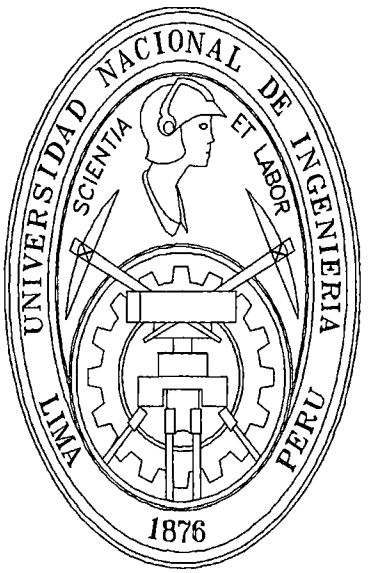
# UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
# FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL




# DEFORMACIONES PERMANENTES EN PRESAS DE TIERRA

## TESIS

PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL

**PEDRO GABINO MENDOZA PACHECO**

**Lima – Perú**
**2002**

Digitalizado por:
Consorcio Digital del Conocimiento MebLatam, Hemisferio y Dalse

A Dios por darme paciencia para aprender a escuchar a los demás, paciencia para vivir con amor hoy. Porque el amor es una forma de conocimiento.

A mis queridos padres Augusto y Matilde que han sabido guiarme por el camino del bien en todo momento y por depositar siempre su confianza en mí.

A mis nueve hermanos: Luz, Javier, Eufemia, Gilmer, Orlando, Wilfredo, Consuelo, Yolanda y Luis a quienes quiero y admiro tanto, gracias por su comprensión y constante apoyo en todo momento de mi vida.

## AGRADECIMIENTOS

Al MSc. Ing. Denys Parra Murrugarra por su constante apoyo, orientación y colaboración desinteresada en todo momento de la elaboración de mi trabajo de Tesis, gracias por depositar su confianza en mi persona.

Mis más sinceros agradecimientos al Laboratorio Geotécnico del Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID) de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería y a todo su personal, gracias por su gran apoyo desde el momento que se inicio la elaboración de mi Tesis de grado.

A mis amigos que siempre me apoyaron: Ricardo Silva, Carlos Soto, Hilda Garay, Mauro Carrión, Jorge Cárdenas, Verónica Espinoza, Roberth Aguilar, Grover Mitma, Roberto Tello, Yesil Silva, Carlos Tupía y Ramiro Piedra, gracias por brindarme su leal amistad.

A mi hermana Luz y a mi tía Lucila, un agradecimiento especial por sus sabios consejos y constante apoyo desinteresado en el logro de mis objetivos.

A un gran amigo, el Ing. David Vásquez por brindarme su amistad y apoyo en todo momento desde que ingrese al Laboratorio Geotécnico del CISMID.

Al jefe del Laboratorio Geotécnico, el MSc. Ing. Carlos Huaman, por las facilidades prestadas para culminar mi trabajo de Tesis.

Al Dr. Zenón Aguilar y al Ing. David Luna por su orientación y colaboración desinteresada para terminar mi trabajo de Tesis.

A mi Alma Mater la Universidad Nacional de Ingeniería, a la Facultad de Ingeniería Civil

**ÍNDICE :**

**CÁPITULO 1 : INTRODUCCIÓN 1**

**CÁPITULO 2 : PARÁMETROS DINÁMICOS DE LOS SUELOS 3**

2.1 Generalidades....3

2.2 Parámetros Dinámicos de Suelos Arenosos....5

2.2.1 Módulo Cortante....5

2.2.1.1 Comparación de $(K_2)_{máx}$ Determinado en Laboratorio y Ensayos de Campo....13

2.2.2 Relación de Amortiguamiento....17

2.3 Parámetros Dinámicos de Suelos Gravosos....19

2.3.1 Módulo Cortante....19

2.3.1.1 Mineralogía....20

2.3.2 Relación de Amortiguamiento....25

2.4 Parámetros Dinámicos de Suelos Cohesivos....27

2.4.1 Módulo Cortante....28

2.4.1.1 Factores que Influyen en las Relaciones del Módulo Cortante....28

2.4.2 Relación de Amortiguamiento....39

2.4.3 Presión de Poros Cíclica y Deformación Cortante Crítica....42

2.4.4 Respuesta sísmica de diferentes suelos....42

**CÁPITULO 3: RESPUESTA SÍSMICA DE PRESAS DE TIERRA 45**

3.1 Perspectiva Histórica....45

3.1.1 Aproximación Pseudo – Estática....45

3.1.2 Criterios de Evaluación Sísmica....47

3.1.3 Modelos Dinámicos Básicos....50

3.2 Factores que Influyen en la Respuesta....52

3.3 Modelo de Viga Cortante....55

3.3.1 Hipótesis Básicas....55

3.3.2 Comparación Análisis por Elementos Finitos....59

3.4 No Homogeneidad del Cuerpo de Presa....62

3.4.1 Variación del Modulo Cortante con la Profundidad....63

3.4.2 Solución Lineal....69
3.4.3 Respuesta Inelástica....72

**CÁPITULO 4: ANÁLISIS DINÁMICO DE PRESAS DE TIERRA 77**

4.1 Peligro Sísmico....77
4.1.1 Sismotectónica....78
4.1.2 Determinación de las Fuentes Sismogénicas....81
4.1.3 Evaluación del Peligro Sísmico....86
4.1.4 Determinación del Peligro Sísmico....87
4.2 Método Simplificado de Makdisi y Seed....90
4.2.1 Aceleración de Fluencia....93
4.2.2 Aceleración Inducida por Sismo....98
4.2.3 Deformaciones Permanentes....101
4.3 Comentarios sobre la No- Homogeneidad y la no Uniformidad....107

**CÁPITULO 5: DESARROLLO DEL PROGRAMA "GEODAM" 109**

5.1 Lenguaje de Programación....109
5.2 Programa Desarrollado....111

**CÁPITULO 6: CASOS ESTUDIADOS 120**

6.1 Análisis de Estabilidad de Taludes....120
6.2 Análisis Efectuados....121
6.2.1 Presas de Tierra....121
6.2.1.1 Presa Palo Redondo....121
6.2.1.2 Embalse Regulador de la Atarjea....124
6.2.1.3 Presa Yanaccocha....126
6.2.1.4 Presa Huanahuiri....128
6.2.1.5 Presa Torata....130
6.2. 2 Depósito de Relaves....131
6.2.2.1 Depósito de Relaves Bellavista....132

6.2.2.2 Depósito Relaves Yauliyacu Nuevo.....135
6.3 Comentarios acerca del programa "GeoDam".....138

**CAPITULO 7: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES** **141**

7.1: Conclusiones.....141
7.2: Recomendaciones.....145

**REFERENCIAS** **146**
**ANEXOS** **153**

**ANEXO A:** Procedimiento Simplificado para Calcular las Aceleraciones Máximas en la Corona y el Periodo Natural de Terraplenes **153**

A.1 Introducción.....153
A.2 Evaluación de las Propiedades Iniciales.....153
A.3 Cálculo de la Aceleración y el Periodo Natural.....154
A.4 Cálculo de la Deformación Cortante Promedio.....158

**ANEXO B:** Modelo de Viga de Corte No-Homogéneo: Vibraciones Laterales Libres **160**

B.1 Frecuencias Naturales y Formas de Modo.....162
B.2 Respuesta sísmica a la Excitación de la Base.....169
B.3 Estado-Constante de la Respuesta para el Movimiento Armónico de la Base.....172

**ANEXO C:** Resultados del Análisis Dinámico de las 5 Presas de Tierra, obtenidas con el programa **"GeoDam"** **176**

**ANEXO D**: Resultados del Análisis Dinámico de los 2 Depósitos de Relaves Modelados como Presas de Tierra, obtenidas con el programa **"GeoDam"** **176**

# CAPÍTULO 1

# INTRODUCCIÓN

Una presa es una obra civil que se construye a través de un curso de agua con objeto de derivar o almacenar sus aguas. Los usos que puede tener una presa son muy variados, sin embargo, se pueden distinguir dos grandes grupos. Aprovechamiento (por ejemplo para irrigación, abastecimiento de agua potable, generación de energía eléctrica, navegación, etc.) y defensa (por ejemplo control de avenidas).

La presa de tierra es, sin lugar a dudas, una de las estructuras de Ingeniería más importantes, tanto por su complejidad técnica, como por las inversiones que generalmente requiere y los servicios que presta; una de las estructuras de ingeniería en que más deja sentir su influencia la Mecánica de Suelos actual. De hecho, en una presa de tierra es preciso aplicar prácticamente todos los conocimientos que la Mecánica de Suelos ha ido incorporando a la Ingeniería y los avances en el campo de la teoría en esta rama se han reflejado siempre de un modo inmediato en la tecnología de las presas. La técnica de construcción de presas de tierra plantea problemas de particular interés, se construyen continuamente presas de mayor tamaño, que imponen una extrapolación de las experiencias adquiridas en las anteriores, extrapolación que puede resultar muy riesgosa, si no se acompaña de un criterio bien definido; para muchos, la observación de fenómenos a menor escala es quizá el mayor problema ligado a la construcción de grandes presas de tierra. Por esto es necesario utilizar técnicas apropiadas que tomen en cuenta factores principales que influencian su comportamiento cuando son sometidas a cargas sísmicas, que permitan asegurar la estabilidad antes y después de un evento sísmico.

El objetivo del presente trabajo es presentar los diferentes aspectos que intervienen en el comportamiento dinámico de presas de tierra y el método analítico propuesto por Makdisi y Seed en 1978 para calcular las deformaciones permanentes por sismo que ocurren en este tipo de estructuras, incorporando condiciones no homogéneas y no uniformes, muy comunes en presas de tierra, que no fueron consideradas en el método original.

Asimismo, se ha desarrollado el programa de cómputo **"GEODAM"** de fácil manejo para el usuario para el cálculo de deformaciones permanentes de presas de tierra.

En el segundo capítulo se presenta una revisión completa de los factores que influyen en la determinación de los parámetros dinámicos como son el módulo de corte y relación de amortiguamiento de los suelos granulares y suelos finos. Los resultados se presentan en forma tal que proporcionan una guía útil en la selección de las características del suelo para propósitos de análisis.

En el tercer capítulo se da a conocer algunas formulaciones analíticas / numéricas para predecir la respuesta sísmica de las presas de tierra; este capítulo enfoca principalmente métodos numéricos para estimar las deformaciones, aceleraciones y esfuerzos generados en las presas de tierra / enrocamiento en respuesta a la vibración del suelo producida por un sismo.

En el cuarto capítulo se hace una breve revisión sobre conceptos de peligro sísmico. Debido a la importancia de las estructuras de tierra (presas), se deben evaluar su capacidad de resistir terremotos basándose en estudios detallados de peligro sísmico. Luego se desarrolla el análisis dinámico de presas de tierra por el método simplificado de Makdisi y Seed para condiciones uniformes y homogéneas; además se incorpora condiciones no homogéneas y no uniformes, para estudiar el comportamiento más real en este tipo de estructura geotécnica.

En el quinto capítulo se hace referencia al lenguaje Visual Basic usado en el desarrollo del programa **"GEODAM"** y el procedimiento detallado de la ejecución del programa.

En el sexto capítulo se presenta la aplicación del procedimiento propuesto y los resultados del programa **"GEODAM"** desarrollado en el estudio de algunas aplicaciones de estructuras de tierra construidas en diferentes partes del Perú.

En el séptimo capítulo se formulan las recomendaciones del caso y las conclusiones respectivas obtenidas en la elaboración de este trabajo.

# CAPÍTULO 2

# PARÁMETROS DINÁMICOS DE LOS SUELOS

## 2.1 GENERALIDADES

En estos últimos años se han desarrollado importantes procedimientos analíticos para evaluar la respuesta de depósitos de suelos y estructuras de tierra bajo condiciones de carga sísmica. Las aplicaciones de tales procedimientos para determinar la respuesta del suelo han sido exitosas en casos específicos, sin embargo, esto depende principalmente de la incorporación de las propiedades representativas del suelo en el análisis. Además un esfuerzo considerable se ha dirigido hacia la determinación de las propiedades del suelo para ser usados en estos procedimientos analíticos.

En casos de respuesta del suelo que involucren los desplazamientos no residuales, la respuesta es determinada principalmente por el módulo de corte y las características de amortiguamiento del suelo bajo condiciones de carga cíclica simétrica moderada. En muchos casos los análisis son a menudo realizados usando el método lineal-equivalente en el cual los factores del módulo y amortiguamiento usados en el análisis son compatibles con el desarrollo de las deformaciones en el depósito del suelo o estructura de tierra. Debido a que la mayoría de los suelos tienen relaciones curvilíneas esfuerzo-deformación como se muestra en la **Fig.2.1**, el módulo de corte es usualmente expresado como el módulo secante determinado por los puntos extremos sobre el lazo histerético, mientras que el factor de amortiguamiento es proporcional al área dentro del lazo histerético. Está claro que cada una de estas propiedades depende de la amplitud de la deformación para el cual el lazo histerético es determinado (**Fig.2.1**)

En este capítulo se presenta una revisión completa sobre la dinámica de los factores del módulo de corte y amortiguamiento para arenas, gravas y arcillas bajo condiciones de carga similar a aquella mostrada en la **Fig.2.1**, de modo de proporcionar una guía útil en la selección de las características del suelo para propósitos de análisis.

