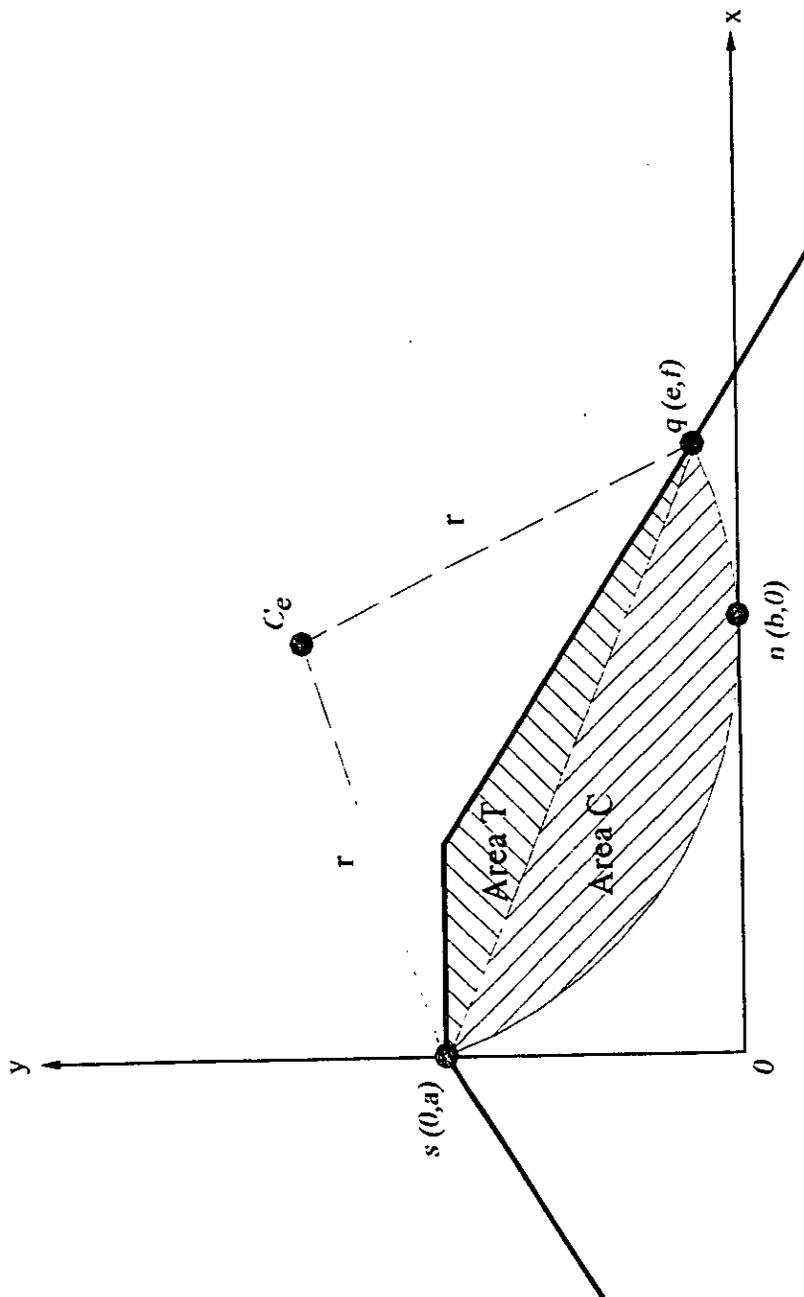
Podemos observar, en la figura 6.5, que nuestra superficie de falla se puede descomponer en el área de un triángulo escaleno que llamaremos "ÁREA T", y el área de una fracción de circunferencia denominada como "ÁREA C"

Para poder calcular las mencionadas áreas, necesitamos conocer el punto "q(e, f)" y el ángulo "α" que aparecen en la fig. 6.5.

En la fig. 6.6, observamos que el punto "q(e, f)" es el punto de intersección de la circunferencia con centro en "Ce(b, d)" y de *radio*:  $r = d$ , con la línea recta cuya pendiente es " $-1/m$ " y que pasa por el punto "p(c, a)". Debido a esto, para el cálculo de las coordenadas "e" y "f" planteamos las siguientes ecuaciones:

$$d^2 = (x - b)^2 + (y - d)^2 \quad (\text{ec. de la circunferencia}) \quad (6.7)$$

$$y = a + (c/m) - (x/m) \quad (\text{ec. de la recta}) \quad (6.8)$$



Superficie de falla = Area T + Area C

Fig. 6.5.

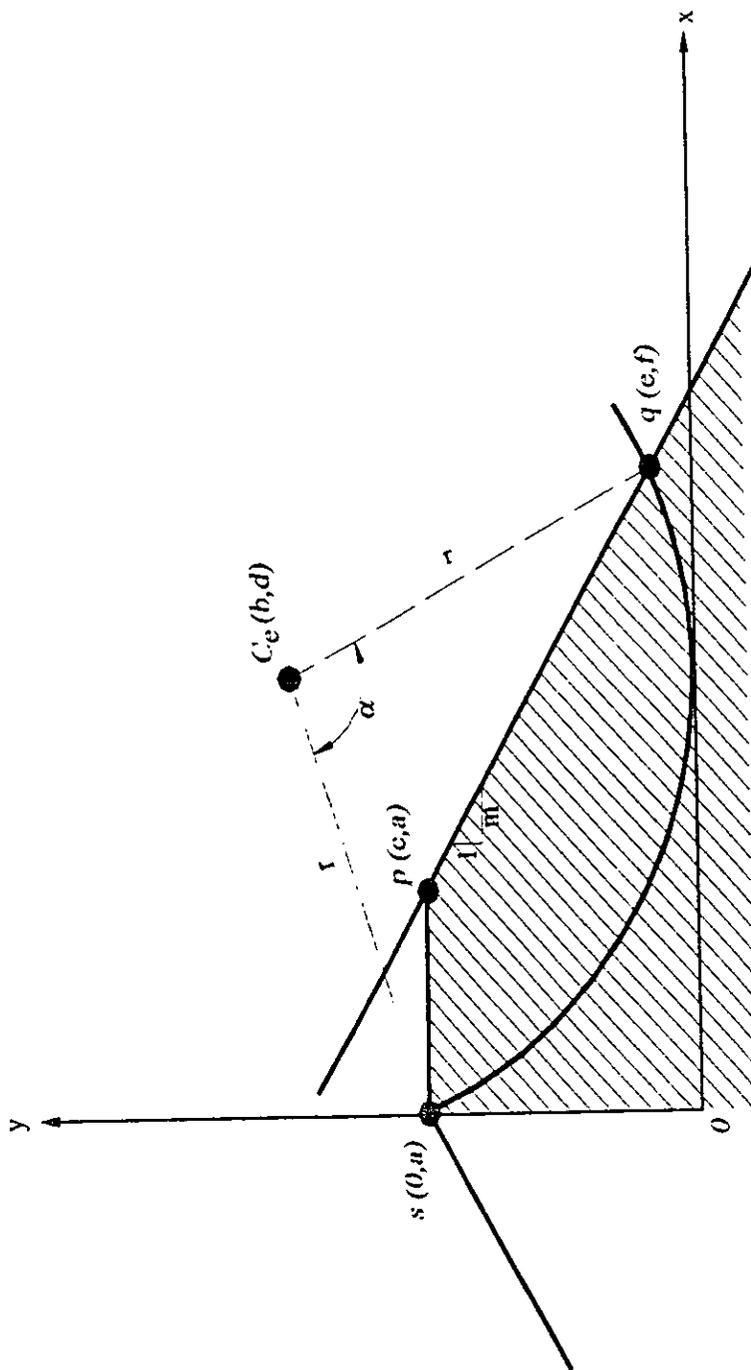


Fig. 6.6.

Sustituyendo la ecuación (6.8) en la ecuación (6.7), desarrollando, simplificando e igualando a cero, se llega a la siguiente ecuación de segundo grado:

$$\underbrace{[-1 - (1/m^2)]}_{A} x^2 + 2 \underbrace{[b + (a/m) - (d/m) + (c/m^2)]}_{B} x - 2 \underbrace{[(ac/m) - (dc/m) - (ad)] - a^2 - b^2 - (c/m)^2}_{C} = 0 \quad (6.9)$$

Aplicando la "fórmula general para resolver ecuaciones de segundo grado":

$$x_{1,2} = \frac{-B \pm \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A} \quad (6.10)$$

y tomando en cuenta que  $x_{1,2}$  en realidad es  $e_{1,2}$ , y que el valor de "e" que nos interesa será el obtenido con la raíz negativa, entonces:

$$e = \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A} \quad (6.11)$$

Ya conocido el valor de "e", se sustituye en la ecuación (6.8) para obtener el valor de la abscisa "f":

$$f = a + \frac{c - e}{m} \quad (6.12)$$

El ángulo "α" se puede determinar planteando el triángulo isósceles definido por los puntos  $Ce, s$  y  $q$ , descomponiéndolo, a su vez, en los triángulos rectángulos  $a$  y  $b$  (ver fig. 6.7).

El radio "r" ya es conocido y la distancia "D" es la que existe entre los puntos  $s(0, a)$  y  $q(e, f)$ , por lo que:

$$D = \sqrt{e^2 + (a - f)^2} \quad (6.13)$$

Aplicando trigonometría a cualquiera de los dos triángulos  $a$  o  $b$ , podemos darnos cuenta que:

$$\operatorname{sen}\left(\frac{\alpha}{2}\right) = \frac{D}{2r}$$

asi que:

$$\alpha = 2 \left[ \operatorname{ang.} \operatorname{sen}\left(\frac{D}{2r}\right) \right] \quad (6.14)$$

Ahora ya podemos calcular la superficie de falla:

a) Área del triángulo escaleno cuyos vértices son los puntos "s, p y q".

$$\text{ÁREA}_T = \frac{c \cdot (a - f)}{2} \quad (6.15)$$

b) Área de la región comprendida entre el arco de circunferencia y la recta  $\overline{sq}$ :

$$1^* \text{ÁREA}_C = \frac{d^2}{2} (\hat{\alpha} - \operatorname{sen} \alpha), \text{ donde } \hat{\alpha} \text{ es } \alpha \text{ "en radianes"}. \quad (6.16)$$

Por lo tanto, la Superficie de Falla es igual al área que resulta de la suma de  $\text{ÁREA}_T$  y  $\text{ÁREA}_C$ :

$$\text{SUPERFICIE DE FALLA} = \text{ÁREA}_{\text{TOT}} = \text{ÁREA}_T + \text{ÁREA}_C \quad (6.17)$$

---

1 \* ECUACIÓN OBTENIDA DEL MANUAL TÉCNICO DE FORMULAS MATEMÁTICAS, SECCIÓN B-3.

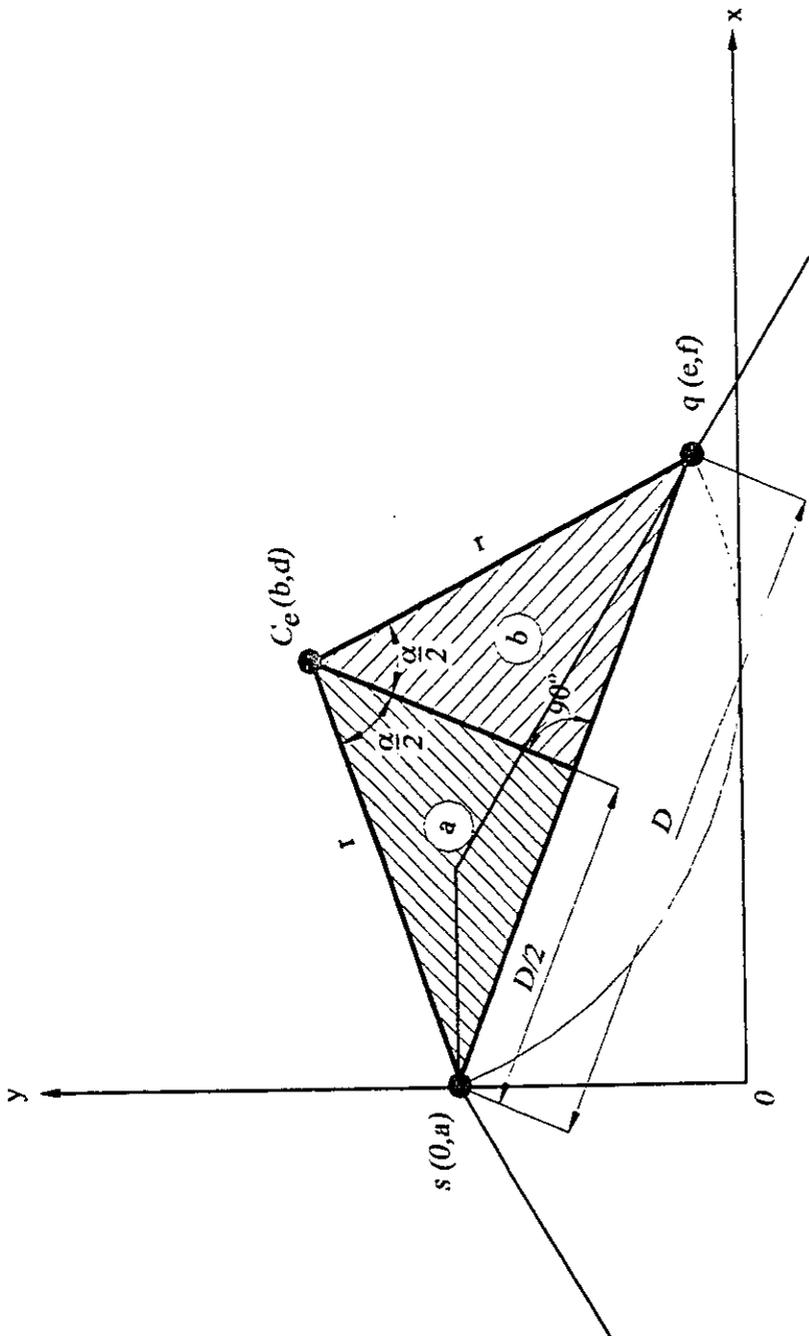


Fig. 6.7.

#### 6.2.4. Cálculo del Centroide de la Superficie de Falla

El cálculo del centroide de la superficie de falla conviene hacerlo por partes.

a) Centroide del  $\text{ÁREA}_T$ :

Este análisis se facilita dividiendo el triángulo escaleno, con vértices en los puntos  $s$ ,  $p$  y  $q$ , en dos triángulos rectángulos como se muestra en la fig. 6.8.

a.1) Centroide del triángulo  $c$  " $C_1(x_1, y_1)$ ":

Necesitamos primero conocer los puntos " $r(g, h)$ " e " $i(i, j)$ " (fig. 6.9).

El punto  $r$  es la intersección de las rectas  $L_1$  y  $L_2$  (ver fig. 6.9), por lo tanto:

- Ecuación de la recta  $L_1$ :

Sabemos que la recta  $L_1$  es la misma que pasa por los puntos  $s$  y  $q$ , por lo tanto su ecuación es:

$$y = \left[ \frac{x}{e} (f - a) \right] + a \quad (6.18)$$

- Ecuación de la recta  $L_2$ :

Esta recta es perpendicular a  $L_1$  y pasa por el punto  $p$ , por lo que su ecuación resulta:

$$y = \frac{e(x - c)}{a - f} + a \quad (6.19)$$

Igualando las ecuaciones (6.18) y (6.19), resolviendo y simplificando, llegamos a la siguiente expresión:

$$x = \frac{-c \cdot e^2}{(a - f)(f - a) - e^2} \quad (6.20)$$

pero el valor de  $x$  realmente corresponde al valor de  $g$ , por lo tanto:

$$g = \frac{-c \cdot e^2}{(a - f)(f - a) - e^2} \quad (6.21)$$

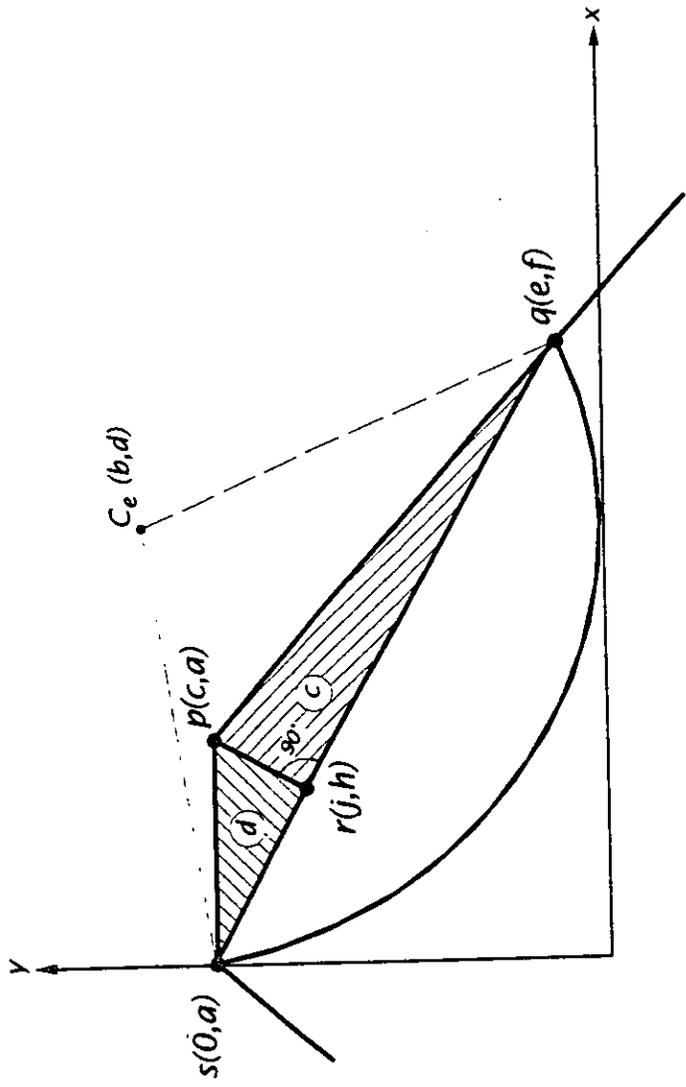


Fig. 6.8.

Ahora, sustituyendo al valor de  $g$  en la ecuación (6.18), podemos entonces conocer el valor de  $h$ :

$$h = g\left(\frac{f-a}{e}\right) + a \quad (6.22)$$

y así conocemos ya el punto " $r(g, h)$ ".

Determinemos ahora las distancias  $d_1$  y  $d_2$  que se indican en la fig. 6.9:

$$d_1 = \text{distancia entre los puntos } p \text{ y } r = \sqrt{(c-g)^2 + (a-h)^2} \quad (6.23)$$

$$d_2 = \text{distancia entre los puntos } r \text{ y } q = \sqrt{(e-g)^2 + (h-f)^2} \quad (6.24)$$

Para obtener las coordenadas del punto " $i(i, j)$ ", apliquemos trigonometría a los dos triángulos rectángulos que aparecen asurados en la fig. 6.10:

$$\gamma = \text{ang. tan} \left( \frac{c-g}{a-h} \right) \quad (6.25)$$

$$\text{Sen } \gamma = \frac{i-g}{d_1/3} \Rightarrow i = \frac{d_1 \text{sen } \gamma}{3} + g \quad (6.26)$$

$$\text{Cos } \gamma = \frac{j-h}{d_1/3} \Rightarrow j = \frac{d_1 \text{cos } \gamma}{3} + h \quad (6.27)$$

Tenemos ya los elementos suficientes para poder determinar el centroide " $C_1(x_1, y_1)$ " del triángulo  $c$ .

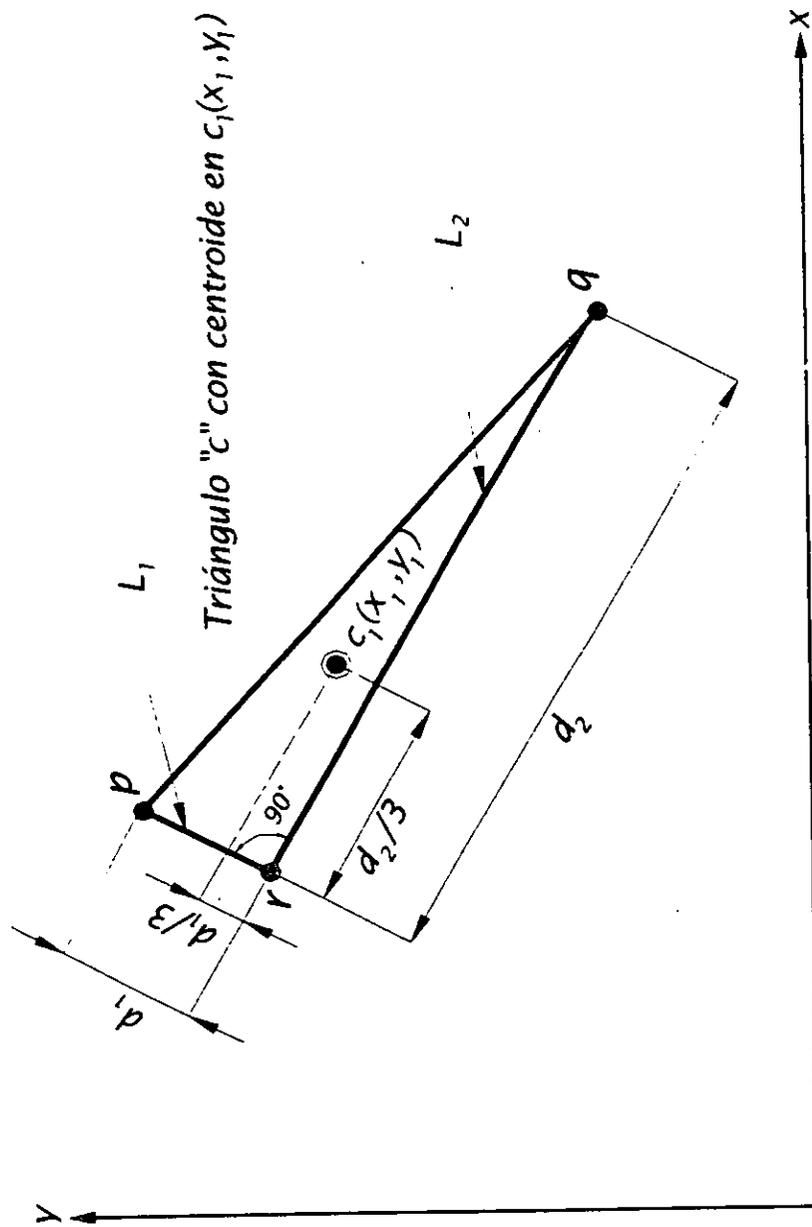


Fig. 6.9.

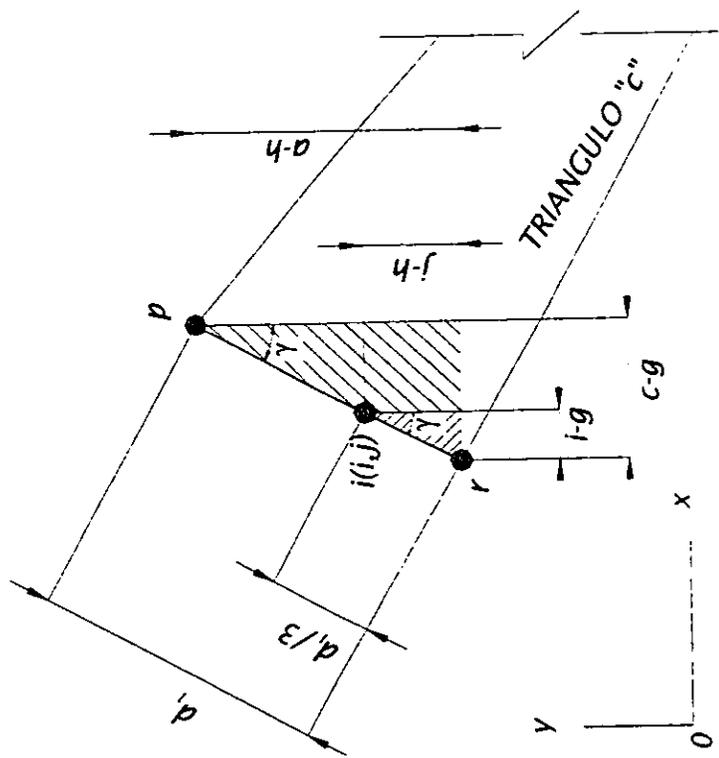


Fig. 6.10.

Si observamos la fig.6.11 nos damos cuenta que el ángulo  $\Omega$  nos lo define la pendiente de la recta que pasa por los puntos  $s(0, a)$  y  $q(e, f)$ :

$$\Omega = \text{ang. tan}\left(\frac{a-f}{e}\right) \quad (6.28)$$

En la misma figura, observamos el triángulo rectángulo  $g$  asociado al ángulo  $\Omega$  y a los puntos  $i$  y  $C_1$ . De esta manera, aplicando nuevamente trigonometría:

$$\text{Sen } \Omega = \frac{j-y_1}{d_2/3} \Rightarrow y_1 = \frac{d_2 \text{sen } \Omega}{3} + j \quad (6.29)$$

$$\text{Cos } \Omega = \frac{x_1-i}{d_2/3} \Rightarrow x_1 = \frac{d_2 \text{cos } \Omega}{3} + i \quad (6.30)$$

Ya conocemos el centroide " $C_1(x_1, y_1)$ " del triángulo  $c$ .

a.2) Centroide del triángulo  $d$  " $C_2(x_2, y_2)$ ":

En la fig. 6.12 podemos darnos cuenta de la posición del centroide " $C_2(x_2, y_2)$ " del triángulo  $d$ . En esta misma figura encontramos el triángulo rectángulo  $h$  asociado al ángulo  $\Omega$  ya conocido y a los puntos  $i$  y  $C_2$  y del cual deducimos lo siguiente:

$$\text{Sen } \Omega = \frac{y_2-j}{d_3/3} \Rightarrow y_2 = \frac{d_3 \text{sen } \Omega}{3} + j \quad (6.31)$$

$$\text{Cos } \Omega = \frac{i-x_2}{d_3/3} \Rightarrow x_2 = -\frac{d_3 \text{cos } \Omega}{3} + i \quad (6.32)$$

donde  $d_3$  es la distancia entre los puntos  $s$  y  $r$ :

$$d_3 = \sqrt{g^2 + (a-h)^2} \quad (6.33)$$

Ya conocemos también el centroide " $C_2(x_2, y_2)$ " del triángulo  $d$ .

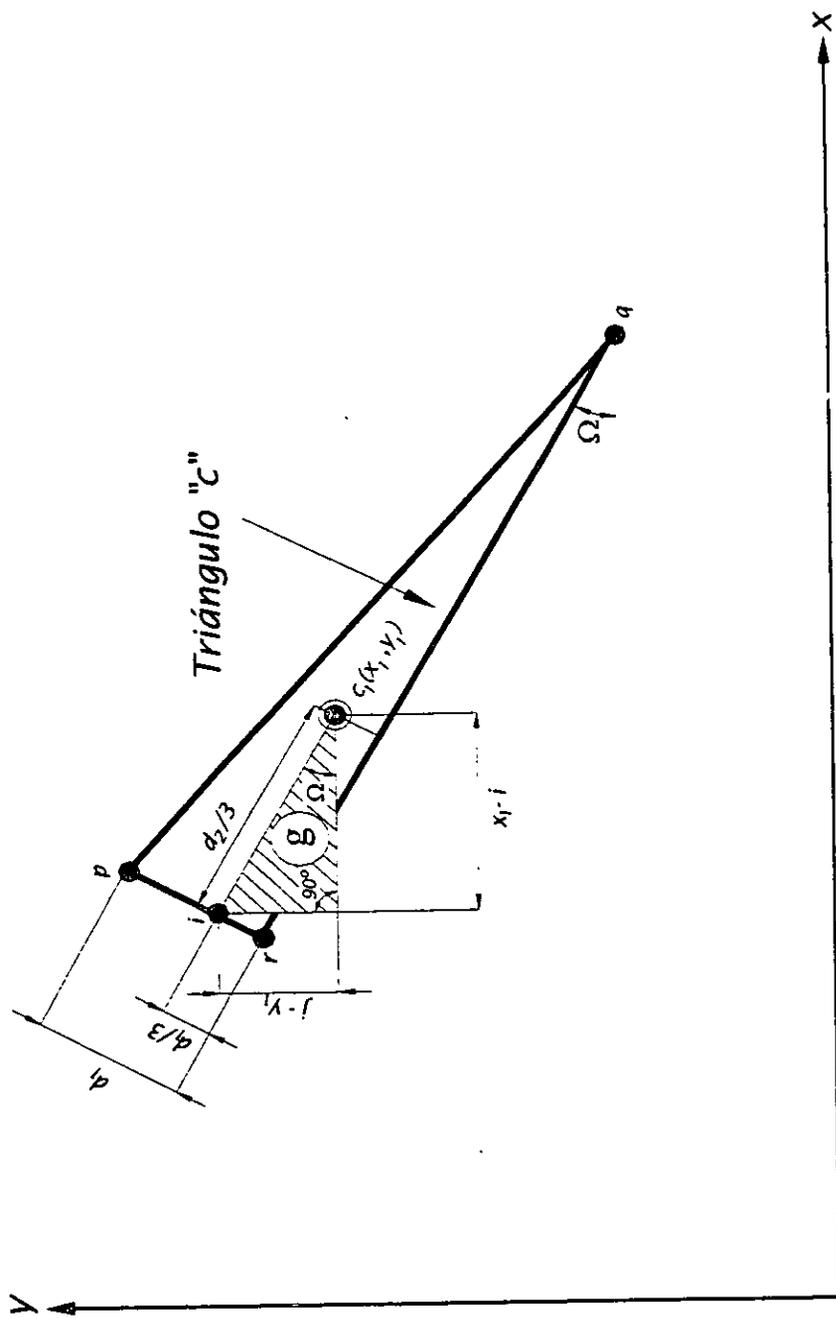


Fig. 6.11.

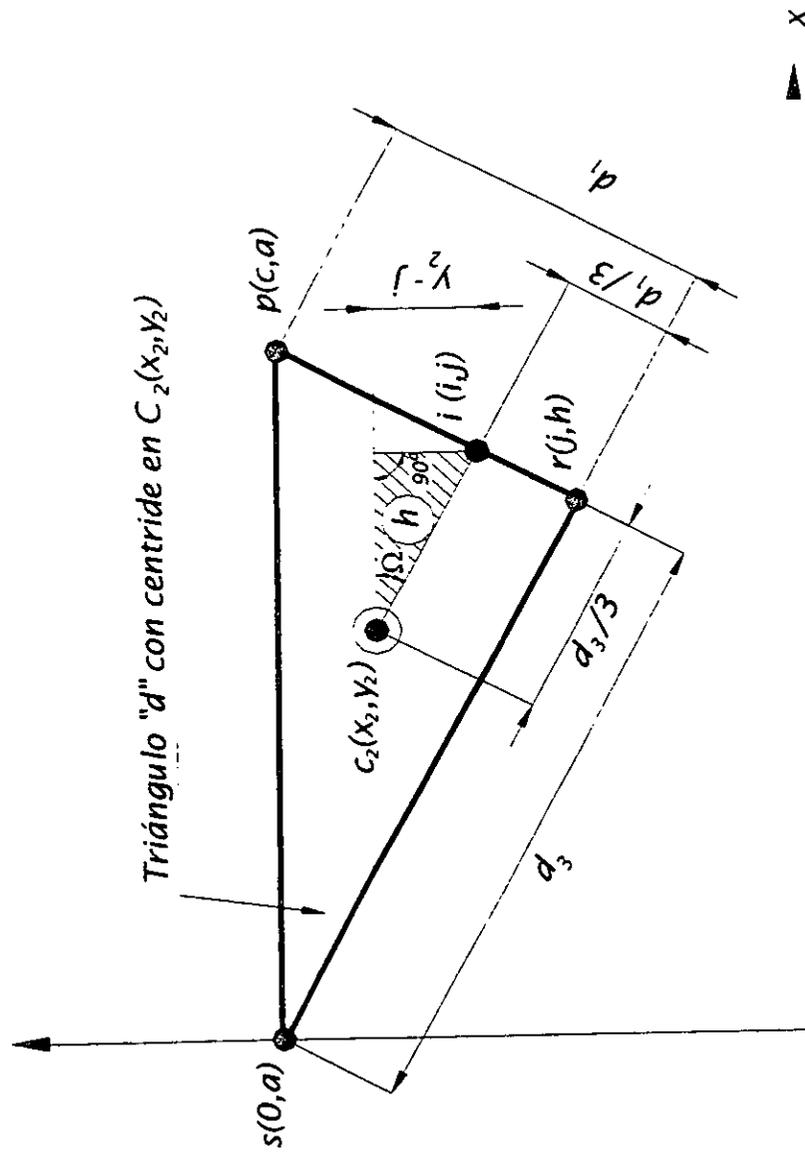


Fig. 6.12.

a.3) Áreas de los triángulos *c* y *d*:

$$A_c = \text{Área del triángulo } c = \frac{d_1 \cdot d_2}{2} \quad (6.34)$$

$$A_d = \text{Área del triángulo } d = \frac{d_1 \cdot d_3}{2} \quad (6.35)$$

Por lo tanto, el centroide del  $\text{ÁREA}_T$  será el punto " $C_T(x_T, y_T)$ " donde:

$$x_T = \frac{(A_c \cdot x_1) + (A_d \cdot x_2)}{\text{ÁREA}_T} \quad (6.36)$$

$$y_T = \frac{(A_c \cdot y_1) + (A_d \cdot y_2)}{\text{ÁREA}_T} \quad (6.37)$$

(ver fig 6.13)

b) Centroide del  $\text{ÁREA}_C$ :

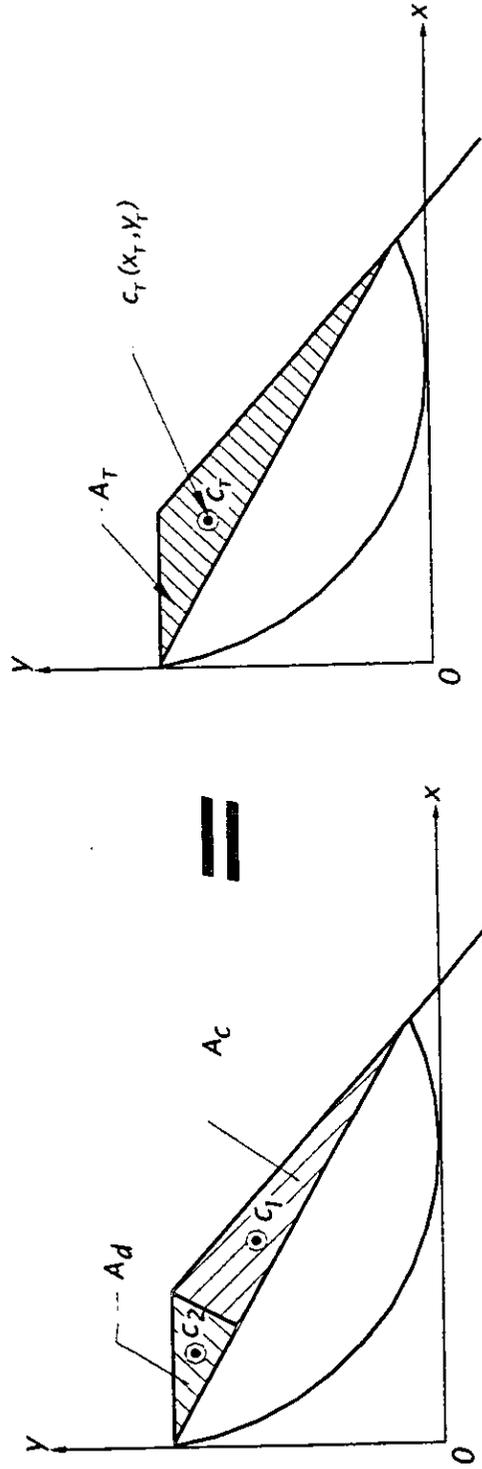
La posición del centroide " $C_c(x_c, y_c)$ " puede observarse en la fig. 6.14. Para calcular los valores de  $x_c$  y  $y_c$ , necesitamos conocer los valores de las distancias  $L$  y  $M$ .

$$M = \frac{L^3}{12 \cdot \text{ÁREA}_C} \quad (6.38)$$

donde  $L$  es la distancia entre los puntos  $s$  y  $q$ :

$$L = \sqrt{e^2 + (a - f)^2} \quad (6.39)$$

1\* ECUACIÓN OBTENIDA DEL MANUAL TÉCNICO DE FORMULAS MATEMÁTICAS, SECCIÓN K-7.



$$(A_d \times x_2) + (A_c \times x_1) = A_T \times x_T$$

$$(A_d \times y_2) + (A_c \times y_1) = A_T \times y_T$$

Fig. 6.13.