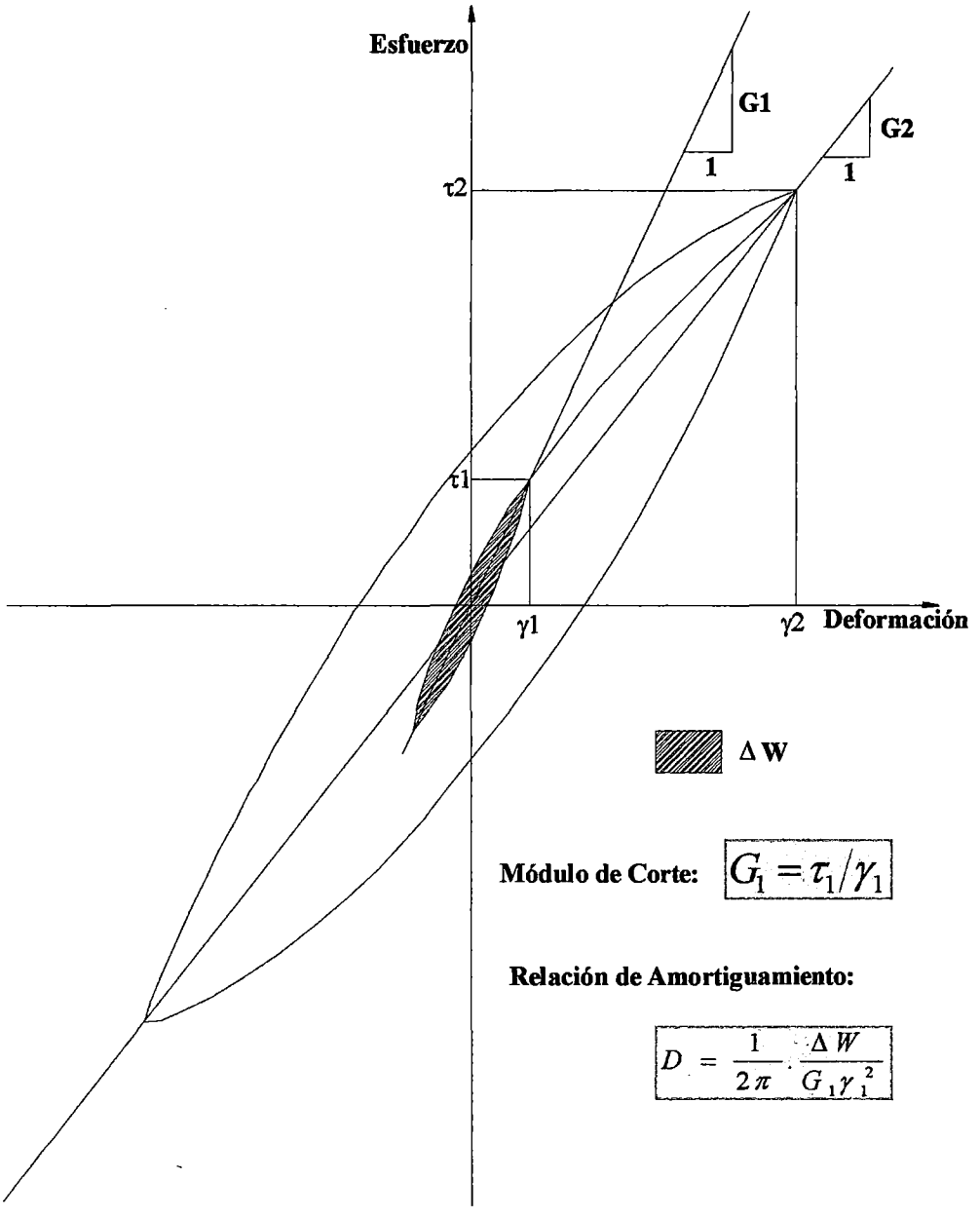



**Fig.2.1:** Histéresis de relaciones esfuerzo-deformación para diferentes amplitudes de deformación

## 2.2 PARÁMETROS DINÁMICOS DE SUELOS ARENOSOS

### 2.2.1 Módulo Cortante

Un amplio estudio de los factores que afectan el módulo de corte, y amortiguamiento de los suelos y expresiones para determinar estas propiedades ha sido presentado por Hardin y Drenevich (1970). Este estudio sugiere que los principales factores que afectan el módulo de corte y amortiguamiento son:

Amplitud de deformación ---------- $\gamma$
Esfuerzo principal efectivo medio ---------- $\sigma'_m$
Relación de vacíos ---------- e
Número de ciclos de carga ---------- N
Grado de saturación para suelos cohesivos ---------- S

Y algunos factores menos importantes como:

Esfuerzo cortante octaédrico
Relación de sobre consolidación ---------- OCR
Parámetros de resistencia de esfuerzo efectivo, ---------- c' y $\phi'$
Efectos del tiempo

Presentando relaciones para determinar los valores del módulo de corte máximo (esencialmente para deformación nula) y las variaciones del módulo de corte máximo con incrementos de la deformación. La expresión propuesta para el módulo de corte máximo es la siguiente:

$$G_{max}=320.89\frac{(2.973-e)^2}{(1+e)}(OCR)^a P_a\left(\frac{\sigma'_m}{P_a}\right)^{1/2} \qquad (1)$$

Donde:

$G_{max}$= módulo de corte máximo, en kg/cm$^2$,

e = relación de vacíos,

OCR= relación de sobre consolidación,

a= parámetro que depende del IP del suelo, y

$\sigma'_m$= esfuerzo principal efectivo medio, en kg/cm$^2$

$P_a$= Presión atmosférica

El valor del parámetro **"a"** puede obtenerse de la siguiente **Tabla 2.1**

**Tabla 2.1**

| IP | a |
|---|---|
| 0 | 0.00 |
| 20 | 0.18 |
| 40 | 0.30 |
| 60 | 0.41 |
| 80 | 0.48 |
| >=100 | 0.50 |

El valor del módulo **G** en un nivel de deformación $\gamma$ es evaluado por la siguiente relación:

$$G = \frac{G_{max}}{(1 + \gamma / \gamma_r)} \tag{2}$$

Donde:

$$\gamma_r = \frac{\tau_{max}}{G_{max}} \tag{3a}$$

$$\tau_{max} = \left\{ \left( \frac{1+K_o}{2} \sigma'_v \operatorname{sen} \phi' + c' \cos \phi' \right)^2 - \left( \frac{1-K_o}{2} \sigma'_v \right)^2 \right\}^{1/2} \tag{3b}$$

$K_o$ = Coeficiente de esfuerzo lateral en reposo,

$\sigma'_V$ = Esfuerzo vertical efectivo, y

c' y $\phi'$ = Parámetros de resistencia estática en términos de esfuerzo efectivo.

También se presentan relaciones para evaluar la relación de amortiguamiento. La relación de amortiguamiento, $\lambda$, en un nivel deformación, $\gamma$, esta dado por:

$$\lambda = \frac{\lambda_{max} \cdot \gamma / \gamma_r}{1 + \gamma / \gamma_r} \tag{4}$$

Donde:

$\lambda_{max}$ = Es la relación de amortiguamiento máximo para deformaciones muy grandes.

Para arenas limpias, $\lambda_{max}$ (en %) es evaluado por:

$$\lambda_{max} = D - 1.5 \log N \tag{5}$$

Donde:

D = 33% para arenas limpias secas ó D = 28% para arenas limpias saturadas, y N es igual número de ciclos.

Las relaciones desarrolladas por Hardin y Drnevich muestran claramente que los valores del módulo para arenas son bastante afectadas por las presiones de confinamiento, la amplitud de deformación y la relación de vacíos (o densidad relativa) pero no significativamente por las variaciones de las características en el tamaño del grano u otros factores. Así para propósitos prácticos, una relación apropiada entre el módulo de corte y la presión de confinamiento esta dada por la ecuación simplificada (Seed e Idriss, 1970):

$$G = 21.7 K_2 P_a \left( \frac{\sigma'_m}{P_a} \right)^{1/2} \text{, en unidades de } P_a \tag{6}$$

En esta expresión la influencia de la relación de vacíos y la amplitud de deformación es expresada a través de su influencia sobre el coeficiente del módulo del suelo, $K_2$. Para cualquier arena, este coeficiente tiene un valor máximo $(K_2)_{max}$ para deformaciones muy bajas del orden de $10^{-4}$%.

La influencia de otros factores sobre $K_2$ se ilustra en la **Fig.2.2**, los cuales fueron calculados usando las relaciones sugeridas por Hardin y Drnevich. Estos gráficos se presentan para ilustrar la influencia de $\phi'$, el esfuerzo vertical efectivo ($\sigma'_v$), $K_o$, y la relación de vacíos sobre las relaciones calculadas entre $K_2$ y la amplitud de deformación. Puede observarse que:

a) A deformaciones muy bajas ($\gamma <= 10^{-3}$%), $K_2$ depende únicamente de la relación de vacíos "**e**"
b) A deformaciones intermedias ($10^{-3} < \gamma < 10^{-1}$%) la variación de $K_2$ con la deformación es ligeramente influenciada por el esfuerzo vertical, y muy ligeramente por variaciones de $\phi'$ y $K_o$. Sin embargo los valores de $K_2$ están aún fuertemente influenciados por la relación de vacíos.
c) A deformaciones muy altas ($\gamma > 10^{-1}$%) los valores de $K_2$ están influenciados ligeramente por el esfuerzo vertical pero son fundamentalmente independientes de $K_o$, $\phi'$ y **e**.

Así para propósitos prácticos, para determinar el valor de $K_2$ se deben tener en cuenta principalmente la relación de vacíos o densidad relativa y la amplitud de deformación. Esta conclusión ha sido también presentada en estudios realizados por Kuribayashi et al (1974) y Krizek et al 1974. Valores representativos de la relación entre $K_2$ y diferentes valores de la relación de vacíos para arenas son determinados por las ecuaciones de Hardin y Drnevich para un esfuerzo efectivo vertical de 1.50 kg/cm$^2$, Ko = 0.4 y $\phi' = 36°$, los cuales se muestran en la **Fig.2.3**.

Yoshimi et al, 1977 sugirieron que la ecuación (1) es más aplicable para arenas con granos angulares y que para arenas con granos redondeados es más apropiado usar la ecuación.

$$G_{max} = 182.62 * \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} P_a * \left(\frac{\sigma'_m}{P_a}\right)^{1/2} \quad (7)$$

Sin embargo, este cambio tiene poca influencia sobre las relaciones generales presentada en la **Fig.2.3**. Para todos los propósitos prácticos obtenemos los mismos valores de $(K_2)_{max}$ para una relación de vacíos de 0.4 y valores ligeramente más bajos de $(K_2)_{max}$ para una relación de vacíos de 0.9.

Otros investigadores, usando diferentes procedimientos y ensayos de laboratorio, han presentado también datos sobre la relación entre estos factores. Basados en una revisión de estudios por Weissman y Hart (1961), Richart et al. (1962), Drnevich et al. (1966), Seed (1968), Silver y Seed (1969) y Hardin y Drnevich (1970), los cuales expresaron medidas del módulo para arenas en términos de densidad relativa, Seed e Idriss (1970) proponen las relaciones entre $K_2$ y la deformación cortante para arenas con diferentes densidades relativas (**Fig.2.4**). Estas relaciones son generalmente muy similares a aquellas presentadas en la **Fig.2.3**.

Ambas aproximaciones demuestran que los valores máximos de $(K_2)_{max}$ para arenas, están comprendidos desde aproximadamente 30 para arenas sueltas y aproximadamente 75 para arenas densas. La buena correlación entre los resultados en las **Fig.2.3** y **Fig.2.4** indican que se pueden obtener valores razonables para el módulo de corte de arenas usando cualquiera de las curvas de la **Fig.2.4** ó usando las ecuaciones de Hardin y Drnevich. Cuando se obtienen datos de campo en términos de resistencia a la penetración estándar (ensayos de **SPT**), la información en la **Fig.2.4** es probablemente la más conveniente; pero para otros propósitos, el cálculo directo de las ecuaciones 1, 2 y 3 pueden ser requeridas.

Si cada una de las relaciones presentadas en la **Fig.2.3** y **Fig.2.4** se vuelven a graficar para presentar la variación con la deformación cortante de la relación del módulo de corte a una deformación "$\gamma$" sobre el módulo de corte en una deformación cortante de $10^{-4}$% los resultados caen dentro de una banda relativamente estrecha, como se muestra en la **Fig.2.5**. Muchos investigadores han encontrado resultados en el mismo rango general, (e.g. Iwasaki et al. 1976; Kokusho, 1980; Prakask y Puri, 1981). Así, se puede obtener

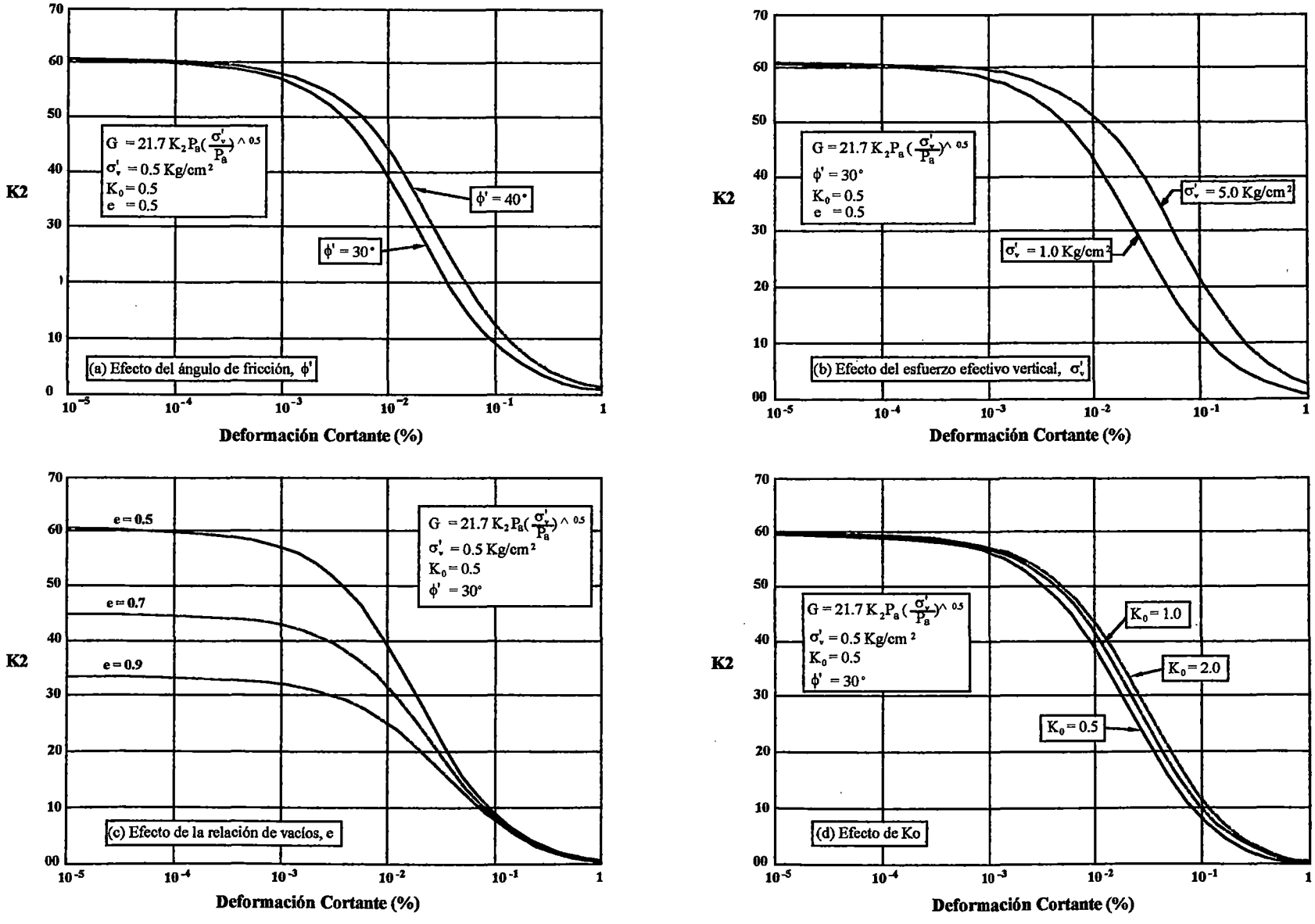



**Fig.2.2: Influencia de diferentes factores sobre el módulo de corte de arenas (Basados en las expresiones de Hardin y Drnevich)**

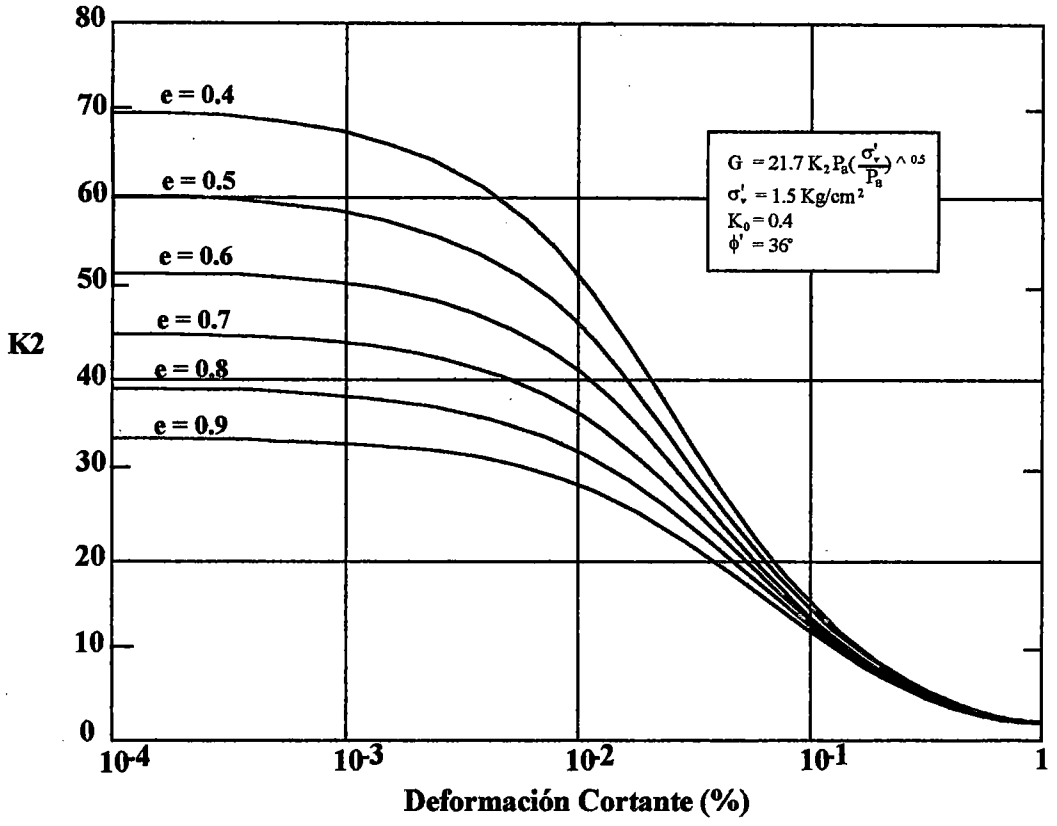



**Fig.2.3: Módulo de corte de arenas para diferentes relaciones de vacios**
**(Basado en las expresiones de Hardin y Drnevich)**

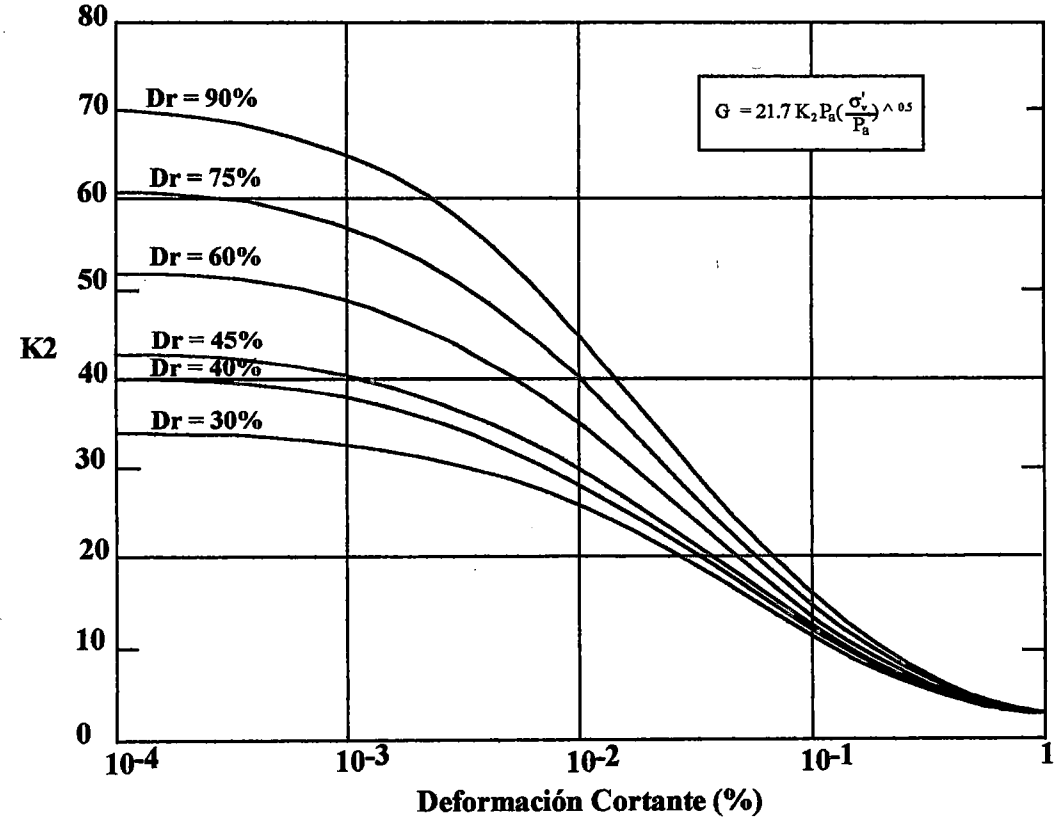



**Fig.2.4: Módulo de corte de arenas para diferentes densidades relativas**

una buena aproximación para el módulo vs. la relación de deformación cortante para cualquier arena para determinar el módulo en un nivel de deformación muy pequeño, explicados por métodos de propagación de onda en el campo, y reduciendo este valor para otros niveles de deformación de acuerdo con los resultados indicados por la línea discontinua promedio mostrado en la **Fig.2.5**.

Los estudios de Prakash y Puri, usando pruebas in-situ indican que para arenas limosas la curva de atenuación del módulo puede ser ligeramente más plana que aquella presentada en la **Fig.2.5**, la diferencia es relativamente pequeña.

Las ecuaciones de Hardin y Drnevich (**Fig.2.2**) y los resultados experimentales de Shibata y Soelarmo (1975) y Iwasaki et al., (1976) muestran que la curva de atenuación para arenas es ligeramente afectada por la presión de confinamiento.

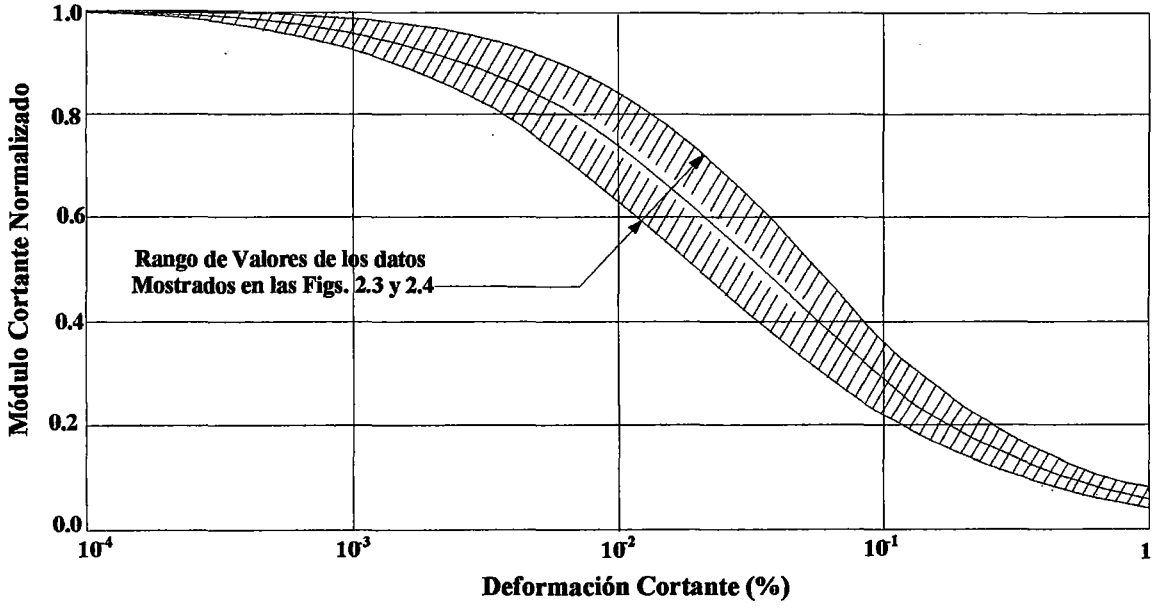



**Fig.2.5:** Variación del módulo de corte con la deformación cortante para arenas (Después de Seed and Idriss, 1970)

### 2.2.1.1 Comparación de $(K_2)_{max}$ determinado en laboratorio y ensayos de campo.

Los valores de $K_2$ presentados en las **Fig.2.3** y **Fig.2.4** están basados en ensayos de laboratorio sobre arenas. Se observa que para muestras relativamente densas, los valores de $(K_2)_{max}$ determinados para deformaciones muy bajas en especimenes ensayados en el laboratorio están típicamente en el rango de 50 a 75. Los resultados de un número de determinaciones del módulo de corte para arenas en niveles de deformación muy bajos por medio de medidas de velocidades de onda cortante in-situ son resumidos en la **Tabla 2.2**. Las seis investigaciones realizadas para arenas densas a muy densas (excluyendo arenas arcillosas y en parte cementada) proporcionan valores para $(K_2)_{max}$ en el rango de 44 a 86. Así aparecen estar en buena concordancia general entre los resultados de laboratorio e investigaciones in-situ.

**Tabla 2.2:** Módulo de corte de arenas basadas en mediciones de velocidad de onda cortante in-situ.

| Suelo | Localización | Prof.(m) | $K_2$ |
|---|---|---|---|
| Arena suelda húmeda | Minnesota | 3.048 | 34 |
| Arena densa seca | Washinton | 3.048 | 44 |
| Arena densa saturada | So. California | 15.240 | 58 |
| Arena densa saturada | Georgia | 60.960 | 60 |
| Arena limosa densa saturada | Georgia | 18.288 | 65 |
| Arena densa saturada | So. California | 91.440 | 72 |
| Arena limosa extremadamente densa | So. California | 38.100 | 86 |
| Arena densa seca (ligeramente cementada) | Washington | 19.812 | 166 |
| Arena arcillosa húmeda | Georgia | 9.144 | 119 |

* Módulo de corte, $G = 21.7 K_2 P_a \left( \frac{\sigma'_m}{P_a} \right)^{1/2}$ en unidades de $P_a$

Evidencias adicionales a estos resultados son proporcionadas por los estudios de Ohta y Goto 1976. Sobre la base de numerosas mediciones de velocidad de onda cortante en el campo, estos investigadores presentaron la siguiente ecuación.

$$V_s(m/s) = 69\, N_j^{0.17} D^{0.2} F_1 F_2 \qquad (8)$$

Donde:

$N_j$ = valor de **N** medido según el ensayo de **SPT** en la práctica Japonesa

D = Profundidad del suelo debajo de la superficie de cimentación, en metros

$F_1$ = Factor que depende de la naturaleza del suelo, tiene un valor de 1 para depósitos aluviales y 1.3 para depósitos diluviales

$F_2$ = Factor, que depende de la naturaleza del suelo, tal como se muestra en el siguiente cuadro.

| Tipo de Suelo | Factor $F_2$ |
|---|---|
| Arcilla | 1.00 |
| Arena Fina | 1.09 |
| Arena Mediana | 1.07 |
| Arena Gruesa | 1.14 |
| Grava Arenosa | 1.15 |
| Grava | 1.45 |

Así para arenas y depósitos de grava arenosa, el valor promedio de $\mathbf{F_1}$ es aproximadamente 1.15 y el valor promedio de $\mathbf{F_2}$ es ajustado a 1.1 para que el producto de $F_1F_2$ esté típicamente muy próximo a 1.25. Convirtiendo los resultados a unidades pies/s con mediciones prácticas de los valores de **N**, la ecuación (8) se reduce a:

$$V_s = 220 * N_{60}^{0.17} * D^{0.2} \quad \text{pies/s} \qquad (9)$$

Donde:

$N_{60}$ = Valor de **N** medido en el ensayo de **SPT** liberando 60% de la energía teórica de caída libre del martillo y

D = Profundidad del suelo, en pies.