Para determinar ahora las coordenadas del centroide  $C_c$ , planteamos el triángulo rectángulo  $i$  de la fig. 6.14, el cual esta asociado con el ya conocido ángulo  $\Omega$  y con los puntos  $C_e$  y  $C_c$ . De ello resulta:

$$x_c = -M \operatorname{sen} \Omega + b \quad (6.40)$$

$$y_c = -M \cos \Omega + d \quad (6.41)$$

Hemos determinado así el centroide " $C_c(x_c, y_c)$ ".

c) Centroide de la superficie de falla:

Conocidos ya  $\text{ÁREA}_T$ ,  $\text{ÁREA}_C$  y sus respectivos centroides, podemos determinar la posición del centroide " $C'(x', y')$ " del  $\text{ÁREA}_{TOT}$  o superficie de falla:

$$x' = \frac{(\text{ÁREA}_T \cdot x_T) + (\text{ÁREA}_C \cdot x_c)}{\text{ÁREA}_{TOT}} \quad (6.42)$$

$$y' = \frac{(\text{ÁREA}_T \cdot y_T) + (\text{ÁREA}_C \cdot y_c)}{\text{ÁREA}_{TOT}} \quad (6.43)$$

### 6.2.5 *Peso de la Cuña que Desliza*

Tenemos como dato el peso volumétrico " $\gamma_m$ " del material y conocemos el área de la superficie de falla ( $\text{ÁREA}_{TOT}$ ), por lo tanto podemos conocer el peso "por unidad de longitud" de dicha superficie:

$$PESO = W = \gamma_m \cdot \text{ÁREA}_{TOT} \quad (6.44)$$

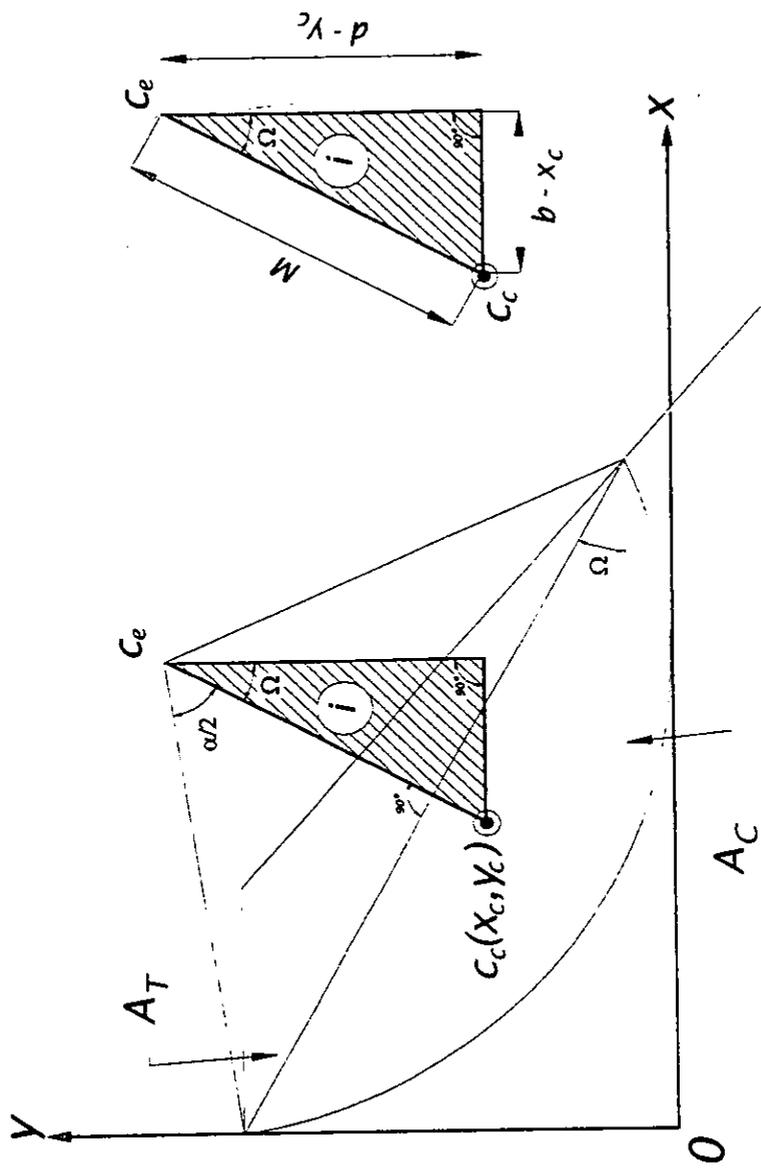


Fig. 6.14.

### 6.2.6 Determinación del Punto Sobre el Cual Actúa la Resultante del Peso de la Cuña que Desliza.

Consideremos que la resultante del peso " $W$ " tiene una línea de acción vertical, la cual pasa por el centroide  $C'(x', y')$  de la superficie de falla, actuando precisamente en el punto " $u(x', v)$ " como se puede ver en la fig. 6.15.

El punto  $u$  tiene como abscisa a  $x'$ , que ya conocemos, y como ordenada a  $v$  cuyo valor necesitamos determinar.

La distancia entre los puntos  $u$  y  $C_e$  es igual a  $d$ , de esta manera podemos plantear la ecuación para conocer la distancia entre dos puntos y así obtener el valor de la ordenada  $v$ :

$$d^2 = (v - x')^2 + (d - v)^2 \quad (6.45)$$

despejando a  $v$  de la expresión anterior, obtenemos:

$$v = -\sqrt{d^2 - (b - x')^2} + d \quad (6.46)$$

### 6.2.7 Cálculo de las Fuerzas " $N$ " y " $T$ ".

La fuerza  $N$  tiene como línea de acción a la recta que contiene los puntos  $C_e$  y  $u$ ; y la fuerza  $T$  es perpendicular a ésta. Ambas actúan sobre el punto  $u$ . Teniendo esto en cuenta, planteamos el triángulo rectángulo  $j$  (fig. 6.15), el cual está asociado con el ángulo  $\rho$  y el punto  $u$ , con el fin de determinar las magnitudes de  $N$  y  $T$ .

Por trigonometría:

$$\rho = \text{ang. sen} \left( \frac{b - x'}{d} \right) \quad (6.47)$$

Por relación de triángulos rectángulos (ver fig. 6.15):

$$N = W \cos \rho \quad (6.48)$$

$$T = W \text{ sen} \rho \quad (6.49)$$

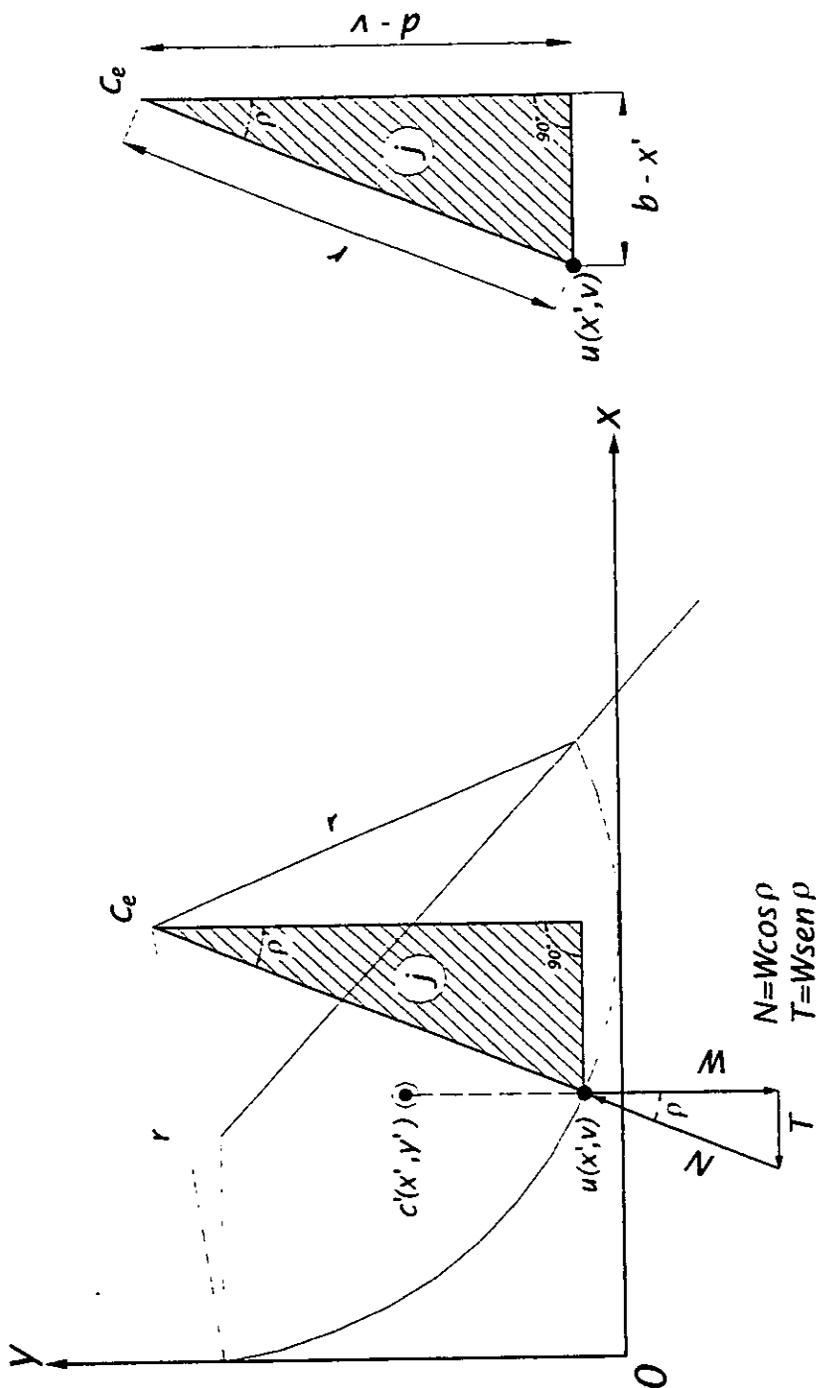


Fig. 6.15.

### 6.2.8 Cálculo de los Esfuerzos " $\sigma$ " y " $\tau$ ".

Los esfuerzos  $\sigma$  y  $\tau$  actúan a lo largo de la longitud  $\Delta L$  que se muestra en la fig.6.16.

Dicha longitud se calcula con la siguiente expresión que se encuentra en función del ángulo  $\alpha$  y del radio  $r = d$ , los cuales ya conocemos:

$$\Delta L = \hat{\alpha} \cdot d \quad (6.50)$$

Ahora bien:

$$\sigma = \frac{N}{\Delta L} \quad (6.51)$$

y:

$$\tau = \sigma \cdot \tan \phi \quad (6.52)$$

Cabe mencionar que en el cálculo de esfuerzos cortantes " $\tau$ " se considera cohesión igual a cero, debido a que el material de estudio, para nuestro caso, es enrocamiento puramente friccionante.

### 6.2.9 Cálculo del Momento Resistente " $M_R$ ".

El momento resistente  $M_R$  es causado por los esfuerzos cortantes  $\tau$  actuantes sobre la longitud  $\Delta L$  con respecto al centro  $C_e$  del círculo de falla (fig. 6.16), es decir, teniendo un brazo de palanca igual a la longitud  $d$ :

$$M_R = d \cdot \tau \cdot \Delta L \quad (6.53)$$

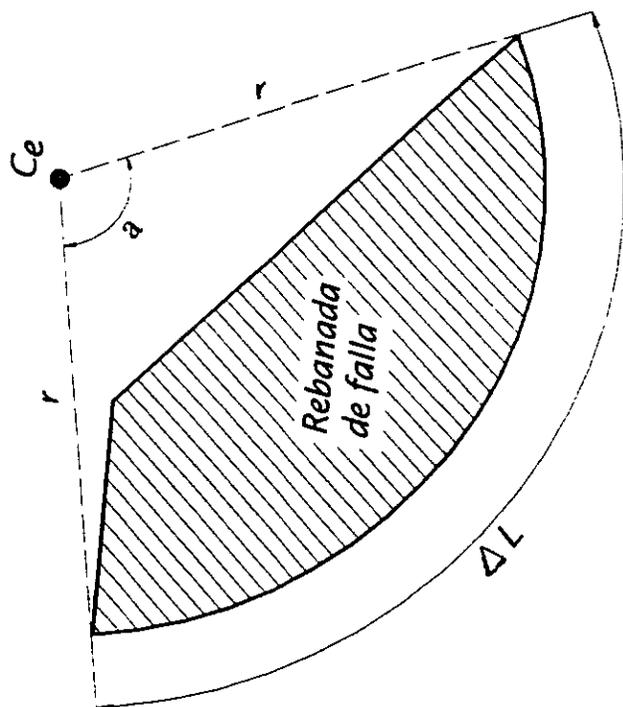
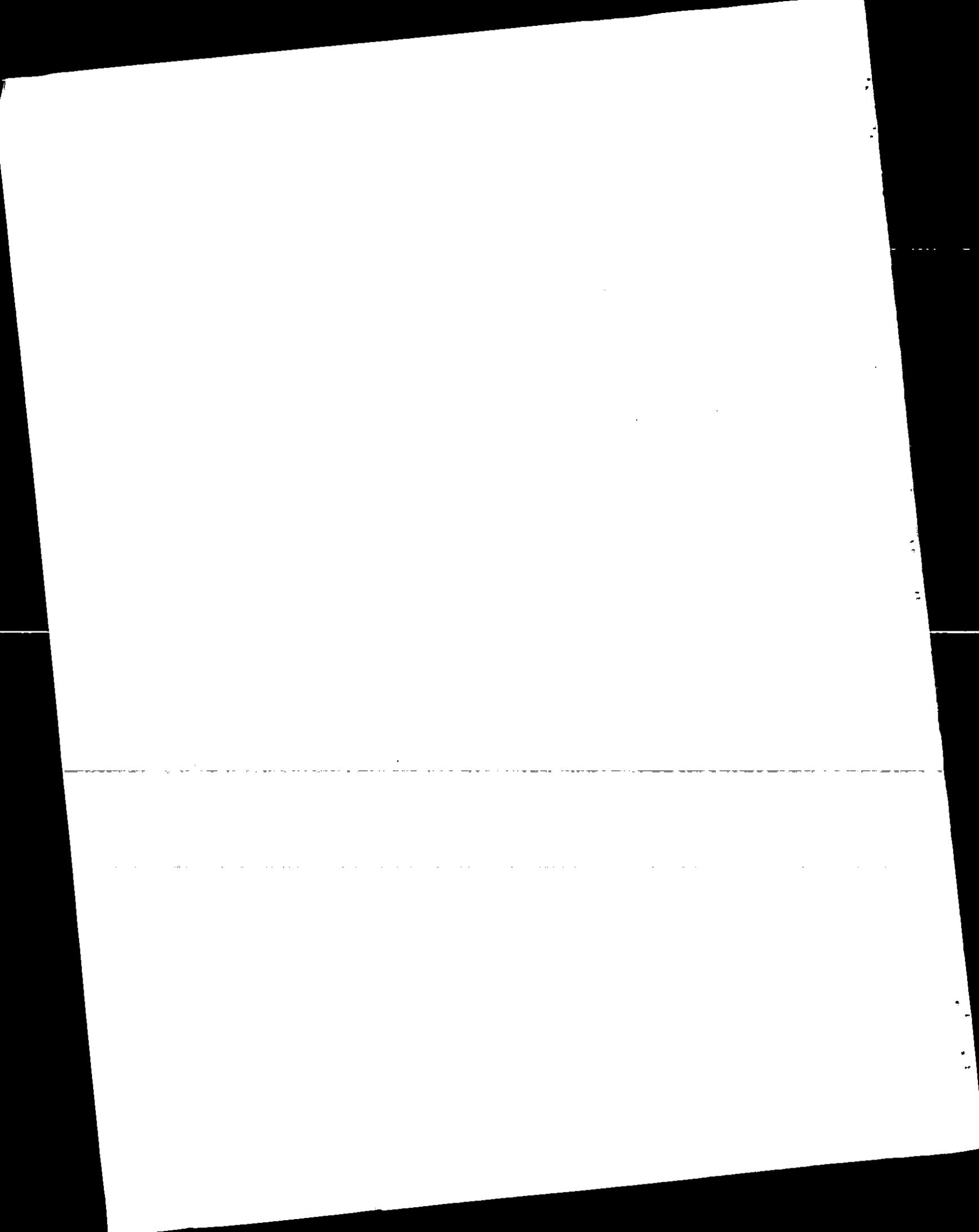


Fig. 6.16.



### 6.2.10 Cálculo del Momento Motor " $M_M$ ".

El momento motor, considerando condiciones dinámicas, es la suma del momento causado por una fuerza sísmica, cuya línea de acción pasa por el centroide  $C'$  de la superficie de falla y el momento de la fuerza  $T$ , ambos con respecto al centro  $C_e$  del círculo de falla.

La fuerza sísmica actuante está asociada a un coeficiente sísmico, el cual a su vez es obtenido al dividir una determinada aceleración sísmica (en  $m/s^2$ ) entre la aceleración gravitacional  $g$  ( $g=9.81 m/s^2$ ).

La aceleración sísmica,  $Sa_1$ , correspondiente a cada profundidad  $a_i$  se determina considerando una variación lineal entre la excitación (aceleración en la base de la cortina) denominada  $Sa_0$  y respuesta en la corona  $Sa_2$ , ambas ya conocidas como dato (ver fig. 6.17).