Realmente, debido al pequeño valor de la potencia de $N_j$ en la ecuación original, la diferencia de los valores de **N** del **SPT** puede ser obviada para todos los propósitos prácticos, adicionalmente:

$$G_{max} = \frac{\gamma}{g} V_s^2 \tag{10}$$

La ecuación (9) proporciona una correlación entre $\mathbf{G_{max}}$ y el valor de **N** del **SPT**, basado en datos de ensayos de campo. Asumiendo $\gamma$ =120psf, sustituyendo la ecuación (9) en la Ecuación (10) resulta:

$$G_{max} = 180 * 10^3 N_{60}^{0.34} D^{0.4} \tag{11}$$

Si el nivel freático esta a una profundidad relativamente superficial debajo de la superficie de cimentación, el esfuerzo efectivo a profundidades debajo de los 10 pies puede ser expresado aproximadamente por:

$$\sigma'_o \cong 62.5\ D \tag{12}$$

Así:

$$D = \sigma'_o / 62.5 \tag{13}$$

Sustituyendo la ecuación (13) en la ecuación (11) resulta:

$$G_{max} \cong 35 * 1000\ N_{60}^{0.34} (\sigma'_o)^{0.4} \tag{14}$$

Notando que: $N = N_1/C_N$ resulta:

$$G_{max} \cong 35 * 1000\ (N_1)_{60}^{0.34} \frac{(\sigma'_o)^{0.4}}{C_N^{0.34}} \tag{15}$$

Se muestra fácilmente que con un alto grado de precisión para esfuerzos efectivos arriba 3.0 kg/cm²

$$\frac{(\sigma'_o)^{0.4}}{C_N^{0.34}} \cong 0.47\ (\sigma'_o)^{0.5} \tag{16}$$

Y de este modo, la ecuación (15) se puede rescribir como:

$$G_{max} \cong 16.5 * 1000\ (N_1)_{60}^{1/3} (\sigma'_o)^{1/2} \tag{17}$$

Para depósitos normalmente consolidados se usa $\sigma'_m = 0.65 * \sigma'_o$ y así:

$$G_{max} \cong 1000\ * 20 (N_1)_{60}^{1/3} (\sigma'_m)^{1/2}) \tag{18}$$

Se nota que esta ecuación tiene la misma forma de la ecuación (6), proporcionando:

$$(K_2)_{max} \cong 20\ (N_1)_{60}^{1/3} \tag{19}$$

Los valores de $(K_2)_{max}$ determinados de la ecuación (19) para valores de $N_1$ comprendidos en el rango $N_1$=5 (arenas sueltas) a $N_1$=44 ( arenas muy densas), se muestran en el siguiente cuadro.

| $(N_1)_{60}$ | $(K_2)_{max}$ |
|---|---|
| 5 | 34 |
| 8 | 40 |
| 10 | 43 |
| 18 | 52 |
| 28 | 61 |
| 44 | 71 |

Estos valores de $(K_2)_{max}$ están en el mismo rango que aquellos presentados en las **Fig.2.2** y **Fig.2.4** proporcionando una aproximación adicional de la similitud de los valores de $(K_2)_{max}$ de laboratorio y los determinados en el campo.

### 2.2.2 Relación de Amortiguamiento

De los estudios de los factores que influyen sobre las relaciones de amortiguamiento de arenas, Hardin y Drnevich concluyeron que la deformación cortante, esfuerzo principal medio efectivo ($\sigma'_v$ y $\mathbf{K_o}$), relación de vacíos y número de ciclos son muy importantes, mientras que el esfuerzo cortante octaédrico, ángulo de fricción y grado de saturación tienen menores efectos. Como en el caso del módulo, los efectos de variación característica en el tamaño del grano son considerados relativamente insignificantes.
Es evidente que los factores de $\phi'$, $\mathbf{K_o}$, relación de vacíos y grado de saturación son relativamente menores, y pueden ser fácilmente notados en la ecuación para la relación de amortiguamiento máximo:

$$\lambda_{max} \cong 30 - 1.5 \log N \qquad (20)$$

Si los valores de $\lambda$ son determinados para valores cercanos a N = 5 ciclos, los valores para otros números de ciclos en el rango de interés ( 5 a 30) no serán significativamente diferentes.

Así el principal factor que afecta la correlación entre la relación de amortiguamiento y deformación cortante es la presión vertical de confinamiento $\sigma'_v$. Para presiones menores de 0.25 kg/cm$^2$ aproximadamente, el efecto del cambio de presiones puede ser significativo pero excluyendo estas presiones muy bajas, las cuales presentan condiciones a pocos metros de la superficie del suelo, el efecto de variaciones en la presión es muy pequeño comparado con el efecto de deformación cortante, y un promedio de la relación de amortiguamiento vs la relación de deformación cortante determinado para un esfuerzo vertical efectivo de 1 a 1.5 kg/cm$^2$ parece ser adecuado para muchos propósitos prácticos. Considerando la disipación potencial de los datos del ensayo para relaciones de amortiguamiento (**Fig.2.6**), incluso aquellos obtenidos por el mismo investigador usando el mismo procedimiento de ensayo, la adopción de tal relación promedio puede ser aun más justificada.

Relaciones limitadas superior e inferior aproximadas entre la relación de amortiguamiento y deformación cortante son mostradas por las líneas discontinuas en la **Fig.2.6** y una relación promedio representativa para todos los datos del ensayo es mostrada por la línea sólida. Esta relación promedio es probablemente para valores proporcionados por la relación de amortiguamiento con suficiente exactitud para muchos propósitos prácticos.

Las curvas en la **Fig.2.6** también proporcionan una base para evaluar la relación entre la relación de amortiguamiento y la deformación cortante para arenas en particular para los cuales se disponen de datos limitados de ensayo. Si se determina el valor de la relación de amortiguamiento para un nivel de deformación de 0.1 a 0.5%, las relaciones de amortiguamiento probables para otras deformaciones pueden ser estrechamente aproximadas por el trazo de una línea por el punto del dato conocido paralela a las curvas presentadas en la **Fig.2.6**.

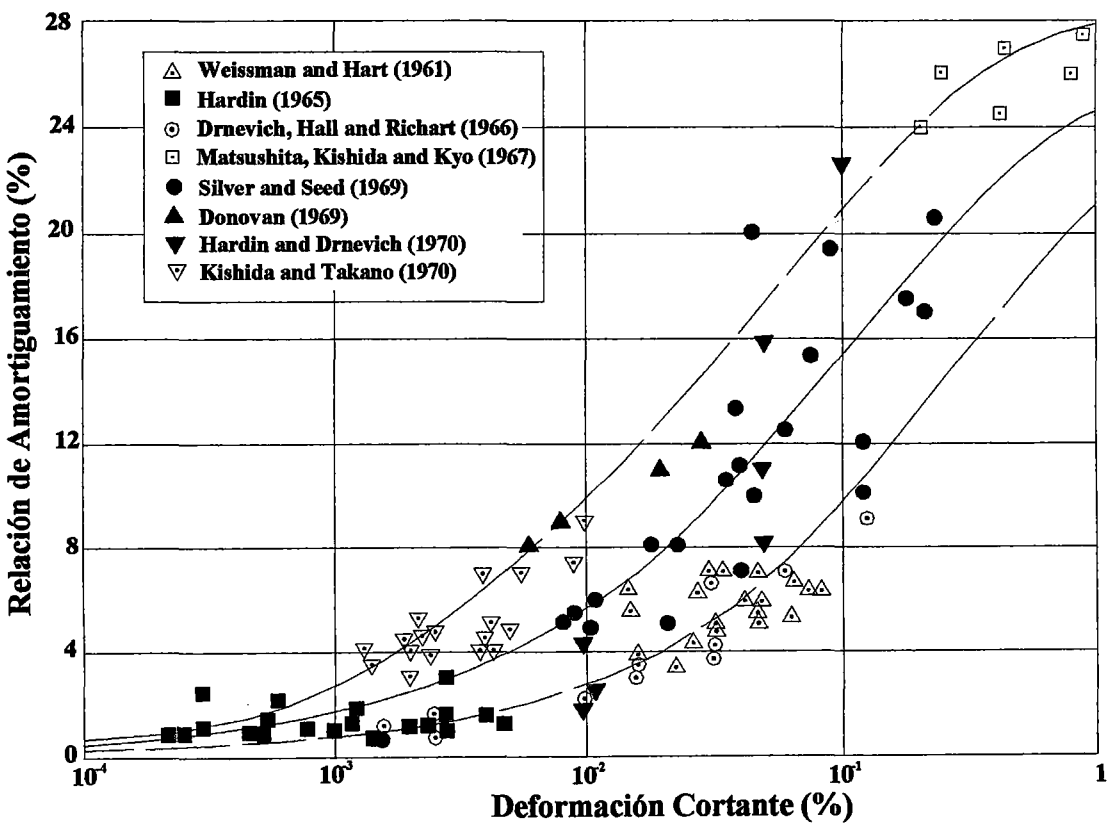



**Fig.2.6:** Relación de amortiguamiento para arenas

## 2.3 PARÁMETROS DINÁMICOS DE SUELOS GRAVOSOS

### 2.3.1 Módulo Cortante

Probablemente a causa del diámetro grande de los especimenes que se requieren para la ejecución de ensayos de laboratorio (cerca de 12"), no ha sido virtualmente estudiado en el laboratorio el módulo de corte y la relación de amortiguamiento para suelos gravosos.

Se ha reconocido extensamente, sin embargo, que las velocidades de onda cortante que son significativamente superiores en gravas que en arenas, indicando que el coeficiente del módulo $\mathbf{K_2}$ es también superior. Los resultados de muchas determinaciones de $\mathbf{K_2}$ para suelos gravosos, basado en medidas de velocidad de onda cortante in-situ son resumidos en la **Tabla 2.3**, en la cual se ve que para niveles de deformación pequeña los valores del módulo están entre 1.25 y 2.50, mayores para suelos gravosos que para arenas densas.

Para completar los pocos datos disponibles concernientes a la relación del módulo de corte con la deformación cortante para suelos gravosos, en 1984 Seed et al, realizaron una extensa serie de ensayos realizados en muestras de 12" de diámetro de varios tipos de grava en la Universidad de California. Los ensayos fueron realizados en muestras isotrópicamente consolidadas de suelos gravosos bajo condiciones de carga cíclica no drenada.

**Tabla 2.3**: Módulo de corte de suelos gravosos basado en medidas de velocidad de onda cortante in-situ.

| Suelo | Localización | Prof.(m) | $K_2$ |
|---|---|---|---|
| Arena, grava y cantos rodados con poca arcilla | Caracas | 61 | 90 |
| Arena densa y grava | Washinton | 45.72 | 122 |
| Arena, grava y cantos rodados con poca arcilla | Caracas | 77.72 | 123 |
| Arena densa y grava arenosa | So. California | 53.34 | 188 |

* Módulo de Corte: $G = 21.7 K_2 P_a \left( \frac{\sigma'_m}{P_a} \right)^{1/2}$ en unidades de $P_a$

### 2.3.1.1 Mineralogía

Los suelos ensayados incluyen grava uniformemente graduada de la presa de Oroville desde $1^{1/2}$" a 3/4", grava bien graduada de la presa Pirámide, grava preparada bien graduada de roca arenisca de Venado, y el depósito de grava natural de Livermore.

Para el caso de la grava de Oroville el material era bien redondeado mientras que las partículas finas eran sub-redondeadas a sub-angulares. Las partículas (que eran mayormente anfibolitas) eran duras y muy difíciles, casi imposibles de romper con un martillo. La gravedad específica para la porción de los materiales mayores que ¼" en tamaño era aproximadamente 2.94, y para la porción de materiales menores que ¼" era aproximadamente 2.86, presentando un cambio de mineralogía con el tamaño.

El material de la Presa Pirámide es el material de enrocamiento para el espaldón de la sección de esta Presa en el Sur de California, producido por la voladura de la cantera y por partículas individuales, compuestas de argilita, de forma muy angular. Durante el remoldeo en laboratorio se observó que las partículas de roca individual se podían romper en varias piezas con un martillo.

La roca arenisca de Venado fue obtenida de una estratificación media a densa de piedra arenisca de la formación Venado, del Cretáceo Superior, expuesta a 500 m aguas abajo del arroyo del emplazamiento de presa. Después de la voladura, grandes fragmentos de roca arenisca no interperizada, de 1 m de tamaño mínimo, fueron seleccionados para ser trituradas. Estos fragmentos grandes de roca arenisca de grano fino-medio de color gris claro estaban bien cementadas. Las partículas individuales después de ser trituradas eran muy angulares y comparativamente frágiles, rompiéndose en varios fragmentos y polvo con el golpe de un martillo. Este material era mucho más blando que el material de la Presa de Oroville y un poco más blando que el material de la Presa Pirámide.

El depósito de grava natural de Livermore fue obtenida del plano aluvial del valle de Livermore, 1.5 Km al este de Pleasanton, 56 Km, al este de Oakland California. Había una pequeña variación en la gradación del material en el depósito, con un promedio cerca de 56% de grava, 36% de arena y 8% de arcilla y limo. Cerca de 98% de la grava era

menor a 3". Había cierta deficiencia de material en las mallas 30 y 50. Las partículas individuales eran bien redondeadas a redondeadas, relativamente duras y muy difíciles o casi imposibles de romper con un martillo.

Una descripción más detallada de los materiales ha sido presentada por Marachi, Chan, Seed y Duncan (1969). La gravedad específica y relación de vacíos máxima y mínima de varios ensayos de suelos están dados en la **Tabla 2.4**. El método de determinación de densidades relativas es descrito por Wong, Seed y Chan, 1974).

**Tabla 2.4**: Gravedad específica máximo y mínimo relación de vacíos de suelos ensayados

| Nombre | Dimensiones | Gravedad Específica | $e_{max}$ | $e_{min}$ |
|---|---|---|---|---|
| Material Presa Oroville | 1 ½" a ¾" | 2.94 | 0.81 | 0.52 |
| Material Presa Oroville | 2" a N°200 | 2.90 | 0.46 | .176 |
| Material Presa Pirámide | 2" a N°200 | 2.62 | 0.737 | 0.366 |
| Roca Arenisca de Venado | 2" a N°200 | 2.74 | 0.923 | 0.435 |
| Depósito Natural de Livermore | 2" a N°200 | 2.65 | 0.455 | 0.166 |

**a) Método de comprobación**

El módulo de corte y las características de amortiguamiento de los suelos son determinados de la relación histerética esfuerzo-deformación determinadas por ensayos triaxiales cíclicos no drenados. Para cada ciclo de carga se dibuja el lazo histerético. El módulo equivalente se obtiene de la secante del lazo que representa el módulo promedio del lazo histerético. La relación de amortiguamiento equivalente, $\lambda_{eq}$, para una deformación cortante $\gamma_1$ se determina del área que incide el lazo histerético usando procedimientos estándar (Seed y Idriss, 1970). Como los lazos histeréticos son una función de la deformación máxima aplicada, el módulo equivalente y la relación de amortiguamiento equivalente son dependientes de la deformación. De los valores de módulo de corte determinados de ésta manera se obtuvieron los valores del coeficiente de módulo $\mathbf{K_2}$.