Conocida la variación de aceleraciones a lo alto de la cortina, y siendo lineal, resulta fácil determinar la aceleración  $Sa_1$  para una profundidad de análisis  $a_i$ :

$$Sa_1 = \left[ \frac{(H - a_i) \cdot (Sa_2 - Sa_0)}{H} \right] + Sa_0 \quad (6.54)$$

El coeficiente sísmico que determinará la fuerza sísmica para dicha profundidad de análisis, será el que resulte de dividir la aceleración promedio de  $Sa_2$  y  $Sa_1$  entre  $g = 9.81 m/s^2$ :

$$Sa_{prom} = \frac{Sa_2 + Sa_1}{2} \quad (6.55)$$

$$Coef. \text{ sísmico}_{prom} = \frac{Sa_{prom}}{9.81} \quad (6.56)$$

( $Sa_{prom}$  y  $g = 9.81$  están en  $m/s^2$ )

La fuerza sísmica actuante, se obtiene de la siguiente manera:

$$Fuerza \text{ Sísmica} = Coef. \text{ sísmico}_{prom} \times W \quad (6.57)$$

y el momento sísmico será (ver fig. 6.17) :

$$M_{sism} = F_{za. sismica} * (d - y') \quad (6.58)$$

El momento causado por la fuerza  $T$  es: (fig. 6.17) :

$$M_T = T * d \quad (6.59)$$

Por lo tanto :

$$M_M = M_{sism} + M_T \quad (6.60)$$

### 6.2.11 Factor de seguridad.

El factor de seguridad  $F.S.$  es la relación del momento resistente  $M_R$  con respecto al momento motor  $M_M$  :

$$F.S. = \frac{M_R}{M_M} \quad (6.61)$$

Se asume que si el factor de seguridad  $F.S.$  es mayor o igual a 1, la superficie de falla es estable a la profundidad  $a_i$ .

Para cada presa se analizaron 10 diferentes círculos de falla, todos ellos parten del extremo izquierdo de la corona (aguas arriba) y son tangentes a las elevaciones  $0.1H$  a  $1.0H$ , como se muestran en la Fig. 6.18. El material se consideró puramente friccionante. Como se tiene incertidumbre en los valores del ángulo de fricción, se analizó la estabilidad de las presas considerando ángulos de fricción variando entre  $20^\circ$  y  $60^\circ$ .

El coeficiente sísmico que se consideró en cada círculo se obtuvo a partir del valor más alto de la aceleración máxima en la cresta de los 18 o más análisis realizados para cada presa. Para asignar el coeficiente sísmico a cada círculo de falla, se consideró una variación lineal entre la aceleración máxima en la base de la presa ( $Sa_0$ ) y la aceleración máxima en la cresta ( $Sa_2$ ), a partir de esta suposición se obtuvo la aceleración promedio entre ( $Sa_2$ ) y la aceleración que se tiene en el punto tangente a la base del círculo y la horizontal ( $Sa_1$ ), como se muestra en la fig 6.17. Esta aceleración promedio ( $Sa_{prom}$ ) se aplica en el centroide de la rebanada formada por el arco de círculo, la pendiente y la corona de la presa.

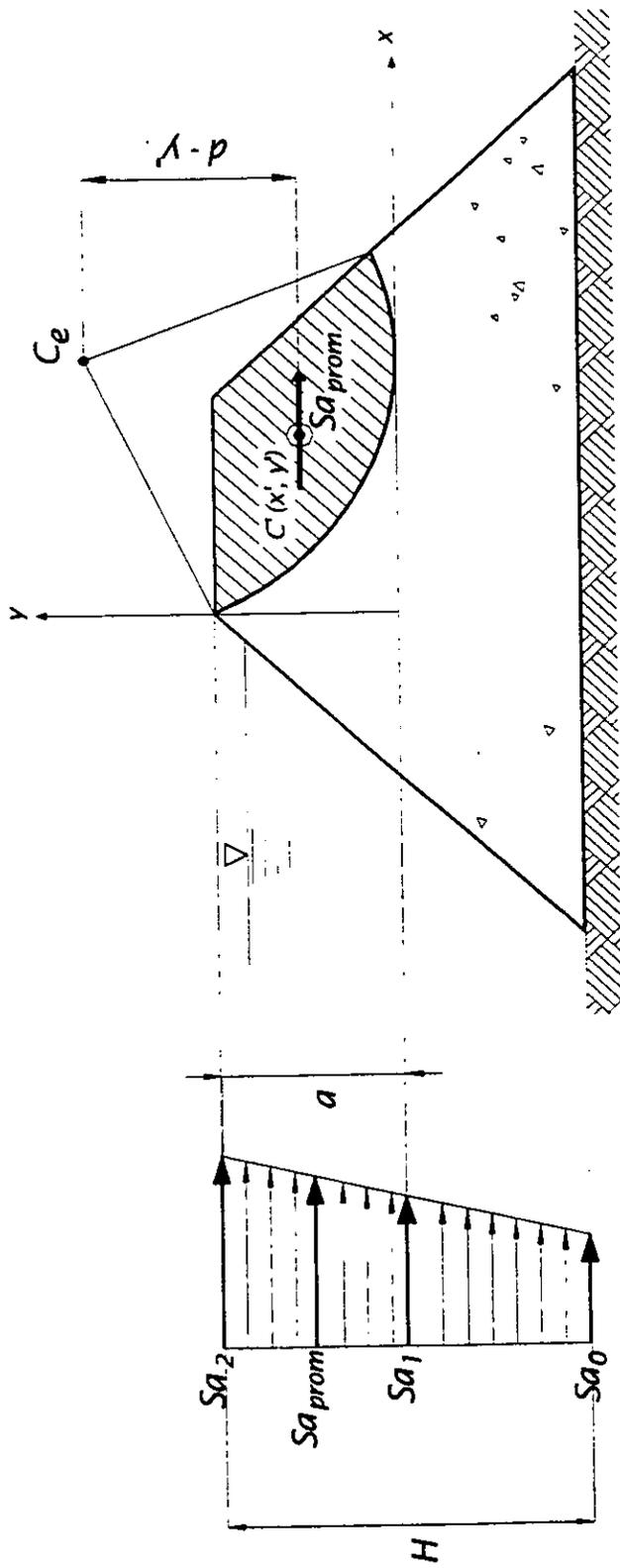


Fig. 6.17.

### 6.3 Resultados.

Los resultados del análisis de estabilidad de las presas de tierra y enrocamiento se presenta en las Figs. 6.19 a 6.30. En estas gráficas se tienen dos análisis diferentes. En el primero, se supone un ángulo de fricción,  $\phi = 35^\circ$  independiente de los esfuerzos confinantes y se analizan diez círculos de falla ubicados a profundidades de  $a/H = 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.6, 0.7, 0.8, 0.9$  y  $1$ , donde  $a$ , parte de la corona de la presa y se incrementa hacia su cimentación (ver fig. 6.18). Un círculo con  $a/H=1$ , indica que es tangente a la base de la presa. Con esta información se gráfica la variación del factor de seguridad pseudoestático con la profundidad de la presa ( $a/H$ ), como el que se indica en la fig. 6.19. En el segundo análisis, se obtiene la variación del factor de seguridad pseudoestático con el ángulo de fricción ( $20^\circ \leq \phi \leq 60^\circ$ ), para cuatro valores de  $a/H = (0.1-0.4), 0.7, 1$  y el que corresponde al bordo libre entre la altura de la presa (B.L./H). Un ejemplo de los resultados obtenidos con este tipo de análisis se presenta en la fig. 6.21, en ésta se muestra una línea discontinua horizontal denominada como F.S. mínimo, esto indica que es el factor de seguridad pseudoestático mínimo aceptable con los procedimientos de análisis usados en esta etapa de evaluación de la seguridad de las presas. Este F.S. mínimo depende de la pendiente del talud y su relación con el factor de seguridad proveniente de los resultados de un análisis de elementos finitos que se presenta en la fig. 7.2 del siguiente capítulo. Los F.S. mínimos para pendientes de 2:1, 2.5:1 y 3:1 son 0.906, 0.92, 0.96, respectivamente.

#### 6.3.1 Presa Vicente Guerrero (Palos Altos)

La variación del factor de seguridad pseudoestático con la profundidad ( $a/H$ ), considerando un ángulo de fricción constante de  $\phi = 35^\circ$ , se presenta en las figuras 6.19 y 6.20, para periodos de retorno de 100 y 200 años, respectivamente.

La presa es estable en toda su elevación para un periodo de retorno de 100 años, ya que el factor de seguridad mínimo es de 0.93, localizado a  $a/H = 0.1$ , este valor es mayor que el requerido de 0.906 para la estabilidad de la cortina, según la fig 7.2. De hecho, el ángulo de fricción mínimo requerido para que la presa sea estable es de  $\phi = 34^\circ$ , como se puede observar en la fig. 6.21.

Para un periodo de retorno de 200 años, la presa no es estable para  $\phi = 35^\circ$ , como se observa en el perfil de variación del factor de seguridad pseudoestático con la profundidad ( $a/H$ ), mostrado en la Fig. 6.20. El ángulo de fricción requerido para que la presa sea estable es de  $\phi \geq 38.5^\circ$ , como se desprende de la fig. 6.22.

### 6.3.2 Presa El Carrizo

Esta presa es estable para periodos de retorno de 100 y 200 años, cuando el ángulo de fricción es igual a  $35^\circ$ , como se muestra en los resultados del análisis de estabilidad reportados en las Figs. 6.23 y 6.24, respectivamente. En donde se consideró un ángulo de fricción constante en toda la altura de la presa de  $\phi = 35^\circ$ . Las figs. 6.25 y 6.26, muestran que para periodos de retorno de 100 y 200 años, los ángulos de fricción requeridos para que la presa sea estable son de,  $\phi \geq 32^\circ$  y  $\phi \geq 34^\circ$ , respectivamente. Lo anterior se puede verificar en las figs. 6.25 y 6.26, que son los puntos en los cuales la curva de B.L./H, intersecta la línea horizontal del F.S. mínimo requerido.

### 6.3.3 Presa Ing. Aurelio Benassini Vizcaino (El Salto)

Los factores de seguridad pseudoestáticos obtenidos con  $\phi = 35^\circ$ , para periodos de retorno de 100 y 200 años fueron mucho mayores a la unidad. Alcanzando valores de 3.66 y 3.37, a una profundidad de B.L./H = 0.034, para periodos de retorno de 100 y 200 años, como se observa en las figs. 6.27 y 6.28, respectivamente. Aún para el caso de  $\phi = 20^\circ$ , los factores de seguridad fueron superiores al F.S. mínimo requerido para estimar la pérdida de bordo libre para una pendiente de 2:1 (F.S. mín = 0.906), encontrándose valores mínimos de 0.998 y 0.969, para periodos de retorno de 100 y 200 años, como se indica en las figs. 6.29 y 6.30.

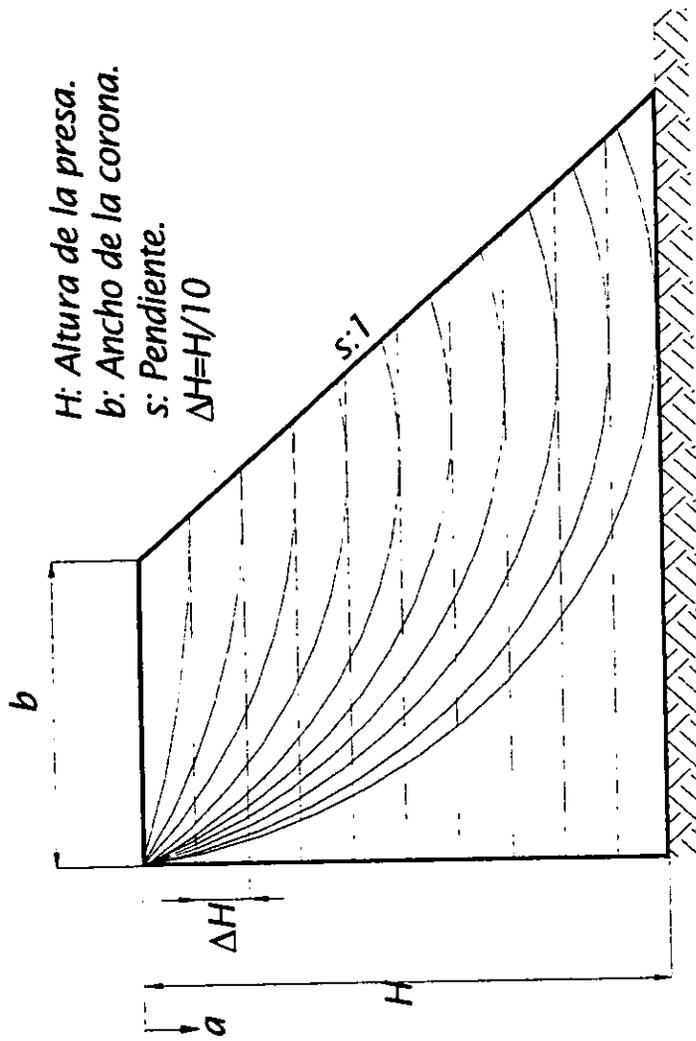
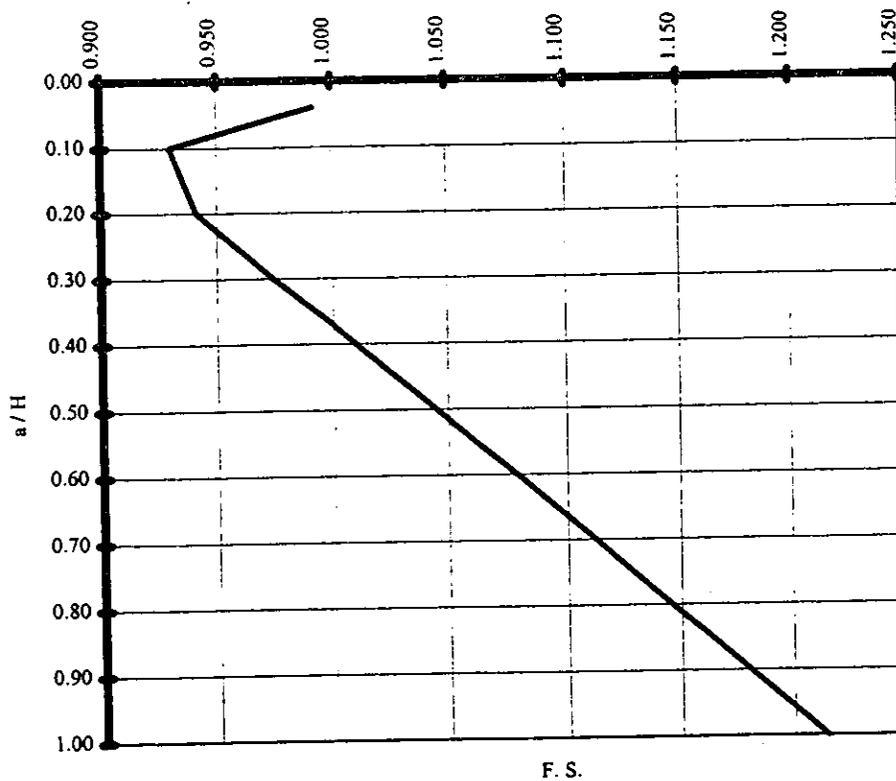


Fig. 6.18. Modelo utilizado para realizar el análisis de estabilidad pseudoestático.

## PRESA VICENTE GUERRERO

| a/H   | F.S.  |
|-------|-------|
| 0.040 | 0.992 |
| 0.100 | 0.930 |
| 0.200 | 0.941 |
| 0.300 | 0.975 |
| 0.400 | 1.010 |
| 0.500 | 1.045 |
| 0.600 | 1.079 |
| 0.700 | 1.112 |
| 0.800 | 1.146 |
| 0.900 | 1.180 |
| 1.000 | 1.215 |

T.R. = 100 AÑOS  
 $\phi = 35^\circ$   
 CASO 2



**Fig. 6.19** Variación del factor de seguridad pseudoestático con la profundidad del círculo de falla (Y/H), para un ángulo de fricción de  $35^\circ$  y período de retorno de 100 años. Presa Vicente Guerrero.

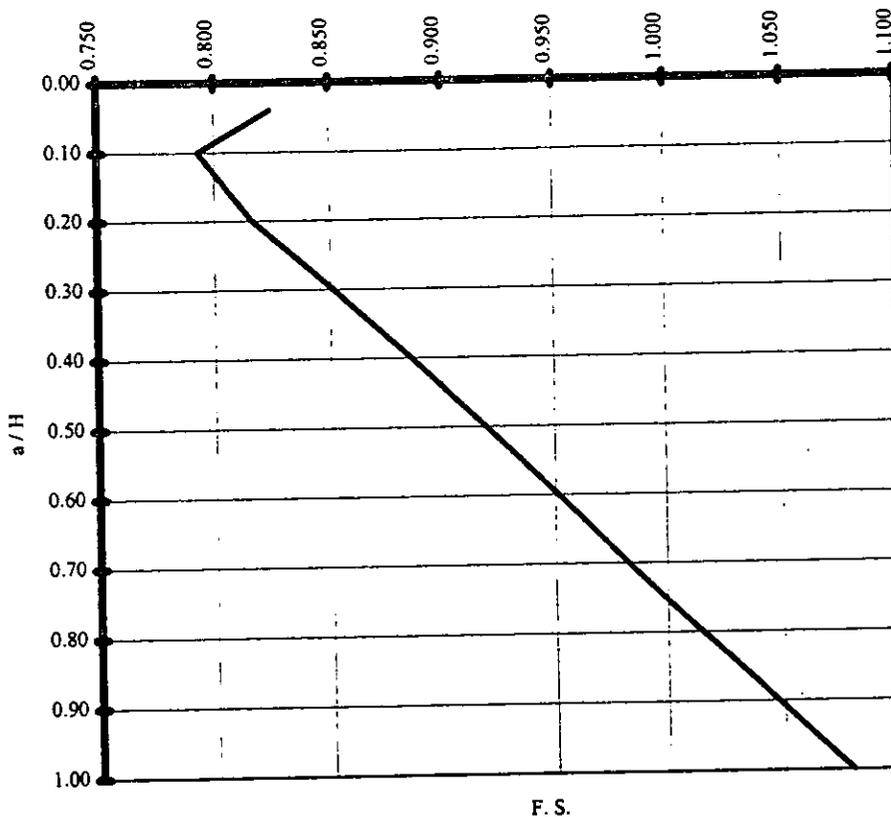
## PRESA VICENTE GUERRERO

| a/H   | F.S.  |
|-------|-------|
| 0.040 | 0.824 |
| 0.100 | 0.793 |
| 0.200 | 0.816 |
| 0.300 | 0.851 |
| 0.400 | 0.886 |
| 0.500 | 0.919 |
| 0.600 | 0.951 |
| 0.700 | 0.983 |
| 0.800 | 1.015 |
| 0.900 | 1.047 |
| 1.000 | 1.080 |

T.R. = 200 AÑOS

$\phi = 35^\circ$

CASO 2



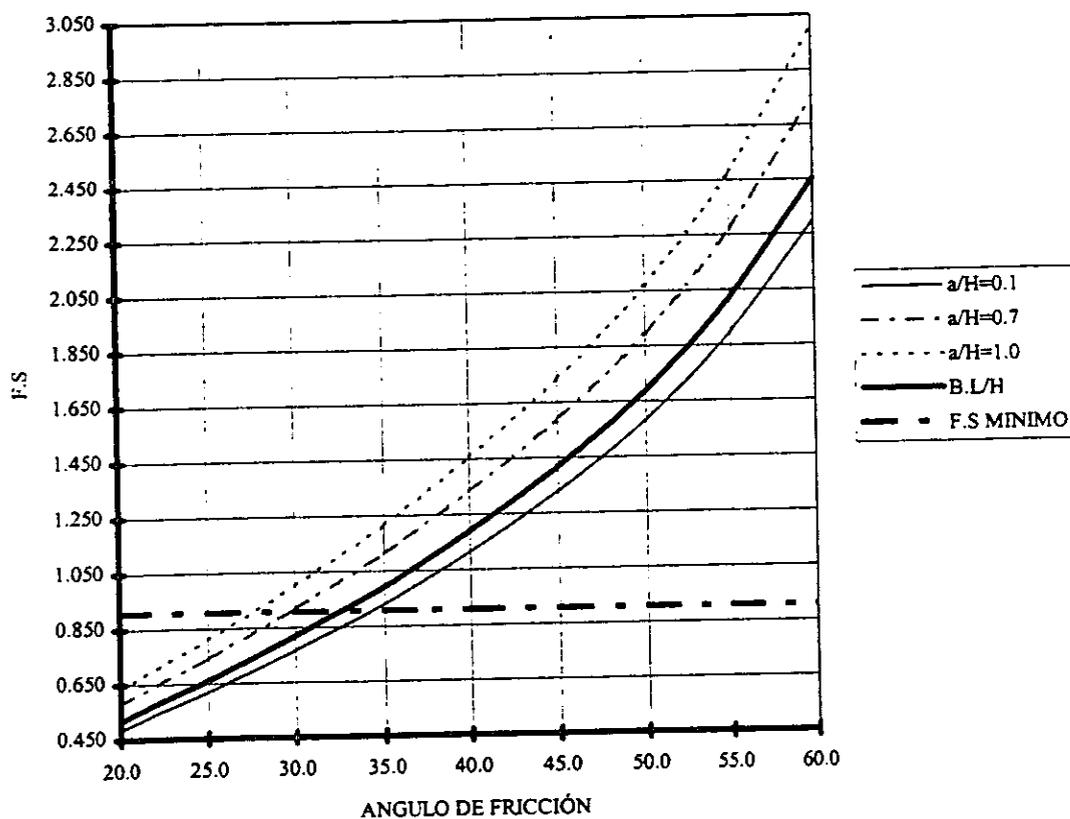
**Fig. 6.20** Variación del factor de seguridad pseudoestático con la profundidad del círculo de falla (Y/H), para un ángulo de fricción de  $35^\circ$  y período de retorno de 200 años. Presa Vicente Guerrero.

# PRESA VICENTE GUERRERO

TR = 100 AÑOS

CASO 2

| ANGULO DE FRICCIÓN | FACTOR DE SEGURIDAD |               |              |                 |
|--------------------|---------------------|---------------|--------------|-----------------|
|                    | $a/H$<br>0.10       | $a/H$<br>0.70 | $a/H$<br>1.0 | B.L./H<br>0.040 |
| 20.0               | 0.483               | 0.578         | 0.632        | 0.516           |
| 25.0               | 0.619               | 0.741         | 0.809        | 0.661           |
| 30.0               | 0.767               | 0.917         | 1.002        | 0.818           |
| 35.0               | 0.930               | 1.112         | 1.215        | 0.992           |
| 40.0               | 1.114               | 1.333         | 1.456        | 1.189           |
| 45.0               | 1.328               | 1.588         | 1.735        | 1.417           |
| 50.0               | 1.582               | 1.893         | 2.068        | 1.688           |
| 55.0               | 1.896               | 2.269         | 2.478        | 2.023           |
| 60.0               | 2.30                | 2.751         | 3.005        | 2.454           |



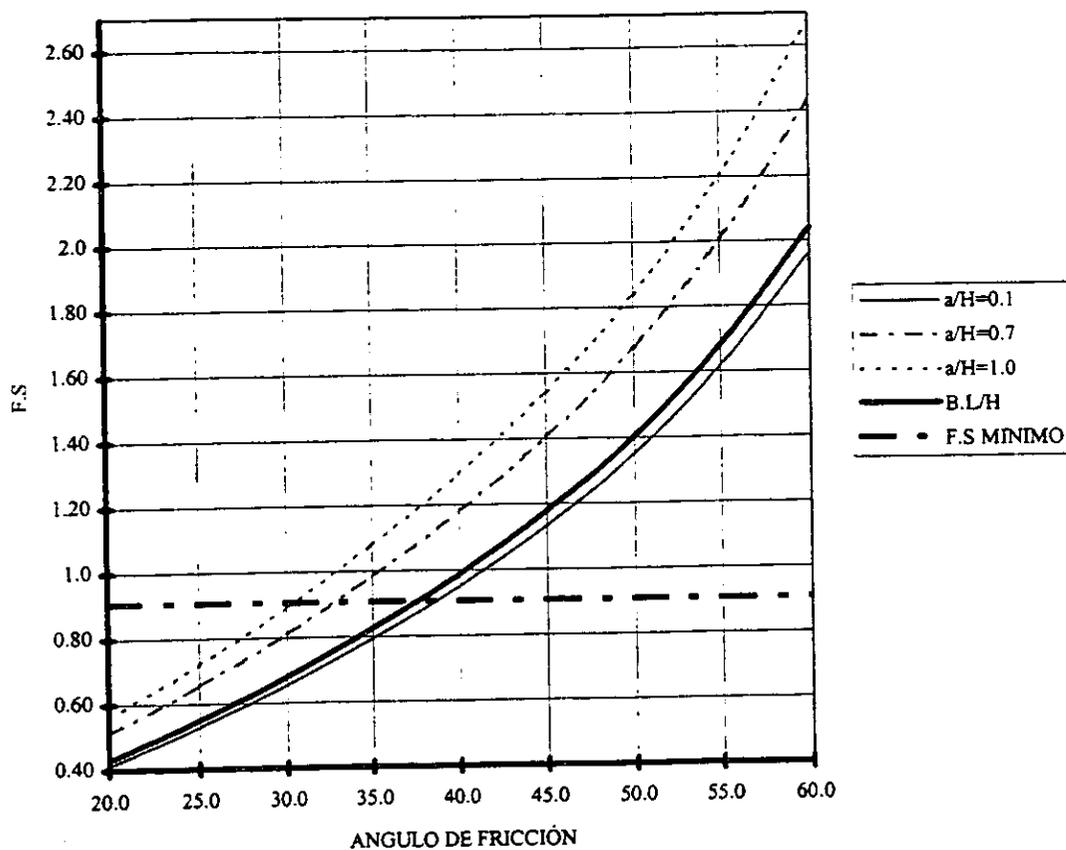
**Fig. 6.21** Variación del factor de seguridad pseudoestático con el ángulo de fricción para  $Y/H = 0.1, 0.7, 1.0$  y  $BL/H$ . Presa Vicente Guerrero, período de retorno de 100 años

# PRESA VICENTE GUERRERO

TR = 200 AÑOS

CASO 2

| ANGULO<br>DE<br>FRICCIÓN | FACTOR DE SEGURIDAD |               |              |                |
|--------------------------|---------------------|---------------|--------------|----------------|
|                          | $a/H$<br>0.10       | $a/H$<br>0.70 | $a/H$<br>1.0 | B.L/H<br>0.040 |
| 20.0                     | 0.412               | 0.511         | 0.562        | 0.428          |
| 25.0                     | 0.528               | 0.655         | 0.719        | 0.549          |
| 30.0                     | 0.654               | 0.811         | 0.891        | 0.680          |
| 35.0                     | 0.793               | 0.983         | 1.080        | 0.824          |
| 40.0                     | 0.950               | 1.178         | 1.295        | 0.988          |
| 45.0                     | 1.133               | 1.404         | 1.543        | 1.177          |
| 50.0                     | 1.350               | 1.673         | 1.839        | 1.403          |
| 55.0                     | 1.618               | 2.005         | 2.203        | 1.681          |
| 60.0                     | 1.962               | 2.432         | 2.672        | 2.039          |



**Fig. 6.22** Variación del factor de seguridad pseudoestático con el ángulo de fricción para  $Y/H = 0.1, 0.7, 1.0$  y  $BL/H$ . Presa Vicente Guerrero, período de retorno de 200 años

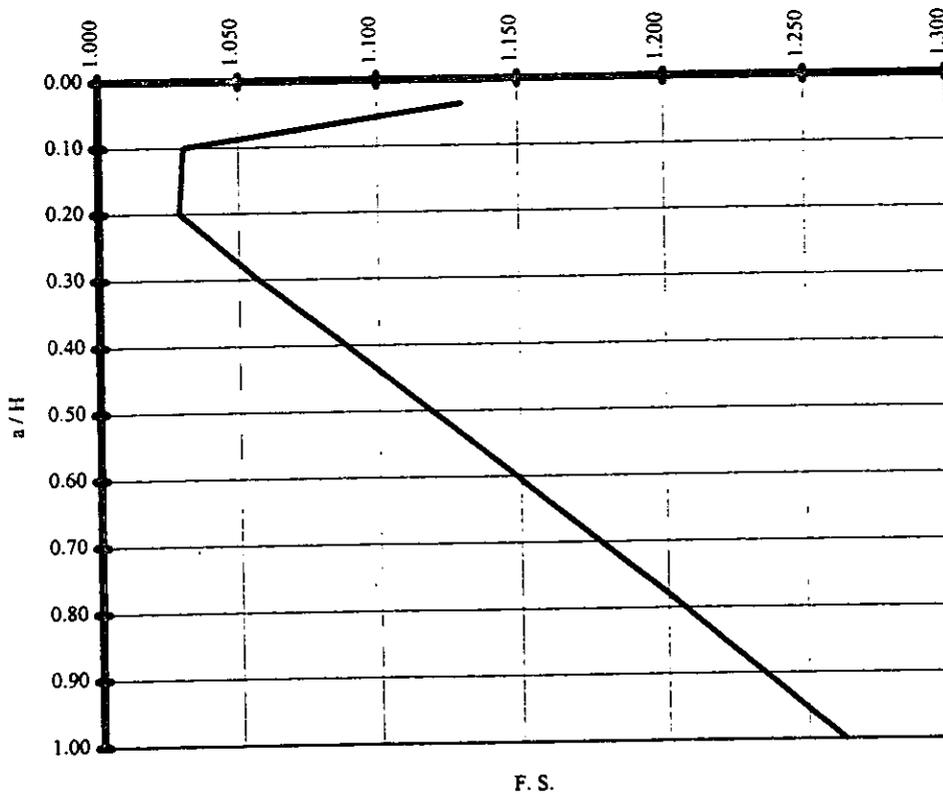
## PRESA EL CARRIZO

| a/H   | F.S.  |
|-------|-------|
| 0.038 | 1.130 |
| 0.100 | 1.030 |
| 0.200 | 1.029 |
| 0.300 | 1.057 |
| 0.400 | 1.088 |
| 0.500 | 1.119 |
| 0.600 | 1.149 |
| 0.700 | 1.177 |
| 0.800 | 1.206 |
| 0.900 | 1.234 |
| 1.000 | 1.263 |

TR = 100 AÑOS

$\phi = 35^\circ$

CASO 2



**Fig. 6.23** Variación del factor de seguridad pseudoestático con la profundidad del círculo de falla (Y/H), para un ángulo de fricción de  $35^\circ$  y período de retorno de 100 años. Presa El Carrizo.

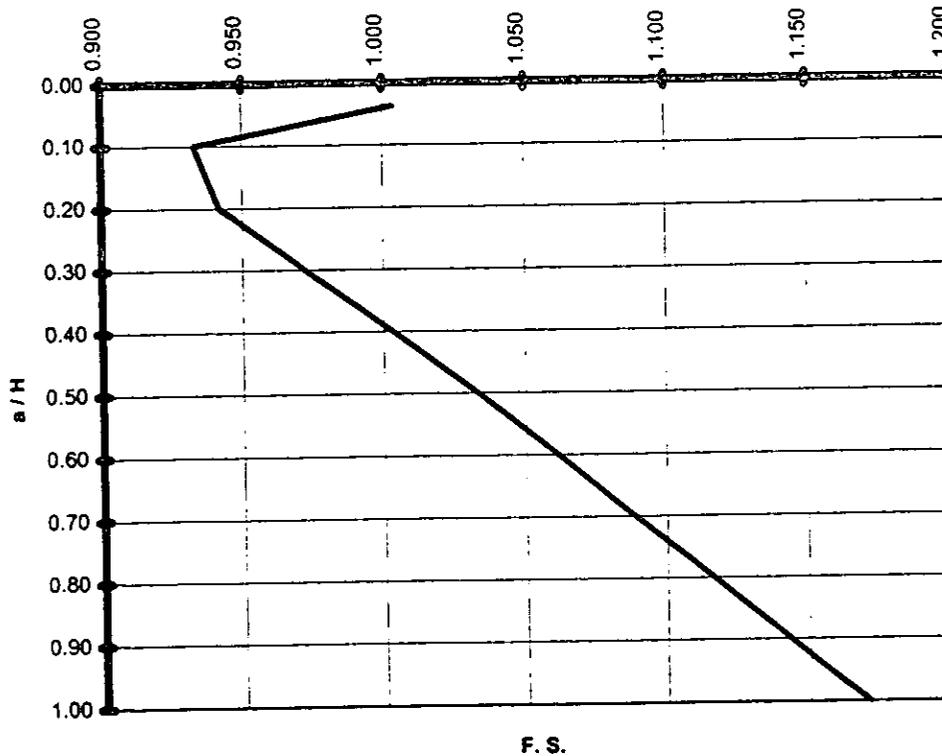
## PRESA EL CARRIZO

| a/H   | F.S.  |
|-------|-------|
| 0.038 | 1.004 |
| 0.100 | 0.933 |
| 0.200 | 0.942 |
| 0.300 | 0.972 |
| 0.400 | 1.003 |
| 0.500 | 1.033 |
| 0.600 | 1.061 |
| 0.700 | 1.089 |
| 0.800 | 1.116 |
| 0.900 | 1.143 |
| 1.000 | 1.170 |

TR = 200 AÑOS

$\phi = 35^\circ$

CASO 2



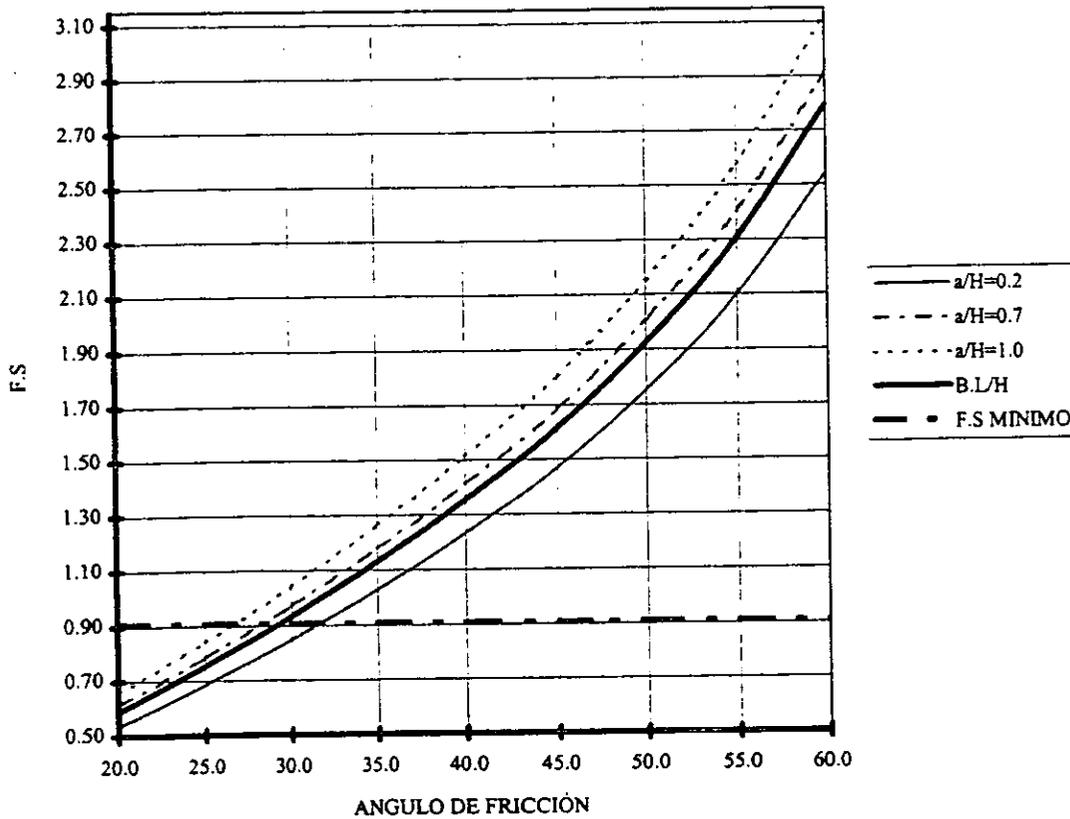
**Fig. 6.24** Variación del factor de seguridad seudoestático con la profundidad del círculo de falla (Y/H), para un ángulo de fricción de  $35^\circ$  y período de retorno de 200 años. Presa El Carrizo.