Como $\mathbf{K_2}$ es independiente de la presión de confinamiento, los ensayos fueron conducidos para determinar la influencia de la amplitud de deformación y la densidad relativa sobre

el parámetro $\mathbf{K_2}$ para varios tipos de materiales gravosos. Especimenes de diferentes densidades para cada material fueron preparados y consolidados bajo un esfuerzo de confinamiento efectivo inicial de 2 kg/cm$^2$. Cada espécimen fue entonces sometido a una amplitud de deformación axial muy pequeña (en el orden de ±0.0003%) para cada 6 ciclos sin drenar. La presión de poros, que se genera ligeramente durante la aplicación de los ciclos de deformación, se libera después del sexto ciclo. Se permitió cierto tiempo para que la muestra alcance un estado de equilibrio antes de otros 6 ciclos de deformación del doble de la amplitud original aplicada. Esto se realizó en forma continua hasta alcanzar ± 0.2% de amplitud de la deformación axial.

El volumen de un espécimen disminuye cuando la presión de poros es liberada al abrir la válvula de drenaje así la muestra se vuelve un poco más densa. El cambio de volumen depende de la amplitud de deformación axial y él número de ciclos de deformación aplicada. Se encontró que la cantidad de cambio en la densidad es despreciable para amplitudes de deformación pequeñas y era aún muy pequeña para amplitudes de deformación uniforme hasta ±0.2%, sí el número de ciclos de deformación era limitado. Sin embargo, el valor de $\mathbf{K_2}$ es mucho menos afectado por la densidad para amplitudes de deformación superior. Por esto se cree que el re-uso de muestras para deformaciones superiores aun dan resultados muy razonables sí el número de ciclos de deformación aplicada es limitado. Para investigar esto más plenamente, sin embargo, pocas muestras se sometieron directamente a amplitudes de deformación altas después de la consolidación. A la vez su módulo y valores de amortiguamiento se encontraron que estaban muy cerca de aquellas obtenidas de muestras que previamente estuvieron sujetas a deformaciones cíclicas más pequeñas.

También se observó que **G** y $\sigma'_m$ varían hasta cierta magnitud al incrementar el número de ciclos para cada amplitud de deformación. Para propósitos de comparación, se considera que los valores más apropiados de $\mathbf{K_2}$ se calculan para esfuerzos de confinamiento efectivos iniciales $\sigma'_m$ y el módulo cortante **G** en el quinto ciclo, desde entonces éste se consideró un promedio representativo para muchos terremotos.

**b) Resultados de ensayos para gravas bien graduadas**

Los resultados de los ensayos para muestras de material bien graduado para la presa de Oroville, preparado para diferentes densidades relativas, indican que:

1) El valor de $\mathbf{K_2}$ decrece notablemente mientras que la deformación cortante cíclica se incrementa.
2) El valor de $\mathbf{K_2}$ se incrementa con un incremento en la densidad relativa.

Ensayos similares fueron realizados para las gravas preparadas del material para la presa Pirámide y de la roca arenisca de Venado. Se debe notar que el material de la Presa Pirámide y roca arenisca de Venado se ensayaron usando la misma gradación, el material de la Presa Pirámide que es algo más resistente que la roca arenisca de Venado, lo cual se refleja en los valores más altos de $\mathbf{K_2}$ para este material.

Los valores de $\mathbf{K_2}$ para los cuatro tipos de material, junto con los valores típicos de arenas (**Fig.2.4**), están resumidos en la **Fig.2.7**, para gravas que tienen una densidad relativa de aproximadamente 75% y en la **Fig.2.8** para gravas de aproximadamente 95% de densidad relativa. Se encontró que la grava de la Presa de Oroville es la más rígida en comparación a estos materiales. Sin embargo, los valores de $\mathbf{K_2}$ para gravas y grava arenisca de Venado y el depósito natural de Livermore se encontró que están muy cerca de aquellas para arenas. Los valores de $\mathbf{K_2}$ para el material de la Presa Pirámide se localizó entre aquellos materiales para la Presa Oroville y aquellos para arenas.

Es interesante notar que los valores de $(\mathbf{K_2})_{max}$ para éstas 4 gravas diferentes están en el rango de aproximadamente 75 a 135 dependiendo de la densidad relativa del suelo y la dureza de las partículas. El límite inferior de estos valores es significativamente menor que aquellos obtenidos a partir de los ensayos de campo mostrados en la **Tabla 2.3**, y podría haber sido atribuido a las partículas blandas de roca arenisca de Venado; estos valores generalmente no son similares a aquellos determinados para la grava natural de Livermore. En total aparecía que los valores de $(\mathbf{K_2})_{max}$ para gravas bien graduadas relativamente densas están probablemente en el rango de aproximadamente 80 a 180, comparado con el rango de 55 a 80 para arenas. Sin embargo, el módulo de atenuación para tales gravas es completamente similar a aquellos para arenas, como se ilustra en el

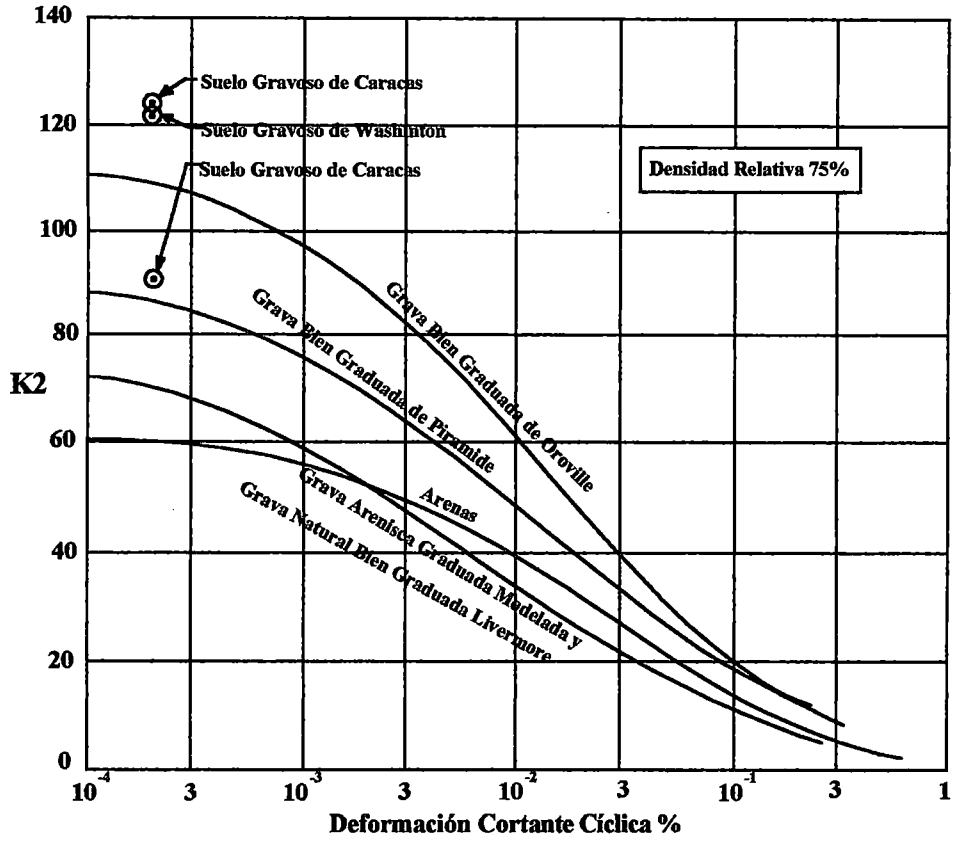



**Fig.2.7: Comparación del Módulo Cortante para Suelos Gravosos y arenas para Dr=75%**

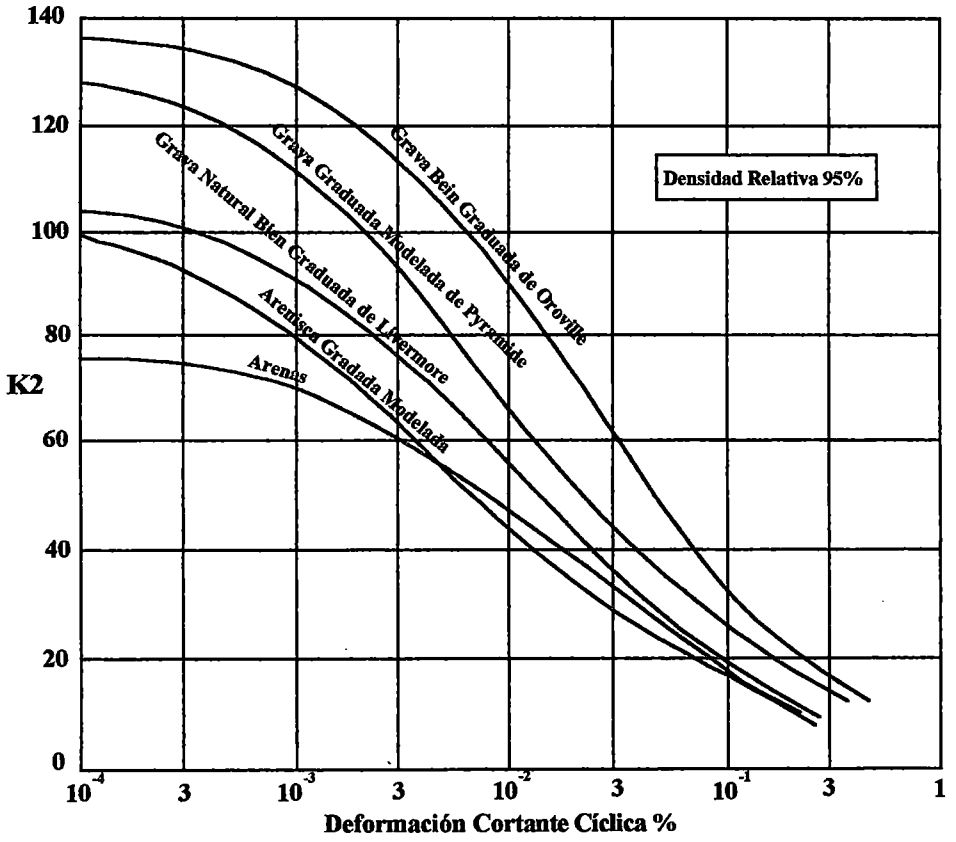



**Fig.2.8 Comparación del Módulo Cortante para Suelos Gravosos y arenas para Dr=95%**

gráfico del módulo normalizado versus la deformación cortante graficado para datos de ensayos de grava (**Fig.2.9**). Se observa que las curvas de atenuación del módulo en la figura son ligeramente más tendidas que aquellas para arenas presentadas en la **Fig.2.5**.

Es interesante notar que los resultados de ensayos en la grava uniforme de Oroville con partículas de tamaño del rango ¾" a 1 ½" presentaron valores del módulo únicamente cerca de 10% menores que aquellos para grava bien graduada de Oroville en niveles deformación cortante bajos (aproximadamente menos que el $10^{-2}$%) y hasta diferencias más pequeñas en niveles deformación aproximadamente cerca de $10^{-2}$%. La gradación no parece ser un factor significativo que determine el módulo de corte de gravas, puede considerarse que este resultado es generalmente representativo para otros tipos de gravas.

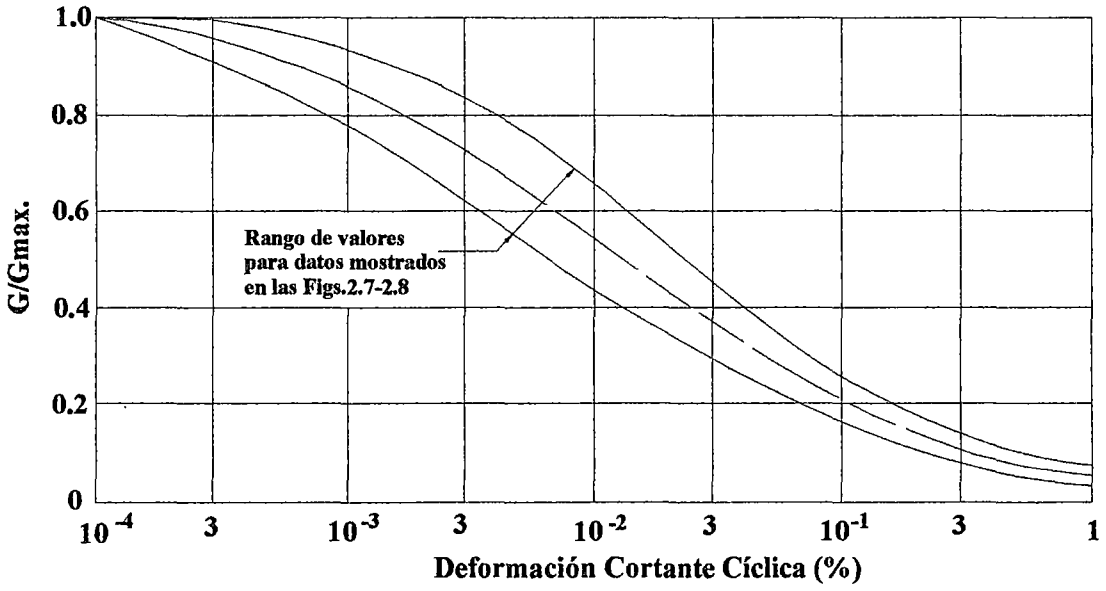



**Fig.2.9:**Variación del módulo cortante con la deformación cortante para suelos gravosos

### 2.3.2 Relación de amortiguamiento

Los lazos histeréticos en el quinto ciclo para cada amplitud de deformación, en la cual el módulo de los materiales fue determinado en las secciones previas, también se usó para evaluar las relaciones de amortiguamiento equivalente de diferentes materiales. Los valores medidos correspondientes a todos los materiales con una densidad relativa de 80%, de los cuales se deduce que las variaciones con el tipo de materiales son pequeñas.

Un estudio cuidadoso de los resultados de los ensayos muestra que para el material bien graduado de Oroville, material de Pirámide, grava y arena de Livermore, las relaciones de amortiguamiento fueron ligeramente mayores para densidades superiores. Como la relación de amortiguamiento indica la cantidad de energía disipada durante cada ciclo, se puede esperar que el material denso disipe más energía y, así, tener una relación de amortiguamiento mayor que los materiales sueltos. Sin embargo, este fenómeno no fue claramente evidente para la roca arenisca de Venado cuyas relaciones de amortiguamiento caen dentro de una pequeña banda para todas las densidades.

Para investigar mejor el efecto de la densidad en las relaciones de amortiguamiento de los 4 tipos de material, se graficaron los promedios de las relaciones de amortiguamiento para los cuatro materiales diferentes con densidades relativas de aproximadamente 100%, 80% y 65%. La influencia de la densidad relativa sobre la relación de amortiguamiento aparece claramente en estos resultados, que se presentan en la **Fig.2.10**.

Las relaciones de amortiguamiento equivalente para el material de 1½" a ¾" uniformemente graduada de Oroville se encontró que eran muy similares a aquellas determinadas para el material bien graduado de Oroville, sugiriendo que no hay efecto significativo de la gradación en las relaciones de amortiguamiento.

En cuanto a la determinación del módulo, se encontró que la relación de amortiguamiento equivalente no es afectado significativamente por el número de ciclos en amplitudes de deformación muy pequeñas. Sin embargo, decrece en aproximadamente 3 a 4 veces su valor original después de 60 ciclos para una amplitud de deformación axial de ±0.2% impuesta. Debe notarse que se utilizó las relaciones de amortiguamiento en el quinto ciclo, en la comparación previa, puesto que se consideró que éste era un promedio representativo para muchos terremotos.

**a) Comparación de las relaciones de amortiguamiento equivalente de gravas y suelos gravosos con valores para arenas**

La relación entre deformación cortante y relación de amortiguamiento equivalente para arenas fue comparada, usando datos de una variedad de fuentes, los cuales son resumidos

en la **Fig.2.6**. Los valores medidos de la relación de amortiguamiento determinados en todos los ensayos en las cuatro gravas usadas son graficados en la **Fig. 2.10**, donde están comparadas también con el rango de valores para arenas presentado en la **Fig.2.6**. De estos resultados se puede concluir que las relaciones de amortiguamiento para gravas son muy similares a aquellas para arenas.

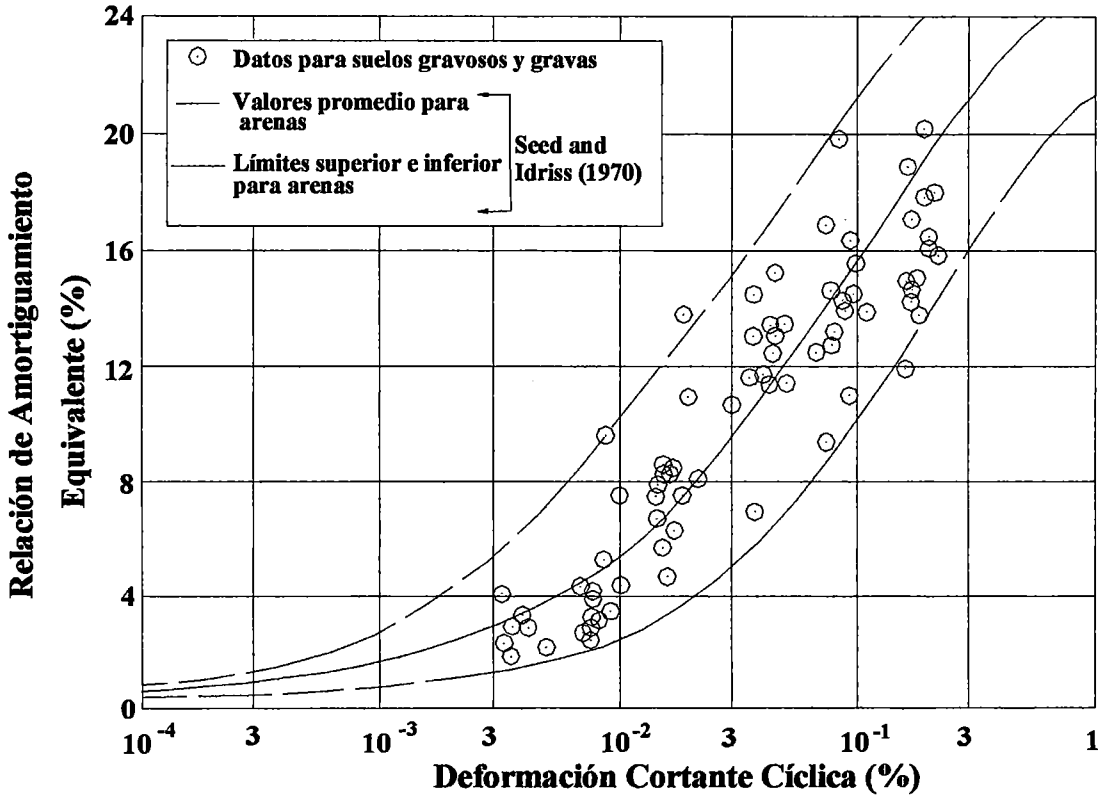



**Fig.2.10:** Comparación de las relaciones de amortiguamiento para suelos gravosos y arenas

## 2.4 PARÁMETROS DINÁMICOS DE SUELOS COHESIVOS

Las formas de las relaciones que expresan el módulo de corte y la relación de amortiguamiento como una función de la deformación cortante, juegan un importante rol en la determinación de los resultados del análisis de respuesta del terreno. Mucha información sobre la determinación de las propiedades dinámicas del suelo ha sido presentada desde antes de 1970. El propósito es resumir los datos disponibles sobre el módulo de corte dinámico y factores de amortiguamiento para suelos cohesivos bajo

condiciones de carga cíclica y presentar los resultados en forma tal que proporcione una guía útil en la selección de las características del suelo para propósitos de análisis.

### 2.4.1 Módulo Cortante

**a) Relaciones de reducción del módulo para materiales cohesivos**

A diferencia de las curvas de reducción del módulo reportadas para una variedad de arenas las cuales muestran una variación relativamente menor de una arena a otra (Iwasaki, 1978), las curvas de reducción del módulo para arcillas muestran una dispersión mayor, (Anderson y Richart, 1976). Es evidente que las curvas de reducción del módulo y la razón de reducción del módulo con deformación cortante para arcillas son altamente variables, lo cual es normalmente presentado sobre una gráfica de $\mathbf{G/G_{max}}$ vs deformación, donde $\mathbf{G_{max}}$ es el módulo para una deformación cortante menor de $10^{-4}$%. Esta reducción parece estar relacionado con las características de cada arcilla individual.

Las relaciones de reducción del módulo para arcillas han estado bajo investigación en muchas partes del mundo desde antes de 1970 y los datos de ensayos de muestras inalteradas de aproximadamente 70 suelos cohesivos, muchos de ellos normalmente consolidados, de los EE-UU, Japón, Canadá y Nueva Zelanda, son resumidos en la **Tabla 2.5**

Considerando la amplia divergencia de relaciones de reducción del módulo reportado para arcillas, muchas veces es más apropiado determinar la curva de atenuación del módulo para una arcilla de un lugar específico. Sin embargo, para propósitos de investigación preliminar o cuando no existe otra información disponible, esta información puede ser usada para tener algunas guías sobre la forma de las curvas de reducción del módulo para una arcilla con relación a sus propiedades físicas y otros factores importantes.

#### 2.4.1.1 Factores que influyen en las relaciones de reducción del módulo cortante

**a) Relaciones entre las curvas de reducción del módulo normalizado y el índice de plasticidad**

Zen et al. (1978), después de una gran cantidad de ensayos sobre muestras de arcilla preparadas en laboratorio con diferentes índices de plasticidad, fue el primero, en notar la importancia del índice de plasticidad sobre la forma de las curvas de reducción del módulo normalizado. Está claro que para arcillas con índices de plasticidad altos, la curva de reducción del módulo normalizado se traslada gradualmente hacia la derecha, presentando una proporción más lenta de reducción con incrementos de deformación cortante. Para el material no plástico reportado la reducción del módulo es similar a aquella para arenas.

**b) Relaciones entre las curvas de reducción del módulo normalizado y la presión de confinamiento.**

La influencia de la presión de confinamiento sobre las relaciones de reducción del módulo normalizado para arenas ha sido reconocida extensamente (Yoshimi et al., 1977; Iwasaki et. Al., 1978; Kokusho, 1980). Para arcillas, sin embargo, esta relación no es tan evidente. Por ejemplo, Zen et al. (1978) mostraron que el efecto de la presión de confinamiento decrece cuando el índice de plasticidad también decrece, para muestras preparadas en el laboratorio. Stokoe y Lodde (1978) mostraron claramente la influencia de la presión de confinamiento sobre la posición de la curva de reducción del módulo para muestras de lodo de la Bahía de San Francisco que tenía una relación de vacíos baja (e = 0.6), sin embargo, Isenhower (1979) y Isenhower y Stokoe (1981) informaron que la presión de confinamiento tenia una influencia muy limitada sobre la posición de la relación $G/G_{max}$ contra la relación de deformación para el lodo de la Bahía San Francisco. La siguiente **Tabla 2.6** muestra una lista de la influencia aproximada de la presión de confinamiento sobre el cambio ascendente de $G/G_{max}$ en un nivel de deformación de 0.01% para suelos con diferentes índices de plasticidad.

De estos resultados parece que la influencia de la presión de confinamiento sobre la curva de reducción del módulo normalizado disminuye gradualmente cuando el índice de plasticidad se incrementa. La tendencia es consistente para todos los suelos analizados, excepto el suelo limoso de la costa (Stokoe, et al., 1980). En general, se nota que la influencia de la presión de confinamiento es pequeña para arcillas con índices de plasticidad mayor a 25 y para deformaciones menores a 1%.

**Tabla 2.5:** Propiedades físicas y deformación normalizada dependiente del módulo para arcillas

| Identificación | | LL % | IP % | e | w % | Deformación Cortante, % | | | | | | | | Referencia |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | 0.001 | 0.003 | 0.01 | 0.03 | 0.1 | 0.3 | 1.0 | 3.0 | |
| Arcilla de Windsor | | 52 | 30 | 1.36 | 51 | 1.00 | 0.996 | 0.950 | 0.815 | 0.492 | 0.252 | - | - | Kim & Novak (1981) |
| Arcilla de Wallaceburg | | 42 | 25 | 1.05 | 38 | 1.00 | 0.990 | 0.935 | 0.750 | 0.425 | 0.227 | - | - | |
| Limo-Arcilla de Catham | | 29 | 14 | 0.75 | 28 | 1.00 | 0.975 | 0.860 | 0.635 | 0.330 | - | - | - | |
| Limo-Arcilla de Hamilton | | 25 | 12 | 0.48 | 17 | 1.00 | 0.970 | 0.854 | 0.579 | 0.283 | - | - | - | |
| Limo-Arcilla de Sarina | | 30 | 14 | 0.59 | 23 | 1.00 | 0.989 | 0.915 | 0.677 | 0.320 | - | - | - | |
| Arcilla limosa de Iona | | 30 | 14 | 0.62 | 20 | 1.00 | 0.999 | 0.950 | 0.720 | 0.360 | - | - | - | |
| Arcilla de Port Stanley | | 35 | 20 | 0.58 | 23 | 1.00 | 0.995 | 0.907 | 0.653 | 0.347 | - | - | - | |
| Arcilla de Detroit | | - | 30 | 1.30 | 46 | 1.00 | 0.999 | 0.986 | 0.863 | 0.604 | 0.355 a 0.22% | | - | Anderson and Richart (1976) |
| Arcilla de Ford | | - | 19 | 0.82 | 30 | 1.00 | 0.990 | 0.900 | 0.650 | 0.310 | - | - | - | |
| Arcilla de Eaton | | - | 20 | 0.72 | 27 | 1.00 | 0.990 | 0.930 | 0.730 | 0.230 | 0.150 | - | - | |
| Arcilla de Leda | | - | 44 | 2.19 | 79 | 1.00 | 0.999 | 0.990 | 0.920 | 0.770 | 0.460 | 0.220 | - | |
| Arcilla de Santa Barbara | | - | 44 | 2.28 | 80 | 1.00 | 0.999 | 0.984 | 0.750 | 0.430 | - | - | - | |
| Muestra #1 | | - | 51 | 2.09 | 71 | 1.00 | 0.995 | 0.972 | 0.853 | 0.565 | 0.331 | 0.160 | - | Hara and Kiyota (1977) |
| Muestra #2 | | - | 33 | 1.17 | 43 | 1.00 | 0.990 | 0.925 | 0.761 | 0.500 | 0.257 | 0.129 | - | |
| Muestra #3 | | - | 52 | 1.31 | 53 | 1.00 | 0.990 | 0.925 | 0.745 | 0.483 | 0.269 | 0.160 | - | |
| Muestra #4 | | - | 65 | 1.43 | 57 | 1.00 | 0.962 | 0.889 | 0.763 | 0.565 | 0.335 | 0.118 | - | |
| Muestra #5 | | - | 79 | 1.54 | 62 | 1.00 | 0.995 | 0.966 | 0.833 | 0.608 | 0.355 | 0.174 | - | |
| Arcilla de Teganuma | S-9-1 | - | N.P. | 0.93 | - | 1.00 | 0.952 | 0.857 | 0.675 | 0.396 | 0.175 | - | - | Kokusho et al. (1982) |
| | S-9-2 | - | 14 | 1.29 | - | 1.00 | 0.960 | 0.897 | 0.766 | 0.532 | 0.278 | 0.115 | 0.048 | |