# PRESA EL CARRIZO

TR = 100 AÑOS

CASO 2

| ANGULO<br>DE<br>FRICCION | FACTOR DE SEGURIDAD |               |              |                |
|--------------------------|---------------------|---------------|--------------|----------------|
|                          | $a/H$<br>0.20       | $a/H$<br>0.70 | $a/H$<br>1.0 | B.L/H<br>0.038 |
| 20.0                     | 0.535               | 0.612         | 0.657        | 0.587          |
| 25.0                     | 0.685               | 0.784         | 0.841        | 0.753          |
| 30.0                     | 0.848               | 0.971         | 1.041        | 0.932          |
| 35.0                     | 1.029               | 1.177         | 1.263        | 1.130          |
| 40.0                     | 1.233               | 1.411         | 1.514        | 1.354          |
| 45.0                     | 1.469               | 1.682         | 1.804        | 1.614          |
| 50.0                     | 1.751               | 2.004         | 2.150        | 1.924          |
| 55.0                     | 2.098               | 2.401         | 2.576        | 2.305          |
| 60.0                     | 2.545               | 2.913         | 3.124        | 2.796          |



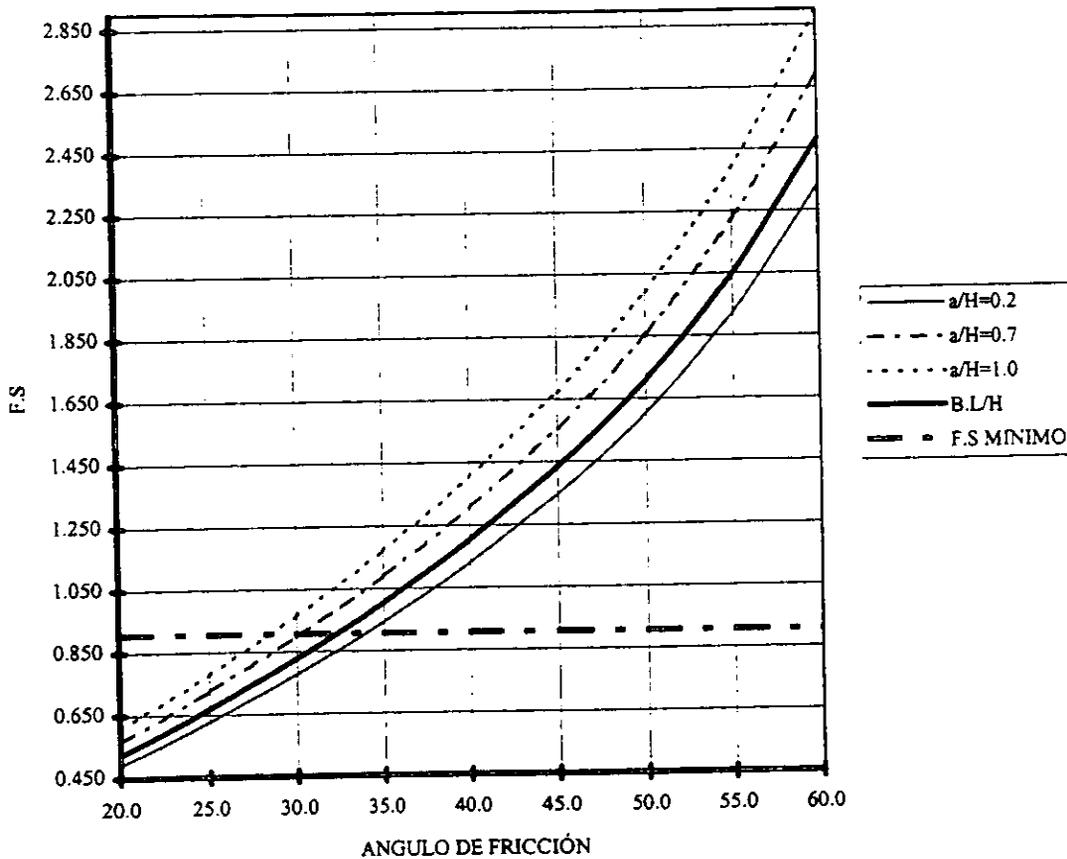
**Fig. 6.25** Variación del factor de seguridad seudoestático con el ángulo de fricción para  $Y/H = 0.2, 0.7, 1.0$  y  $BL/H$ . Presa El Carrizo, período de retorno de 100 años

# PRESA EL CARRIZO

TR = 200 AÑOS

CASO 2

| ANGULO DE FRICCIÓN | FACTOR DE SEGURIDAD |               |              |                |
|--------------------|---------------------|---------------|--------------|----------------|
|                    | $a/H$<br>0.20       | $a/H$<br>0.70 | $a/H$<br>1.0 | B.L/H<br>0.038 |
| 20.0               | 0.490               | 0.566         | 0.608        | 0.522          |
| 25.0               | 0.627               | 0.725         | 0.779        | 0.668          |
| 30.0               | 0.777               | 0.898         | 0.965        | 0.828          |
| 35.0               | 0.942               | 1.089         | 1.170        | 1.004          |
| 40.0               | 1.129               | 1.305         | 1.403        | 1.203          |
| 45.0               | 1.346               | 1.555         | 1.672        | 1.434          |
| 50.0               | 1.604               | 1.854         | 1.992        | 1.708          |
| 55.0               | 1.922               | 2.221         | 2.387        | 2.047          |
| 60.0               | 2.331               | 2.694         | 2.895        | 2.483          |



**Fig. 6.26** Variación del factor de seguridad sismoestático con el ángulo de fricción para  $Y/H = 0.2, 0.7, 1.0$  y  $BL/H$ . Presa El Carrizo, período de retorno de 200 años

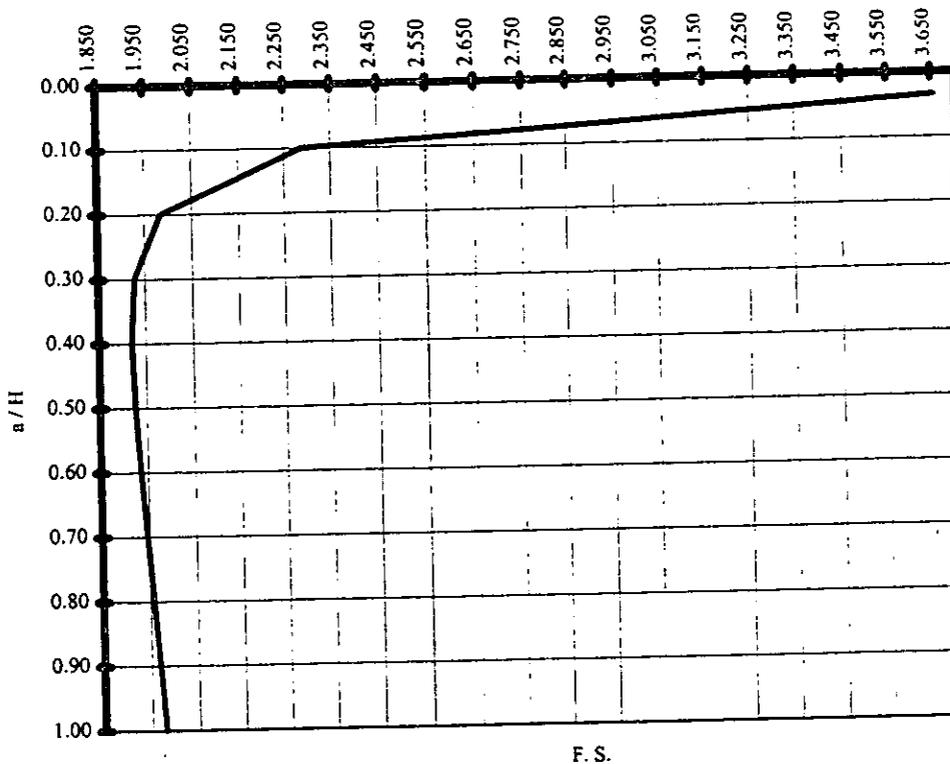
## PRESA AURELIO BENASSINI

| a/H   | F.S.  |
|-------|-------|
| 0.034 | 3.657 |
| 0.100 | 2.289 |
| 0.200 | 1.985 |
| 0.300 | 1.928 |
| 0.400 | 1.920 |
| 0.500 | 1.925 |
| 0.600 | 1.935 |
| 0.700 | 1.947 |
| 0.800 | 1.958 |
| 0.900 | 1.969 |
| 1.000 | 1.980 |

T.R. = 100 AÑOS

$\phi = 35^\circ$

CASO 2

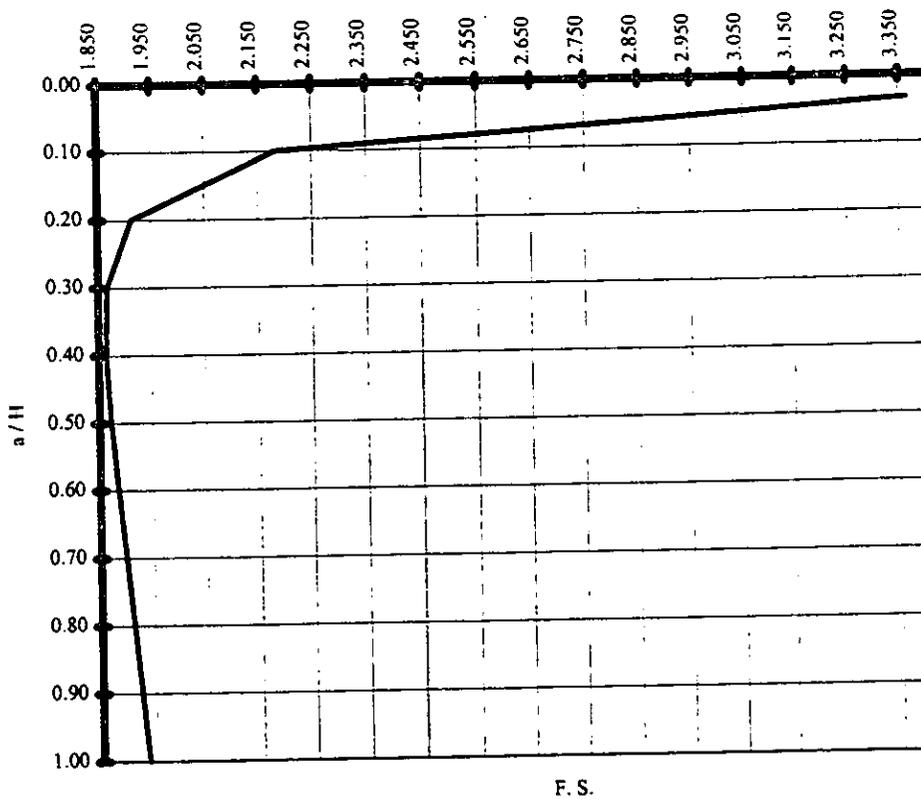


**Fig. 6.27** Variación del factor de seguridad seudoestático con la profundidad del círculo de falla (Y/H), para un ángulo de fricción de  $35^\circ$  y período de retorno de 100 años. Presa Aurelio Benassini Vizcaino (El Salto).

## PRESA AURELIO BENASSINI

| a/H   | F.S.  |
|-------|-------|
| 0.034 | 3.366 |
| 0.100 | 2.184 |
| 0.200 | 1.915 |
| 0.300 | 1.868 |
| 0.400 | 1.864 |
| 0.500 | 1.873 |
| 0.600 | 1.885 |
| 0.700 | 1.898 |
| 0.800 | 1.912 |
| 0.900 | 1.925 |
| 1.000 | 1.937 |

T.R. = 200 AÑOS  
 $\phi = 35^\circ$   
 CASO 2



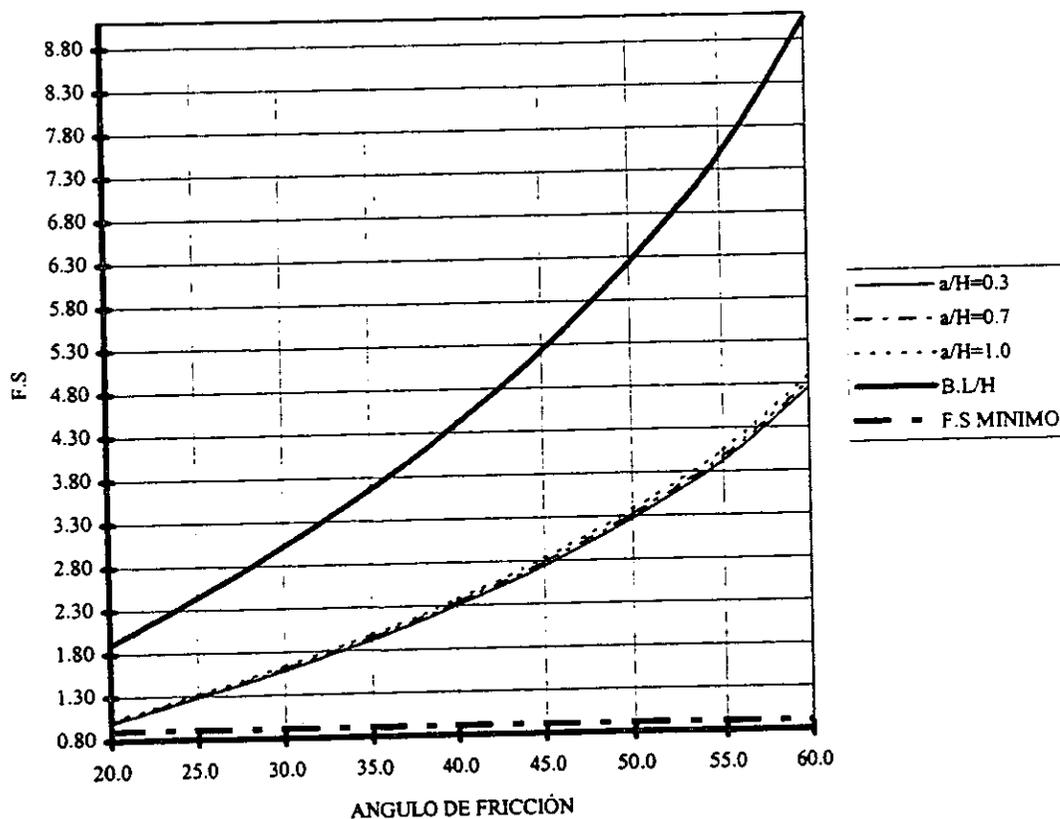
**Fig. 6.28** Variación del factor de seguridad seudoestático con la profundidad del círculo de falla (Y/H), para un ángulo de fricción de  $35^\circ$  y período de retorno de 200 años. Presa Aurelio Benassini Vizcaino (El Salto).

# PRESA AURELIO BENASSINI

TR = 100 AÑOS

CASO 2

| ANGULO<br>DE<br>FRICCION | FACTOR DE SEGURIDAD |               |              |                |
|--------------------------|---------------------|---------------|--------------|----------------|
|                          | $a/H$<br>0.40       | $a/H$<br>0.70 | $a/H$<br>1.0 | B.L/H<br>0.034 |
| 20.0                     | 0.998               | 1.012         | 1.029        | 1.901          |
| 25.0                     | 1.284               | 1.296         | 1.319        | 2.436          |
| 30.0                     | 1.583               | 1.605         | 1.633        | 3.016          |
| 35.0                     | 1.920               | 1.947         | 1.980        | 3.657          |
| 40.0                     | 2.301               | 2.333         | 2.373        | 4.383          |
| 45.0                     | 2.742               | 2.780         | 2.828        | 5.223          |
| 50.0                     | 3.268               | 3.313         | 3.370        | 6.225          |
| 55.0                     | 3.916               | 3.970         | 4.038        | 7.459          |
| 60.0                     | 4.749               | 4.815         | 4.898        | 9.047          |



**Fig. 6.29** Variación del factor de seguridad seudoestático con el ángulo de fricción para  $Y/H = 0.3, 0.7, 1.0$  y  $BL/H$ . Presa Aurelio Benassini Vizcaino (El Salto), período de retorno de 100 años.

# PRESA AURELIO BENASSINI

TR = 200 AÑOS

CASO 2

| ANGULO DE FRICCIÓN | FACTOR DE SEGURIDAD |               |              |                |
|--------------------|---------------------|---------------|--------------|----------------|
|                    | $a/H$<br>0.40       | $a/H$<br>0.70 | $a/H$<br>1.0 | B.L/H<br>0.034 |
| 20.0               | 0.969               | 0.987         | 1.007        | 1.749          |
| 25.0               | 1.244               | 1.264         | 1.290        | 2.241          |
| 30.0               | 1.537               | 1.565         | 1.597        | 2.775          |
| 35.0               | 1.864               | 1.898         | 1.937        | 3.366          |
| 40.0               | 2.234               | 2.275         | 2.321        | 4.033          |
| 45.0               | 2.662               | 2.711         | 2.767        | 4.807          |
| 50.0               | 3.173               | 3.231         | 3.297        | 5.728          |
| 55.0               | 3.802               | 3.872         | 3.951        | 6.864          |
| 60.0               | 4.611               | 4.696         | 4.792        | 8.325          |

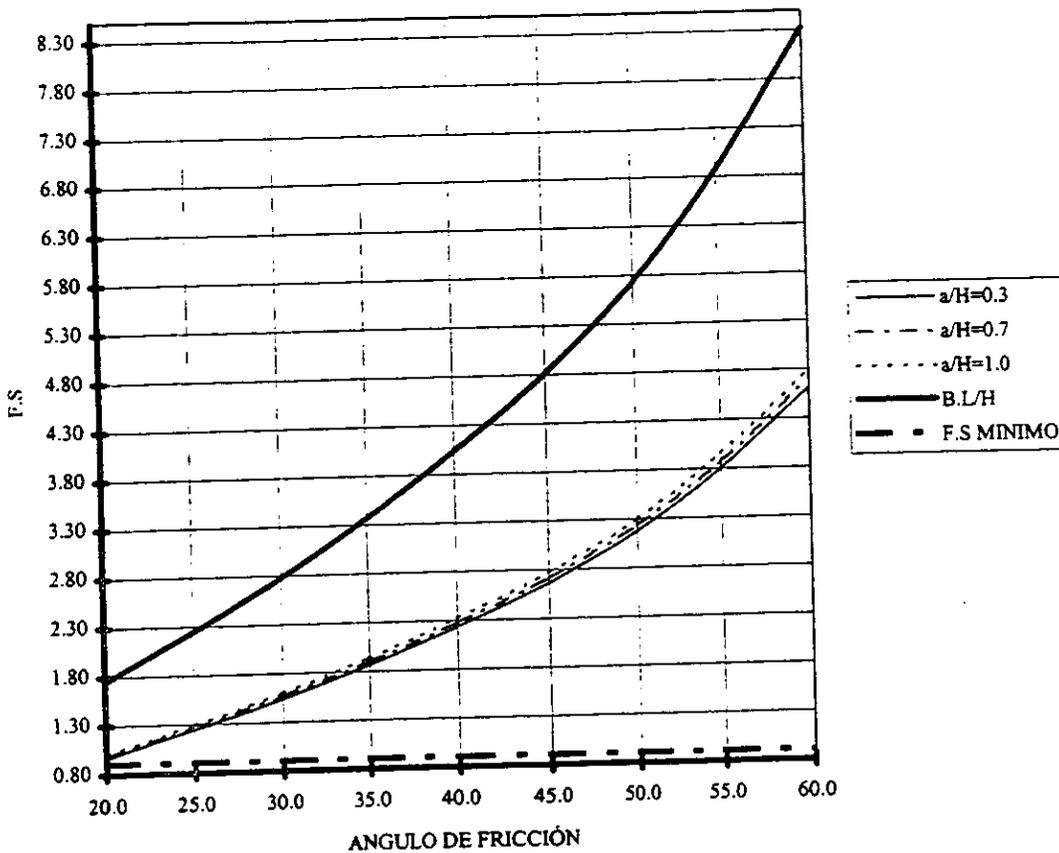


Fig. 6.30 Variación del factor de seguridad pseudoestático con el ángulo de fricción para  $Y/H = 0.3, 0.7, 1.0$  y  $BL/H$ . Presa Aurelio Benassini Vizcaino (El Salto), período de retorno de 200 años.