**Tabla 2.5:** Propiedades físicas y deformación normalizada dependiente del módulo para arcillas

| Identificación | | LL % | IP % | e | w % | Deformación Cortante, % | | | | | | | | Referencia |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | 0.001 | 0.003 | 0.01 | 0.03 | 0.1 | 0.3 | 1.0 | 3.0 | |
| Arcilla de Teganuma | S-1-3 | - | 38 | 1.84 | - | 1.00 | 0.976 | 0.937 | 0.839 | 0.615 | 0.385 | 0.183 | 0.083 | Kokusho et al. (1982) |
| | S-8-1 | - | 41 | 1.99 | - | 1.00 | 0.976 | 0.937 | 0.857 | 0.674 | 0.444 | 0.250 | 0.119 | |
| Rango de IP: 50 a 96 | Rango Inferior | - | (50) | (2.69) | - | 1.00 | 0.976 | 0.920 | 0.861 | 0.706 | 0.484 | 0.250 | 0.095 | |
| | Promedio | - | (75) | (3.11) | - | 1.00 | 0.977 | 0.940 | 0.873 | 0.742 | 0.533 | 0.302 | 0.139 | |
| | Rango Superior | - | (96) | (3.55) | - | 1.00 | 0.964 | 0.920 | 0.837 | 0.710 | 0.538 | 0.329 | 0.167 | |
| Arcilla Plástica – CH | | 70 | 41 | (1.39) | 53 | 1.00 | 0.970 | 0.960 | 0.870 | 0.640 | 0.390 | 0.250 a 0.6% | | Koutsoftas & Fischer (1980) |
| Arcilla Limosa – CL | | 33 | 16 | (0.87) | 32 | 1.00 | 0.970 | 0.880 | 0.700 | 0.440 | 0.220 | 0.120 a 0.6% | | |
| Arcilla | | - | 58 | - | - | 1.00 | 0.977 | 0.944 | 0.788 | 0.500 | 0.235 | 0.133 | - | Nishigaki(1971) |
| Arcilla | | IP =15-30 | | - | - | 1.00 | 0.978 | 0.956 | 0.889 | 0.661 | 0.344 | 0.144 | 0.067 | Iwasaki (1978) |
| Arcilla | | - | - | - | - | 1.00 | 0.954 | 0.894 | 0.800 | 0.623 | 0.423 | 0.256 | - | Yokota (1980) |
| Arcilla de Gothenburg | | (80) | (35) | (2.03) | (90) | 1.00 | 0.988 | 0.966 | 0.841 | 0.600 | 0.43 a 0.21% | | - | Andreasson (1981) |
| Arcilla Limosa mar adentro | | (45) | (21) | (0.89) | (30) | 1.00 | 0.988 | 0.890 | 0.721 | 0.465 | 0.255 | - | - | Stokoe et al. (1980) |
| Golfo de Alaska | | - | - | - | - | 1.00 | 0.960 | 0.890 | 0.680 | 0.300 | 0.130 | 0.070 | 0.040 | Idriss (1976) |
| Arcilla de Japón | | - | - | - | - | 1.00 | 0.977 | 0.887 | 0.713 | 0.459 | 0.226 | 0.127 | - | Ohsaki |
| Muestra de Arcilla # 1 | | - | 51 | 2.09 | 71 | 1.00 | 0.999 | 0.923 | 0.775 | 0.473 | 0.308 | 0.154 | - | Osaki, Hara and Kiyota (1978) |
| Muestra de Arcilla # 2 | | - | 33 | 1.17 | 43 | 1.00 | 0.999 | 0.923 | 0.757 | 0.500 | 0.290 | 0.154 | - | |
| Muestra de Arcilla # 3 | | - | 52 | 1.31 | 53 | 1.00 | 0.990 | 0.880 | 0.710 | 0.461 | 0.265 | 0.136 | - | |
| Muestra de Arcilla # 4 | | - | 65 | 1.43 | 57 | 1.00 | 0.999 | 0.947 | 0.787 | 0.539 | 0.331 | 0.189 | - | |
| Muestra de Arcilla # 5 | | - | 79 | 1.54 | 62 | 1.00 | 0.999 | 0.911 | 0.788 | 0.556 | 0.343 | 0.189 | - | |

**Tabla 2.5:** Propiedades físicas y deformación normalizada dependiente del módulo para arcillas

| Identificación | | LL % | IP % | e | w % | Deformación Cortante, % | | | | | | | | Referencia |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | 0.001 | 0.003 | 0.01 | 0.03 | 0.1 | 0.3 | 1.0 | 3.0 | |
| Muestra de Arcilla # 6 | | - | 75 | 1.63 | 65 | 1.00 | 0.999 | 0.927 | 0.742 | 0.450 | 0.254 | 0.154 | - | Osaki, Hara and Kiyota (1978) |
| Muestra - Limo Arenoso # 7 | | - | 12 | 1.55 | 59 | 1.00 | 0.952 | 0.810 | 0.595 | 0.327 | 0.149 | 0.077 | - | |
| Muestra - Limo Arcilloso # 8 | | - | 18 | 0.93 | 36 | 1.00 | 0.971 | 0.848 | 0.660 | 0.393 | 0.220 | 0.087 | - | |
| Muestra - Limo Arcilloso # 9 | | - | 20 | 1.27 | 48 | 1.00 | 0.976 | 0.867 | 0.688 | 0.471 | 0.202 | 0.087 | - | |
| Muestra - Limo Arcilloso #10 | | - | 28 | 1.15 | 44 | 1.00 | 0.999 | 0.935 | 0.769 | 0.473 | 0.235 | 0.107 | - | |
| Muestra - Limo Arcilloso #11 | | - | 40 | 1.36 | 53 | 1.00 | 0.982 | 0.905 | 0.769 | 0.519 | 0.304 | 0.137 | - | |
| Muestra # 1 | | - | NP | - | - | 0.962 | 0.897 | 0.746 | 0.540 | 0.254 | 0.074 | - | - | Zen and Hamada (1978) |
| Muestra # 2 | | - | 9 | - | - | 0.963 | 0.925 | 0.838 | 0.676 | 0.400 | 0.140 | 0.038 | - | |
| Muestra # 3 | | - | 16 | - | - | 0.989 | 0.978 | 0.876 | 0.704 | 0.464 | 0.211 | 0.054 | - | |
| Muestra # 4 | | - | 25 | - | - | 0.989 | 0.978 | 0.903 | 0.741 | 0.508 | 0.260 | 0.059 | - | |
| Muestra # 5 a # 7 | | IP =38 a 52 | | - | - | 1.00 | 0.962 | 0.889 | 0.763 | 0.565 | 0.335 | 0.118 | - | |
| Mean Curva –Bahía de Mud | | e=0.52- 2.54 (Prom.=1.62) | | | | 1.00 | 0.950 | 0.843 | 0.640 | 0.390 | 0.30 a 0.15% | | - | Stokoe and Lodde (1978) |
| Bahía de Mud | Presión-Confin.10psi | - | NP | 0.63 | 23 | 0.970 | 0.840 | 0.575 | 0.335 | 0.165 | - | - | - | |
| | Presión-Confin.20psi | - | NP | 0.63 | 23 | 0.980 | 0.910 | 0.660 | 0.395 | 0.200 | - | - | - | |
| | Presión-Confin. 40psi | - | NP | 0.63 | 23 | 1.00 | 0.925 | 0.740 | 0.470 | 0.260 | - | - | - | |
| | Presión-Confin. 80psi | - | NP | 0.63 | 62 | 1.00 | 0.940 | 0.805 | 0.550 | 0.340 | - | - | - | |
| Bahía de Mud (e = 0.80) | | - | - | (0.61) | - | 0.990 | 0.953 | 0.841 | 0.648 | 0.332 | 0.212 a 0.15% | | - | LODE (1982) |
| Bahía de Mud (e = 1.80) | | - | - | (2.21) | - | 1.00 | 0.976 | 0.911 | 0.800 | 0.537 | 0.419 a 0.15% | | | |

**Tabla 2.5:** Propiedades físicas y deformación normalizada dependiente del módulo para arcillas

| Identificación | | LL % | IP % | e | w % | Deformación Cortante, % | | | | | | | | Referencia |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | 0.001 | 0.003 | 0.01 | 0.03 | 0.1 | 0.3 | 1.0 | 3.0 | |
| Bahía de Mud- H. AFB | | - | (40) | (2.48) | (90) | 1.00 | 0.992 | 0.975 | 0.889 | 0.664 | 0.369 | - | - | Isenhower (1981) |
| Ertec | Bahía de Mud – 10' | - | 61 | 3.43 | 120 | 1.00 | 0.999 | 0.989 | 0.925 | 0.787 | 0.597 | 0.381 a 0.7% | | Ertec (1981) |
| | Bahía de Mud – 20' | - | 62 | 2.98 | 104 | 1.00 | 0.994 | 0.18 | 0.797 | 0.633 | 0.451 | 0.286 a 0.7% | | |
| | Bahía de Mud – 40' | - | 52 | 2.59 | 89 | 1.00 | 0.994 | 0.915 | 0.788 | 0.615 | 0.420 | 0.252 a 0.7% | | |
| Arcilla Limosa | | 79 | 49 | (1.08) | 40 | 1.00 | 0.982 | 0.940 | 0.882 | 0.716 | 0.450 | 0.213 | - | Taylor and Parton (1973) |
| Arcilla Limosa | | 62 | 38 | (1.24) | 46 | 1.00 | 0.955 | 0.890 | 0.797 | 0.624 | 0.450 | 0.291 | - | |
| Arcilla Limosa | | 69 | 38 | (1.38) | 51 | 1.00 | 0.903 | 0.769 | 0.558 | 0.353 | 0.208 | 0.099 | - | |
| Arcilla D-9 de Osaka | | - | 82 | - | - | 1.00 | 0.994 | 0.954 | 0.863 | 0.715 | 0.552 | 0.343 | - | Umehara, Zen Higuchi and Ohneda (1982) |
| Arcilla T-28 de Osaka | | - | 49 | - | - | 1.00 | 0.994 | 0.965 | 0.848 | 0.556 | 0.304 | 0.135 | - | |
| Arcilla de Japón | | - | 76 | - | - | 0.988 | 0.972 | 0.935 | 0.871 | 0.720 | 0.541 | 0.318 | - | |
| Arcilla de Japón | | - | 25 | - | - | 0.988 | 0.959 | 0.882 | 0.727 | 0.504 | 0.265 | 0.071 | - | |
| Arcilla de Japón | | - | 78 | - | - | 0.961 | 0.938 | 0.888 | 0.817 | 0.659 | 0.459 | 0.226 | - | |
| Arcilla de Japón | | - | 76 | - | - | 0.972 | 0.953 | 0.914 | 0.859 | 0.735 | 0.573 | 0.362 | - | |
| Arcilla de Japón | | - | 66 | - | - | 0.953 | 0.915 | 0.859 | 0.782 | 0.659 | 0.501 | 0.229 | - | |
| Arcilla de Japón | | - | NP | - | - | 0.935 | 0.871 | 0.735 | 0.529 | 0.257 | 0.071 | 0.012 | - | |
| LL = Límite Líquido | | IP = Índice de Plasticidad | | | | e = Relación de Vacíos | | | | w = Contenido de Humedad | | | | |
| Comentario: Los valores entre paréntesis están basados sobre valores promedio ó valores estimados | | | | | | | | | | | | | | |

**Tabla 2.6:** Variación de la relación G/ $G_{max}$ con el índice de plasticidad

| I.P | Cambio de la Presión de Confinamiento | Cambio en G/ $G_{max}$ | Referencias |
|---|---|---|---|
| N.P. | 10 a 80 psi | 20% | Stokoe y Lodde(1978) |
| N.P. | 1 a 3 ksc | 16% | Zen et al. (1978) |
| 25 | 50 a 400 kPa | 7% | Kim and Nova (1981) |
| 25 | 1 a 3 k/c | 5% | En te al. (1978) |
| 35 | 1 a 3 ksc | 0% | Zen et al. (1978) |
| 36 | 10 a 80 psi | 10% | Stokoe et al. (1980) |
| 30 - 40 | - | 0% | Andreasson et al. (1982) |
| 38 - 56 | 7 a 70 psi | 0% | Kokusho et al. (1982) |
| 40 | 15 a 60 psi | 0% | Isenhower and Stokoe (1981) |

**c) Relaciones entre curvas de reducción del módulo normalizado y relación de vacíos**

Stokoe y Lodde (1978) y Lodde (1982) descubrieron que las curvas de reducción del módulo normalizado para muestras no disturbadas tomadas del área sur de la Bahía de San Francisco dependen de la relación de vacíos. En suma la compilación de datos presentados en la **Tabla 2.5** indica también que la forma de las curvas de reducción del módulo normalizado para arcillas depende específicamente de la relación de vacíos de la arcilla, tal como se muestra en la **Fig.2.11**. Sin embargo, Isenhower (1979) y Isenhower y Stokoe (1981) mostraron que para muestras normalmente consolidadas del lodo consolidado de la Bahía de San Francisco tomada en la base de la fuerza aérea de Hamilton para presiones de 15, 30 y 60 psi, hubo un cambio muy pequeño en la forma del $G/G_{max}$ vs las relaciones de deformación. Los datos del ensayo presentados por Bonaparte y Mitchell (1979) para muestras de lodo de la Bahía de San Francisco tomadas en el mismo sitio indican que un incremento en la presión de confinamiento desde 15 hasta 60 psi cambia la relación de vacíos del lodo de la Bahía desde 2.5 a 1.5. Así estos datos algo dispersos parecieran indicar que la influencia de la relación de vacíos sobre la forma de la relación de reducción del módulo normalizado para suelos cohesivos requiere de un estudio mas completo.

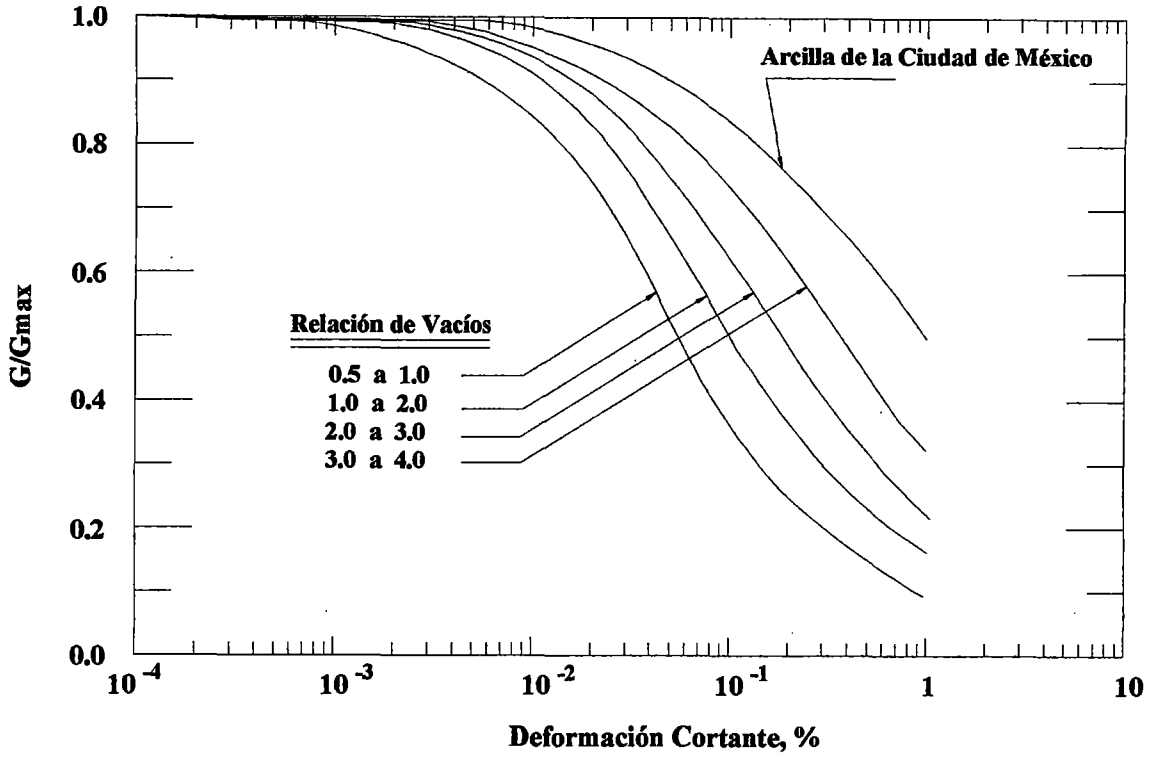



**Fig.2.11:** Relación de reducción normalizada del módulo para arcillas con diferentes relaciones de vacío

**d) Relaciones entre las curvas de reducción del módulo normalizado y la historia de esfuerzos de consolidación**

Kokusho et al. (1982) presentaron resultados sobre las curvas de reducción del módulo normalizado para muestras con índices de plasticidad mayores a 40 ensayados bajo diferentes presiones de consolidación y en varios estados de sobre-consolidación. Puede verse que todas las curvas caen dentro de una franja bastante estrecha, a pesar de los registros de diferentes consolidaciones. Las diferencias debido a otros niveles de sobre-consolidación (OCR=5 a 15) no son significativas, implicando que la deformación dependiente del módulo cortante normalizado no es significativamente afectada por la razón de consolidación.