## 7. CÁLCULO DE PERDIDA DE BORDO LIBRE

### 7.1 Método de análisis

La mayoría de los procedimientos simplificados que se emplean para estimar deformaciones permanentes (entre ellas la pérdida de bordo libre) se basan en el modelo propuesto por Newmark (1965), donde la masa de suelo deslizante se supone que se comporta como un cuerpo rígido que se mueve a lo largo de una superficie de falla definida. Las deformaciones permanentes resultantes se calculan a partir de la historia de aceleraciones en la base. Cuando la aceleración en la base excede la aceleración de fluencia (una aceleración para la cual la superficie potencial de falla tiene un factor de seguridad igual a la unidad), el deslizamiento ocurre a lo largo del plano de falla y la magnitud de los desplazamientos (del bloque rígido) se calculan por doble integración de la historia de aceleraciones. Estos métodos como los de Makdisi y Seed (1978), Ambraseys y Sarma (1967) y Sarma (1975) adolecen de la simplificación de que los deslizamientos ocurren a lo largo de una superficie de falla bien definida. Sin embargo, en la mayoría de los casos (principalmente en las presas de tierra y enrocamiento construidas con técnicas modernas) el desplazamiento total es el resultado de incrementos de deformaciones pequeñas que ocurren en todo el terraplén. Por tanto, es importante considerar este aspecto en los métodos de análisis de deformaciones permanentes.

Reséndiz y Romo (1972) propusieron un procedimiento simplificado para el cálculo de deformaciones permanentes en terraplenes bajo peso propio. Posteriormente, este método fue extendido al caso de carga sísmica en el cual se toman en cuenta las deformaciones locales y se integran en el cálculo de la pérdida de bordo libre por la acción dinámica de los sismos. La siguiente ecuación para calcular el asentamiento de la corona de una presa se derivó suponiendo que tanto el volumen del terraplén como el ancho de su cresta permanecen constantes durante el proceso de deformación (Fig 7.1).

$$\frac{L}{H^2} = \frac{1}{(B + b)} \left[ \left\{ \frac{\delta_{\max}}{H} \right\}_u + \left\{ \frac{\delta_{\max}}{H} \right\}_d \right] \quad (7.1)$$

donde H es la altura del terraplén, B es el ancho de la base del terraplén, b es el ancho de la corona del terraplén, los subíndices u y d denotan aguas arriba y aguas abajo, respectivamente y los valores de  $(\delta_{\max}/H)$  se calculan con la siguiente ecuación

$$\frac{\delta_{\max}}{H} = \frac{1}{93(F-1)} - \frac{1}{535(F-1)^2} + \frac{1}{9310(F-1)^3} \quad (7.2)$$

donde F es el factor de seguridad obtenido con el método del elemento finito, el cual está relacionado con factores de seguridad calculados con el método pseudoestático a través de la relación mostrada en la Fig 7.2.

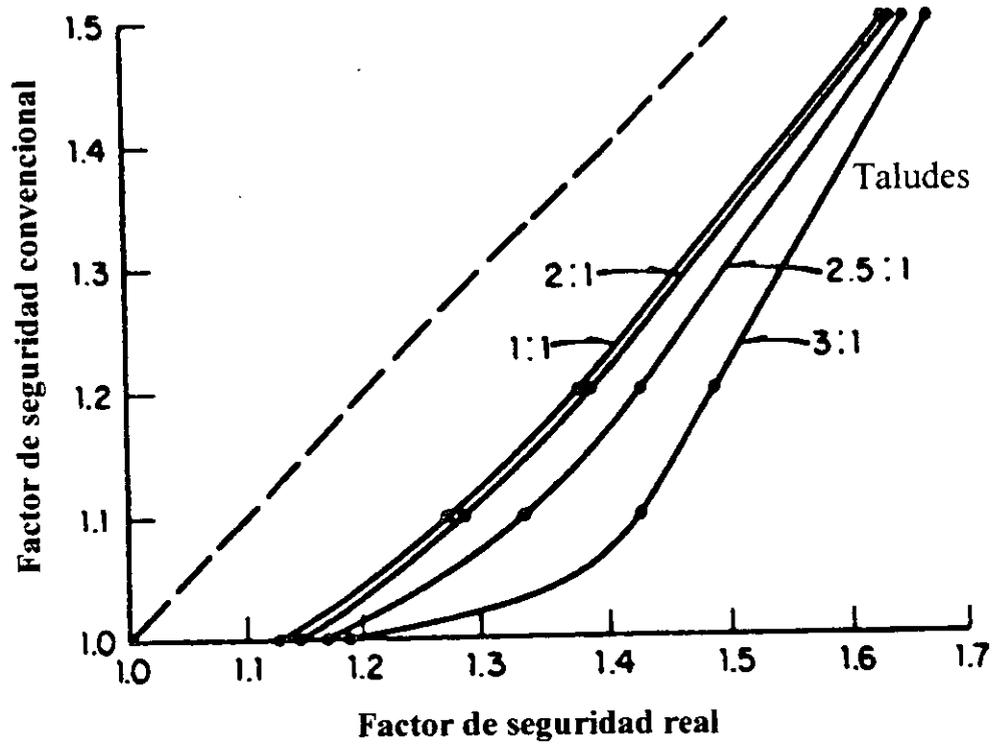


Fig 7.2 relación entre el factor de seguridad convencional y el factor de seguridad real.

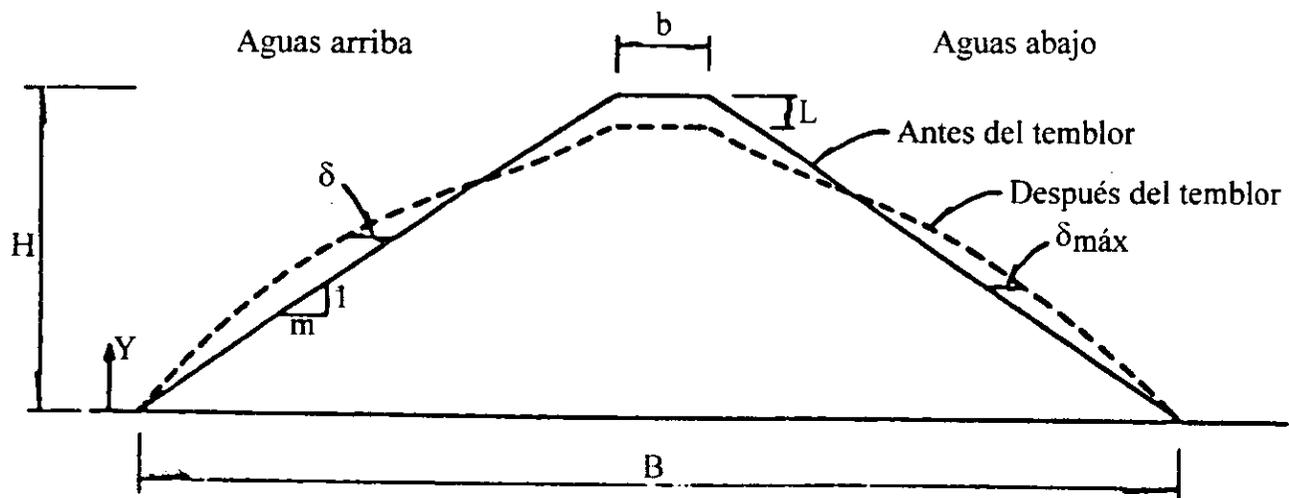


Fig. 7.1 Pérdida de bordo libre debida a deformaciones generales del terraplén

La ec (7.2) ha dado resultados aceptables en el cálculo de la pérdida de bordo libre para casos de presas homogéneas y de relativa poca altura (Romo y Reséndiz, 1975). En el desarrollo de este procedimiento de cálculo se consideró que el terraplén descansa sobre un estrato muy resistente y que la resistencia a la falla de los materiales constitutivos se incrementa con la profundidad. Para estas condiciones el factor de seguridad mínimo corresponde a un círculo de falla tangente al estrato firme de apoyo. Cuando este método se extendió al caso de carga sísmica (Romo et al, 1980; Romo, 1980), se supuso que la superficie más crítica para la condición estática no variaba con la inclusión de las fuerzas horizontales por sismo. Esto es aceptable cuando se considera que la masa de suelo se desliza como cuerpo rígido (hipótesis implícita en los métodos convencionales de análisis de estabilidad de taludes). Sin embargo, debido a las características de flexibilidad del terraplén, la intensidad de su respuesta varía espacialmente, lo que contribuye a que las fuerzas de inercia no sean constantes en el cuerpo del terraplén. Esto conduce a que la superficie más crítica para la condición sísmica no corresponda, en general, con la obtenida para la condición estática. De hecho, la superficie más crítica normalmente se localiza en la semialtura superior (o quizá el tercio superior) debido a que las aceleraciones máximas (coeficientes sísmicos) se amplifican en mayor proporción en esta parte de los terraplenes debido al incremento en su flexibilidad. Debido a estas limitaciones, este método (Reséndiz y Romo, 1972; Romo et al, 1980; Romo M P, 1980) puede llevar en algunos casos a incongruencias en cuanto al valor de la pérdida de bordo libre calculada, ya que se vuelve dependiente de la superficie de falla elegida. Incluso, puede ocurrir que la máxima pérdida de bordo libre no esté asociada con la superficie de falla más crítica. Esto se debe a que la integración de los desplazamientos se hace considerando solamente la superficie de falla más crítica.

A la luz de estos comentarios y tomando en cuenta que la capacidad predictiva de este método no es satisfactoria para algunas condiciones de flexibilidad de las cortinas, se consideró conveniente modificar este procedimiento para mejorar el proceso de integración de los desplazamientos del suelo que ocurren en el cuerpo del terraplén. Una forma sencilla de lograr esto, se presenta a continuación:

- a) El terraplén se divide en rebanadas horizontales como se indica en la Fig 7.3. En general, es suficiente con tres o cuatro divisiones.
- b) Se calcula el factor de seguridad pseudoestático para las superficies de falla tangentes a cada plano horizontal seleccionado, como se indica en la Fig 7.3. Con estos factores de seguridad pseudoestáticos (convencional) y el talud de la presa se encuentra el factor de seguridad corregido a través de la relación mostrada en la Fig. 7.2. Con este factor de seguridad corregido y la ec (7.2) se evalúa  $\delta_{\max}/H$  para cada superficie de falla. Los valores  $\delta_{\max}$  se calculan considerando como altura correspondiente, la distancia entre la corona del terraplén y el plano horizontal respectivo.

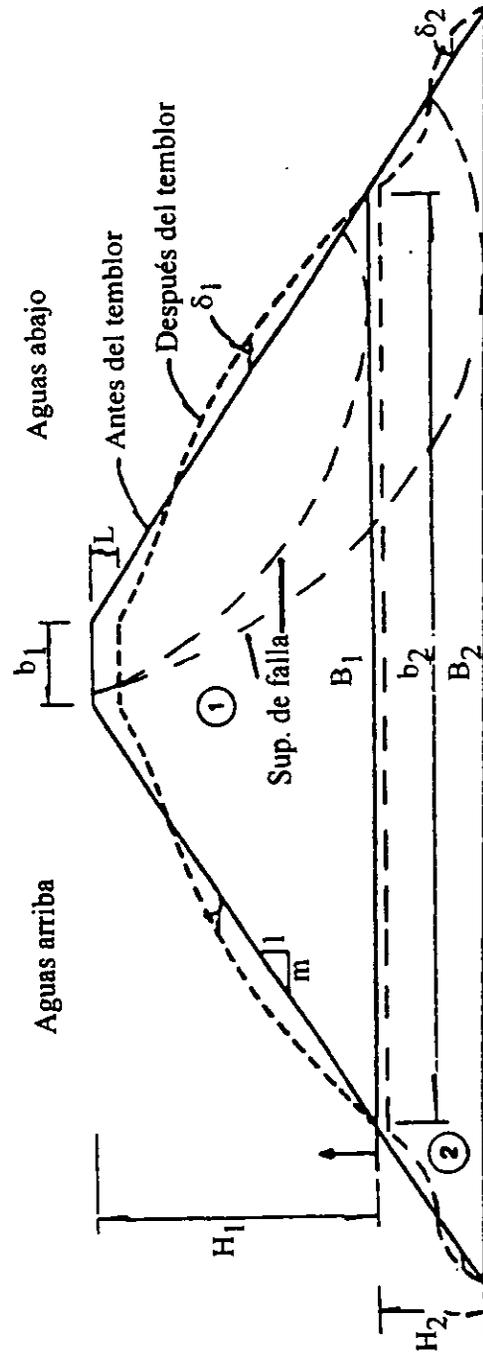


Fig. 7.3 Integración de los movimientos diferenciales en el terraplén.

- c) La pérdida de bordo libre,  $L$ , se calcula sumando los efectos de cada rebanada horizontal con la siguiente expresión:

$$L = \sum_{i=1}^n L_i$$

$$L_i = \frac{H_i}{B_i + b_i} \left\{ \left[ \delta_{\max}^i \right]_u + \left[ \delta_{\max}^i \right]_d \right\} \quad (7.3)$$

donde

- $L_i$  es la pérdida de bordo libre causada por los movimientos en la rebanada  $i$
- $H_i$  es la altura de la rebanada  $i$
- $b_i$  es el ancho de la corona de la rebanada  $i$
- $B_i$  es el ancho de la base de la rebanada  $i$
- $\delta_{\max}^i$  es el valor de  $\delta_{\max}$  para la rebanada  $i$
- $n$  es el número de rebanadas en las que se dividió el terraplén

Existe un gran volumen de evidencia experimental que demuestra que las envolventes de falla de Mohr para suelos granulares son en general curvas y que al aumentarse la presión de confinamiento,  $\sigma_3$ , aumenta su curvatura (Marsal, 1967; Leps, 1970; Marachi et al, 1972). Este hecho dificulta la selección de un valor único de  $\phi$  que sea representativo del intervalo completo de presiones confinantes existentes en la cortina. Por ejemplo, cerca de los taludes y en la corona la presión confinante es apreciablemente menor que en la parte central del cuerpo de la cortina. Debido a que  $\phi$  disminuye al incrementarse  $\sigma_3$ , si  $\phi$  se elige usando el valor de  $\sigma_3$  para la zona central de la cortina, el ángulo de fricción se subestimarán en el material cercano a las fronteras geométricas de la cortina. Lo opuesto ocurrirá si  $\phi$  se selecciona de acuerdo con las condiciones de esfuerzos cerca de los taludes de la cortina.

Una forma de solventar esta dificultad es utilizar un ángulo de fricción dependiente de la presión de confinamiento. Una ecuación que reproduce adecuadamente este efecto es (Romo, 1991):

$$\phi = \phi_0 - \Delta\phi \log \left[ \frac{\sigma_3}{P_a} \right] \quad (7.4)$$

donde  $\phi_0$  es el ángulo de fricción para la presión de referencia  $P_a$  ( $1 \text{ kg/cm}^2$ ) y  $\Delta\phi$  es un parámetro que se define para cada material. El efecto de  $\sigma_3$  y  $\phi$  se muestra en la Fig. 7.4 para las diferentes mezclas de la grava-arena, para el caso de la Presa Aguamilpa y en la Fig. 7.5 para el enrocamiento de las presas El Infiernillo y Malpaso.

En este trabajo se usaron las ecs (7.2 y 7.3) para calcular la pérdida de bordo libre.

Los valores de  $\delta_{\text{máx}}$  aguas arriba y aguas abajo, se consideraron iguales, es decir  $\{\delta_{\text{máx}}\}_u = \{\delta_{\text{máx}}\}_d$ . Se consideraron tres rebanadas diferentes ubicadas a  $Y/H = 0.1$  ó  $0.3$  ó  $0.4, 0.7$  y  $1.0$ . Para tomar en cuenta el efecto del esfuerzo confinante en el ángulo de fricción se consideró un límite superior y un límite inferior para estimar la dispersión que muestran los resultados experimentales. Las expresiones utilizadas son las siguientes y corresponden al material de enrocamiento de las presas Aguamilpa y El Infiernillo, presentadas en la Fig. 7.5:

Límite superior

$$\phi = 48^\circ - 9 \log \left[ \frac{\sigma_3}{P_a} \right] \quad (7.5)$$

Límite inferior

$$\phi = 44.8^\circ - 9 \log \left[ \frac{\sigma_3}{P_a} \right] \quad (7.6)$$

Para obtener el esfuerzo  $\sigma_3$  correspondiente a cada uno de los tres círculos de falla, se obtuvo primero la altura  $h$ , la cual se calculó como la línea vertical que pasa por el centro de gravedad de la rebanada y que en su extremo superior intersecta a la corona o el talud exterior la pendiente de la presa y en la parte inferior intersecta al círculo de falla, como se indica en la Fig. 7.6. El esfuerzo vertical se obtuvo como:

$$\sigma_v = h \gamma_{\text{eq}} \quad (7.7)$$

Donde

$$\gamma_{\text{eq.}} = 0.6\gamma_{\text{sat}} + 0.4\gamma_{\text{seco}} \quad (7.8)$$

El esfuerzo horizontal se calculó considerando conservadoramente para materiales compactados un coeficiente de tierra en reposo  $K_0$ , de 0.5:

$$\sigma_H = \sigma_3 = 0.5\sigma_v \quad (7.9)$$

Posteriormente, con este valor de  $\sigma_3$  se obtuvieron dos valores de  $\phi$  con las ecs (7.5 y 7.6), límites superior e inferior, respectivamente. Estos ángulos de fricción se consideraron actuando a todo lo largo de la superficie de falla, y con ello se realizó el análisis seudoestático, encontrando de esta manera el factor de seguridad convencional y a través de la relación mostrada en la fig. 7.2 se obtiene el factor de seguridad correspondiente al que se obtendría con un análisis más completo como el de los elementos finitos. Con este factor de seguridad y la ec. (7.2) se calcula la pérdida de bordo libre debida a las distorsiones en la cortina arriba de ese círculo de falla. Posteriormente, se realiza el mismo análisis para los siguientes dos círculos de falla y se obtiene la pérdida de bordo libre total con la ec. (7.3). Al final de este ejercicio se tienen dos valores de la pérdida de bordo libre, uno superior y otro inferior.

- 2% de finos
- + 5.5% de finos
- ⊙ 9.5% de finos

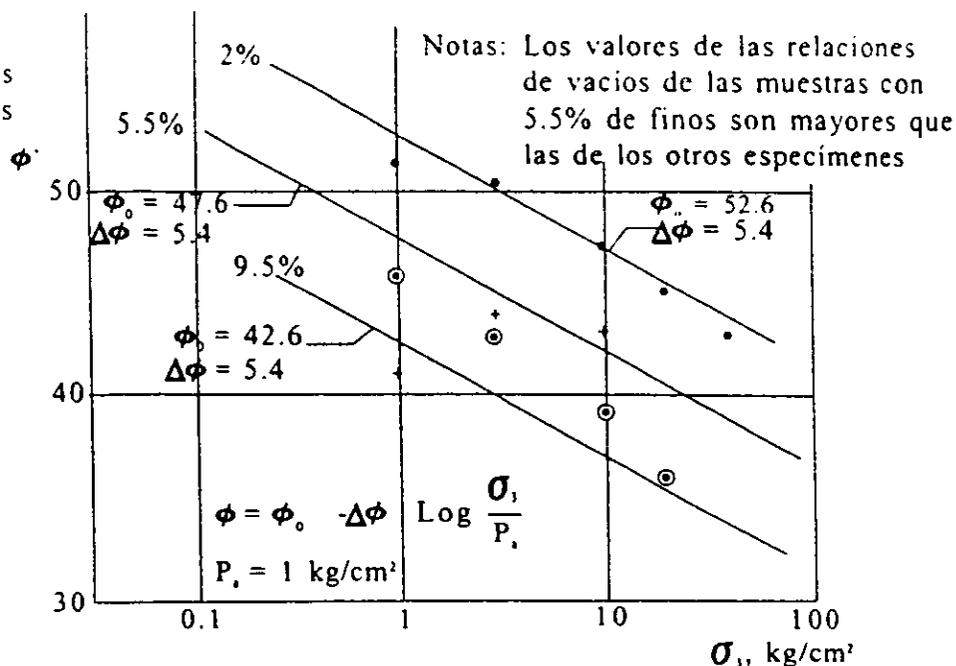


Fig 7.4 Efecto del esfuerzo confinante en el ángulo de fricción máxima, Grava-arena (Romo, 1991)

- Conglomerado } Infiernillo
- + Diorita } Infiernillo
- ⊙ Conglomerado } Malpaso

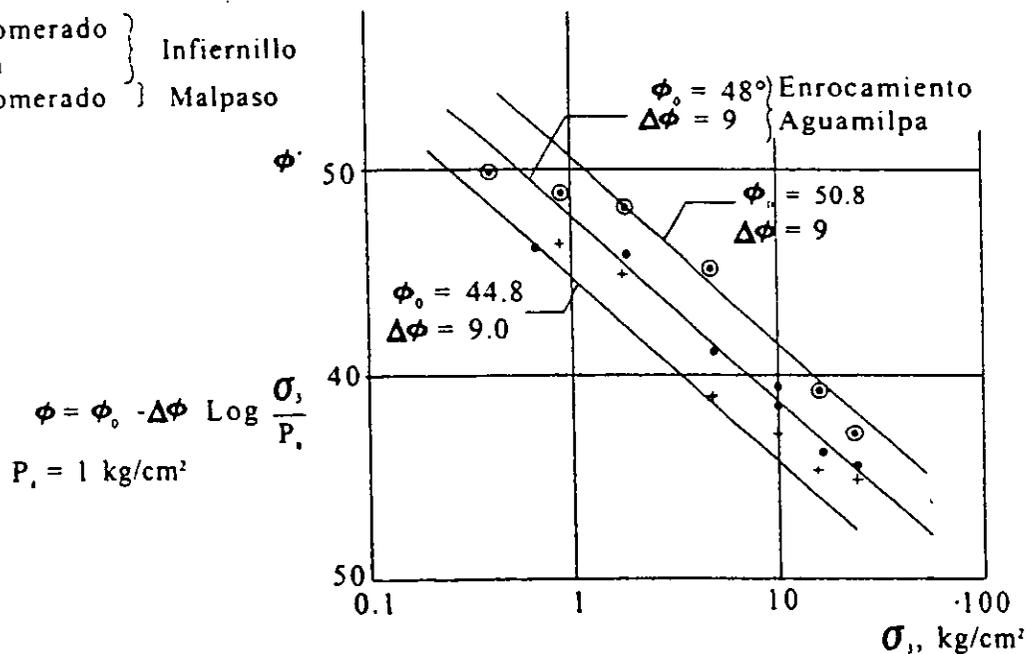
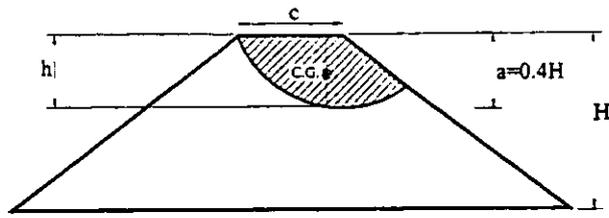
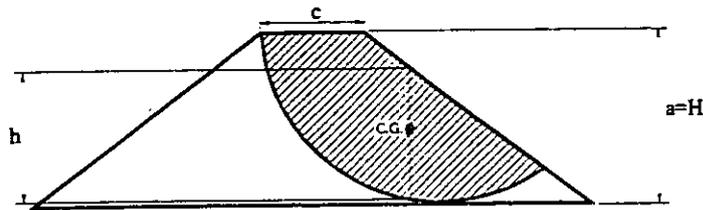
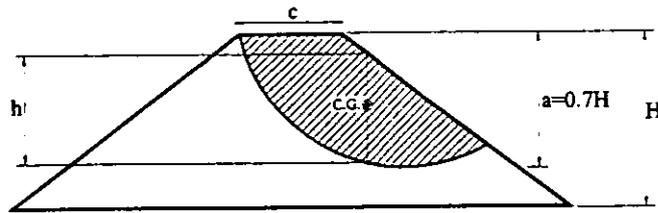


Fig 7.5 Efecto del esfuerzo confinante en el ángulo de fricción máxima, Enrocamiento (Romo, 1991)



C.G.= Centro de Gravedad de la dovela.



$$\gamma_{prom} = 0.6\gamma_{sat} + 0.4\gamma_{sec o}$$

$$\sigma_v = h\gamma_{prom}$$

$$\sigma_H = 0.5\sigma_v = \sigma_3$$

**Fig. 7.6. Obtencion del esfuerzo confinante  $\sigma_3$  para tomar en cuenta el efecto del esfuerzo confinante en el ángulo de fricción.**

Tabla 7.2 Cálculo de pérdida de bordo libre para un período de retorno de 200 años.

| ANGULO DE FRICCIÓN |      |      |      |       |               |         |         |         |         | FACTOR DE SEGURIDAD         |         |         |         |         |                  |                  |       |         |     | CALCULO DE PERDIDA DE BORDO LIBRE |  | BORDO LIBRE DE DISEÑO |
|--------------------|------|------|------|-------|---------------|---------|---------|---------|---------|-----------------------------|---------|---------|---------|---------|------------------|------------------|-------|---------|-----|-----------------------------------|--|-----------------------|
| Y/H                |      |      |      |       | SEUDOESTÁTICO |         |         |         |         | METODO DE ELEMENTOS FINITOS |         |         |         |         | P R E S A        |                  | TOTAL | L<br>cm | (m) |                                   |  |                       |
| SUP.               | INF. | MED. | Y/H  | φ (°) | SUP/INF       | Y/H SUP | Y/H MED | Y/H INF | Y/H SUP | Y/H MED                     | Y/H INF | Y/H SUP | Y/H MED | Y/H INF | EL CARRIZO       | EL SALTO         | TOTAL |         |     |                                   |  |                       |
| 0.10               | 0.10 | 0.70 | 1.00 | 38.06 | 1.691         | 1.227   | 1.208   | 1.80    | 1.41    | 1.39                        | 1.39    | 1.64    | 1.27    | 1.25    | VICENTE GUERRERO | VICENTE GUERRERO | 28.27 | 2.70    |     |                                   |  |                       |
| 0.10               | 0.10 | 0.70 | 1.00 | 34.86 | 1.502         | 1.085   | 1.075   | 1.64    | 1.27    | 1.25                        | 1.25    | 2.01    | 1.49    | 1.45    | EL CARRIZO       | EL CARRIZO       | 33.12 | 2.70    |     |                                   |  |                       |
| 0.10               | 0.10 | 0.70 | 1.00 | 37.33 | 1.843         | 1.325   | 1.275   | 1.83    | 1.37    | 1.31                        | 1.31    | 1.83    | 1.37    | 1.31    | EL CARRIZO       | EL CARRIZO       | 21.08 | 2.12    |     |                                   |  |                       |
| 0.40               | 0.40 | 0.70 | 1.00 | 34.13 | 1.727         | 1.182   | 1.133   | 2.45    | 2.16    | 2.00                        | 2.00    | 2.45    | 2.16    | 2.00    | EL SALTO         | EL SALTO         | 24.67 | 2.46    |     |                                   |  |                       |
| 0.40               | 0.40 | 0.70 | 1.00 | 34.97 | 2.487         | 2.123   | 1.935   | 2.23    | 1.96    | 1.82                        | 1.82    | 2.23    | 1.96    | 1.82    | EL SALTO         | EL SALTO         | 11.88 | 2.46    |     |                                   |  |                       |
| 0.40               | 0.40 | 0.70 | 1.00 | 31.77 | 2.204         | 1.889   | 1.713   | 2.23    | 1.96    | 1.82                        | 1.82    | 2.23    | 1.96    | 1.82    | EL SALTO         | EL SALTO         | 13.78 | 2.46    |     |                                   |  |                       |

## 8. CONCLUSIONES

La escasa información obtenida sobre las características y propiedades de los distintos materiales componentes de las presas, impidió el uso de métodos convencionales de análisis, teniéndose que recurrir a teorías nuevas de autores contemporáneos. Tal fue el caso del método de Goodman y Brown (1963) que, para la obtención de esfuerzos normales originados en distintos puntos internos de las presas, se basa en la posición de éstos, en la geometría de las cortinas y en los pesos volumétricos de sus materiales.

La Teoría de la Viga Cortante resultó ser una herramienta bastante útil y sencilla en la determinación del comportamiento y respuesta de las presas, bajo la acción de un sismo dado, acorde con las propiedades dinámicas más representativas de la estructura (rigidez y amortiguamiento).

Por otra parte, se observa que el Modelo de Davidenkov, utilizado mediante las ecuaciones proporcionadas por Romo y Ovando (capítulo 4, sección 4.6), se ajusta satisfactoriamente a las curvas de variación del módulo de rigidez y amortiguamiento (con respecto a la deformación angular) propuestas por Seed et al. (1984), mismas a las que, últimamente, se recurre con mucha frecuencia para estudios de Dinámica de Suelos.

Los criterios considerados para definir la seguridad de las presas se basaron en condiciones de estabilidad y deformabilidad, bajo la acción de los eventos sísmicos (MCE y OBE) calculados para cada sitio.

Se desarrolló, para el estudio de las presas, un método de análisis de estabilidad sísmica que utiliza una sola dovela (capítulo 6), el cual se basa en los métodos: "sueco" (Fellenius, 1927) y "pseudostático" (Das, 1993). Este método, de la dovela única, propone una variación lineal y creciente del coeficiente sísmico a todo lo alto de la cortina (dependiente de la excitación en la base de la presa y de la respuesta en la cresta) y considera a la fuerza sísmica horizontal y con una línea de acción que cruza por el centro de gravedad de la sección de falla. Es posible determinar, de manera sencilla, los lugares y características geométricas claves, de un círculo de falla dado, para el análisis de estabilidad sísmica por medio de las fórmulas presentadas en el capítulo 6.

Para la determinación de la pérdida de bordo libre de las presas, se utilizó el método propuesto por Reséndiz y Romo (1972), descrito en el capítulo 7, el cual considera deformaciones permanentes en terraplenes debidas a peso propio y deformaciones locales causadas por la acción dinámica de sismos, las cuales se integran en el cálculo de la pérdida de bordo libre. Este método ajusta los factores de seguridad convencionales, obtenidos por el procedimiento arriba mencionado, a factores de seguridad valuados por medio de elementos finitos. Así mismo, toma en cuenta efectos debidos a esfuerzos confinantes y al valor del ángulo de fricción del material. De esta manera se pudo establecer un límite superior y uno inferior de valores del ángulo de fricción que aseguren que la pérdida de bordo libre no afecte la estabilidad de la presa.

Como complemento futuro a este estudio, se recomienda tomar en cuenta los efectos causados por las fuerzas de flujo de agua. Dichas fuerzas no fueron consideradas en este trabajo debido a que los alcances pactados con la C.N.A. no los contemplaban. Sin embargo se ha podido observar, con la experiencia, que los factores de seguridad se decrementan, por la influencia de dichas fuerzas, con una proporción dependiente de la geometría (taludes laterales) del corazón impermeable de la presa.

Este trabajo ofrece una nueva opción para la evaluación de la seguridad sísmica de presas de tierra y enrocamiento. Los procesos analíticos de éste estudio, en sus diferentes etapas, fueron desarrollados de manera sencilla y bien estructurada, pensando en la creación de futuros programas de computadora para análisis de seguridad sísmica, o bien, para ser aplicados en hojas de cálculo. Si bien, estos métodos son sencillos, no dejan de ser confiables puesto que la certeza de sus resultados ha sido comparada, de manera satisfactoria, con los arrojados por otros métodos convencionales más complejos (p.ej. método de elementos finitos).

En la tabla 8.1 se muestra un resumen de la evaluación de la seguridad de las presas. Ahí se muestran las condiciones de fricción que se requieren para que las presas sean estables considerando los dos niveles sísmicos (OBE = 100 años y MCE = 200 años). Así mismo se presentan las pérdidas de bordo libre correspondientes.

Con base en estos resultados se concluye que las presas Vicente Guerrero, El Carrizo y Aurelio Benassini cumplen con los criterios de seguridad adoptados.

## 9. REFERENCIAS

- Ambraseys, N (1960), "The Seismic Stability of Earth Dams", Proceedings of the Second World Conference on Earthquake Engineering, Japan, Vol II.
- Ambraseys M N y Sarma S K (1967), "The response of earth dams to strong earthquakes", *Geotechnique*, Vol XVII, No. 3, pp 181-213, UK
- Alamilla, J L (1997) Simulación de registros de temblores en el Valle de México mediante procesos estocásticos modulados en amplitud y en frecuencia, Tesis de Maestría, DEPMI, UNAM
- Bard, Y (1974) *Nonlinear Parameter Estimation*, Academic press, New York and London.
- Clough, R W and Chopra, A K (1966), "Earthquake Stress Analysis in Earth Dams", *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*, Vol 92, No. EM2, Proceedings Paper 4793, April, pp 197-212.
- DAS, B M (1993), "Principles of Soil Dynamics", PWS-KENT Publishing Company, Boston, USA
- Esteva, L (1996) Notas sobre simulación de Monte Carlo de acelerogramas de intensidades dadas
- Gazetas, G. (1987), "Seismic response of earth dams: some recent developments", *International Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 6, No.1, pp 2-47
- Goodman, L. E., and Brown, C. B. (1963). Dead Load Stresses and the Instability of Slopes. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 89, No. SM3, pp. 103-134.
- Hardin, B. O., and Drnevich, V. P. (1972a). Shear Modulus and Damping in Soils: Design Equations and Curves. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 98, No. SM7, pp. 667-692.
- Hardin, B. O. y Drenevich, V. P. (1972b). "Shear modulus and damping in soils II, design equation and curves", *Journal of SMF Div., Proc., ASCE*, Vol 98, No. SM 7, July, pp 667-692.
- Idriss, I M and Sedd, H B (1967), "Response of Earth Banks During Earthquakes", *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, Vol 93, No. SM3, May, pp 61-82.
- Leps TM (1970), "Review of shearing strength of rockfill", *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol 96, SM4.
- Marsal RJ (1967), "Mechanical properties of rockfills", *Embankment Dam Engineering, Casagrande Volume*, J. Wiley, New York.
- Marachi N.D., Chan C. K. y Seed H. B.(1972), "Evaluation of properties of rockfill materials", *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 98, SM1.
- McGuire, R K (1995) "Probabilistic seismic hazard analysis and design earthquakes: Closing the loop", *BSSA*, **85**, No. 5, pp 1275-1284, oct.
- Makdisi, F.I. y Seed, H.B. (1978), "Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake-induced deformations", *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 104.
- McGuire, R. K. (1974). Seismic structural response risk analysis incorporating peak response regressions on earthquake magnitude and distance, MIT R74-51.