El efecto de largo periodo de consolidación (arriba de los 7 días) y diferente grado de sobre-consolidación es el incremento del módulo en la misma proporción tanto para deformaciones pequeñas como para grandes deformaciones, dejando así la relación $G/G_{max}$ básicamente inalterada. Este descubrimiento sugiere que la corriente práctica de

combinar el módulo para deformaciones pequeñas in-situ para una arcilla, medido por un registro sísmico, con la curva de reducción del módulo determinado en el laboratorio para un rango de deformaciones de ensayos de carga cíclica de muestras inalteradas de buena calidad, pueden ser razonables para estimar grandes módulos de deformación in-situ para suelos cohesivos.

**e) Relaciones entre las curvas de reducción del módulo normalizado y la duración de confinamiento.**

Taniguchi et al. (1978) reportaron el efecto de la reducción del confinamiento sobre las curvas de reducción del módulo normalizado para un material limo arenoso con un índice plasticidad de 38. Las duraciones de confinamiento investigadas estuvieron en el rango entre 15 minutos y 24 horas. Se concluyó que el efecto de la duración del confinamiento, dentro del rango investigado sobre la curva de reducción del módulo normalizado, era casi despreciable en el rango de deformación de $10^{-4}$ a $10^{-2}$%. Zen et al, (1986) presentaron también descubrimientos similares para suelos con índices de plasticidad en el rango desde 40 a 90.

**f) Relación entre las curvas de reducción del módulo normalizado y la frecuencia de cargas**

Aggour et al. (1987) usaron excitaciones al azar con diferentes niveles de corte y frecuencias para estudiar el efecto de la frecuencia de cargas sobre las curvas de reducción del módulo para suelos cohesivos. Se notó que la frecuencia de cargas tiene un efecto significativo sobre la reducción del módulo, con mayores frecuencias se produce una proporción mas pausada de la reducción del módulo que para frecuencias en exceso de 50Hz. Sin embargo, para el rango de frecuencia de interés para la mayoría de terremotos es decir, 0.1Hz a 30Hz, el efecto de frecuencia es despreciable para deformaciones menores que 0.1%

**g) Curvas de reducción del módulo normalizado para materiales cohesivos con varios índices de plasticidad**

A partir del análisis anterior, de los efectos de los factores que puede influir en la forma de las relaciones de reducción del módulo normalizado para suelos cohesivos, parecería que el índice de plasticidad es el factor dominante y consistente.

De acuerdo con los datos presentados en la **Tabla 2.5** se ha separado en 5 grupos sobre la base de los valores del índice de plasticidad como se indica a continuación en el siguiente cuadro, y se ha hecho una gráfica para mostrar el rango de las curvas de reducción del módulo para cada grupo y la curva promedio para cada grupo.

| Grupo N° | Indice de Plasticidad |
|---|---|
| 1 | 5 a 10 |
| 2 | 10 a 20 |
| 3 | 20 a 40 |
| 4 | 40 a 80 |
| 5 | >80 |

Los resultados se presentaron en la **Fig.2.12**, la cual muestra un resumen de las curvas promedios para cada grupo junto con la curva para la arcilla de la ciudad de México. Las curvas siguen el mismo patrón general que el observado por Zen et al. (1984) para muestras de laboratorio preparadas artificialmente, sugiriendo que la alteración de las muestras no tienen un efecto significativo sobre la forma de estas curvas normalizadas. Una observación similar fue reportada para muestras de gravas arenosas de Japón donde la relación de reducción del módulo normalizado para muestras obtenidas por técnicas de congelación del terreno, tienen una buena correspondencia con aquella determinada para muestras preparadas en laboratorio del mismo material (Tomaoki et al., 1986 y Hatanaka y Suzuki 1986). Es interesante también notar que el índice de plasticidad tiene un efecto más profundo sobre la localización de la curva de reducción del módulo normalizado para arcillas de baja plasticidad que para arcillas altamente plásticas. La misma tendencia fue notada por Kokuso et al. (1982).

**Otros estudios**

Los factores que influyen en el módulo cortante inicial de los suelos cohesivos tales como la relación de vacíos, "e", el esfuerzo de confinamiento efectivo y la sobre–consolidación han sido investigados por Hardin y Black (1968, 1969), Humphries y Wahls (1968) y Marcuson y Wahls (1972), Zen et al. (1978), y Kokusho et al. (1982).

Hardin y Black (1968) sugieren la siguiente relación empírica para el módulo cortante inicial, $G_o$

$$G_o = 325.\frac{(2.97-e)^2}{1+e}.P_a(\sigma_m / P_a)^{0.5}$$

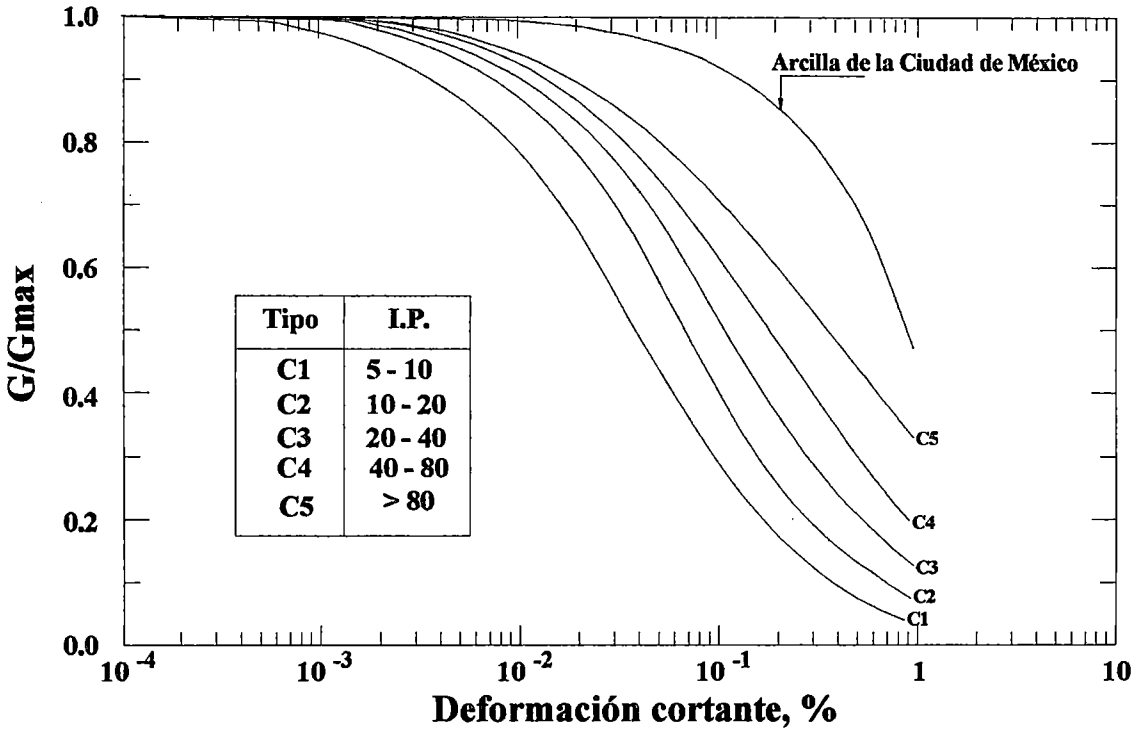



**Fig.2.12:** Relación de reducción normalizada del módulo para arcillas con diferentes índices de plasticidad.

Esta fórmula parece ser aplicable solamente para arcillas de baja plasticidad o arcillas relativamente rígidas con relación de vacíos de aproximadamente entre 0.6 a 1.5. Hardin propuso una relación empírica entre "$G_o$", relación de vacíos "**e**" y la relación de sobre-consolidación "**OCR**"

$$G_o = 625.\frac{OCR^k}{0.3+0.7e^2}.Pa.(\frac{\sigma_m}{Pa})^{0.5}$$

El parámetro **k** es una función del índice de plasticidad, **IP**:

| IP (%) | 0 | 20 | 40 | 60 | 80 | >80 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| k | 0 | 0.18 | 0.30 | 0.41 | 0.48 | 0.50 |

Cuando las deformaciones cortantes son mayores que $10^{-5}$% pero menores que el valor crítico de $10^{-3}$%, el comportamiento del suelo puede describirse usando el modelo lineal equivalente. Para suelos cohesivos, las curvas del módulo cortante y la relación de amortiguamiento se muestran en la **Fig.2.13**, como función de la amplitud de la deformación cortante, para diferentes valores del índice de plasticidad, **IP**, (según Vucetic y Dobry, 1992)

### 2.4.2 Relación de amortiguamiento

Investigaciones más recientes han propuesto procedimientos para la obtención del módulo de corte y la relación de amortiguamiento de los suelos basados en registros de movimientos fuertes en terraplenes de las presas. Estas técnicas permiten la identificación de los parámetros dinámicos por medio de procedimientos numéricos de registros de aceleración en la corona y el estribo de la presa.

Vucetic y Dobry (1992) presentaron resultados de ensayos de deformación cíclica controlada conjuntamente con un método de caracterización cíclica del suelo, el cual asume que la deformación cortante cíclica, es gobernada por el parámetro de carga y que el tipo de suelo está caracterizado por el valor de su índice de plasticidad, **IP**. Los resultados indican que depósitos de arcilla con alto índice de plasticidad son capaces de amplificar fuertemente el ingreso del movimiento sísmico. Tal amplificación es menos probable a través de arcillas que tienen bajo o mediano índice de plasticidad, **IP**. A través de depósitos de arena saturada, para los cuales IP=0, tal amplificación es remota. Sin embargo, la rigidez y la resistencia de arenas saturadas pueden degradarse significativamente bajo cargas cíclicas del sismo, llevando a un alargamiento del período predominante inicial del depósito. La degradación cíclica es considerablemente menor en arcillas que tienen bajo o mediano **IP**, y es más pequeña en arcillas con alto **IP**. Consecuentemente, no puede espesarse un cambio del período predominante en depósitos de arcilla plástica.

La respuesta de depósitos de suelos a carga sísmica es un fenómeno tridimensional complejo. Esto incluye excitaciones tridireccionales aleatorias, no lineales, no homogéneos y material anisotrópico y usualmente una geometría complicada. Sin embargo, estos aspectos fundamentales pueden ser explicados con un método simple, colocando un perfil de suelo homogéneo horizontalmente, excitado en su base por movimientos horizontales unidireccionales, el cual incluye únicamente ondas de corte que se propagan verticalmente. Un elemento de suelo, el cual, antes de un sismo, está sometido a esfuerzos efectivos geostáticos horizontales y verticales ($\delta$'**v** y $\delta$'**h** respectivamente), durante un sismo está sometido bajo condiciones ideales de esfuerzos de corte cíclico, y deformación.

Los estudios de laboratorio cíclicos muestran, que los parámetros de carga, los cuales gobiernan la respuesta cíclica de suelos saturados son aquellos que gobiernan la deformación de la estructura del suelo. El principal componente de tal deformación es el desplazamiento relativo entre las partículas de suelo, el cual puede ser expresado en términos de la deformación cortante. Tal desplazamiento es directamente responsable para la ruptura de las partículas vinculadas, el desplazamiento entre las partículas en contacto, correspondientes a cambios micro-estructurales de fuerzas de repulsión, y la tendencia hacia cambios de volumen, que causan variación en la presión de poros. Los parámetros de carga cíclica más importante por consiguiente son la amplitud de deformación cortante cíclica y el número de ciclos.

Para este propósito, las propiedades in-situ del suelo están caracterizadas por el índice plasticidad, **IP**, el cual es relacionado al tamaño, forma y mineralogía de las partículas del suelo, los esfuerzos de consolidación horizontal y vertical efectivos $\delta'_v$ y $\delta'_v$ respectivamente, caracterizados por las condiciones de carga inicial in-situ y la relación de sobre consolidación, **OCR**, magnitud en la cual se refleja la historia de carga del depósito de suelo.

La correlación entre el **IP** del suelo y la curva de reducción del módulo cortante, $\mathbf{G/G_{max}}$ vs. $\gamma$, y la curva de amortiguamiento, $\lambda$ vs. $\gamma$, para un amplio rango de **OCR** se muestran en la **Fig.2.13** en la cual se puede observar que los suelos de alto índice de plasticidad comparado a suelos de baja plasticidad, el comportamiento de los materiales

es más flexible y linealmente elástico para niveles mayores de deformación cortante cíclicas. En suelos que tienen mayor **IP** la degradación de la rigidez y la presión de poros residual comienzan a desarrollar una mayor $\gamma$. Por otro lado, suelos que tienen pequeño **IP**, particularmente en arenas saturadas son suelos no plásticos para el cual IP= 0, son menos flexibles y altamente no lineales.

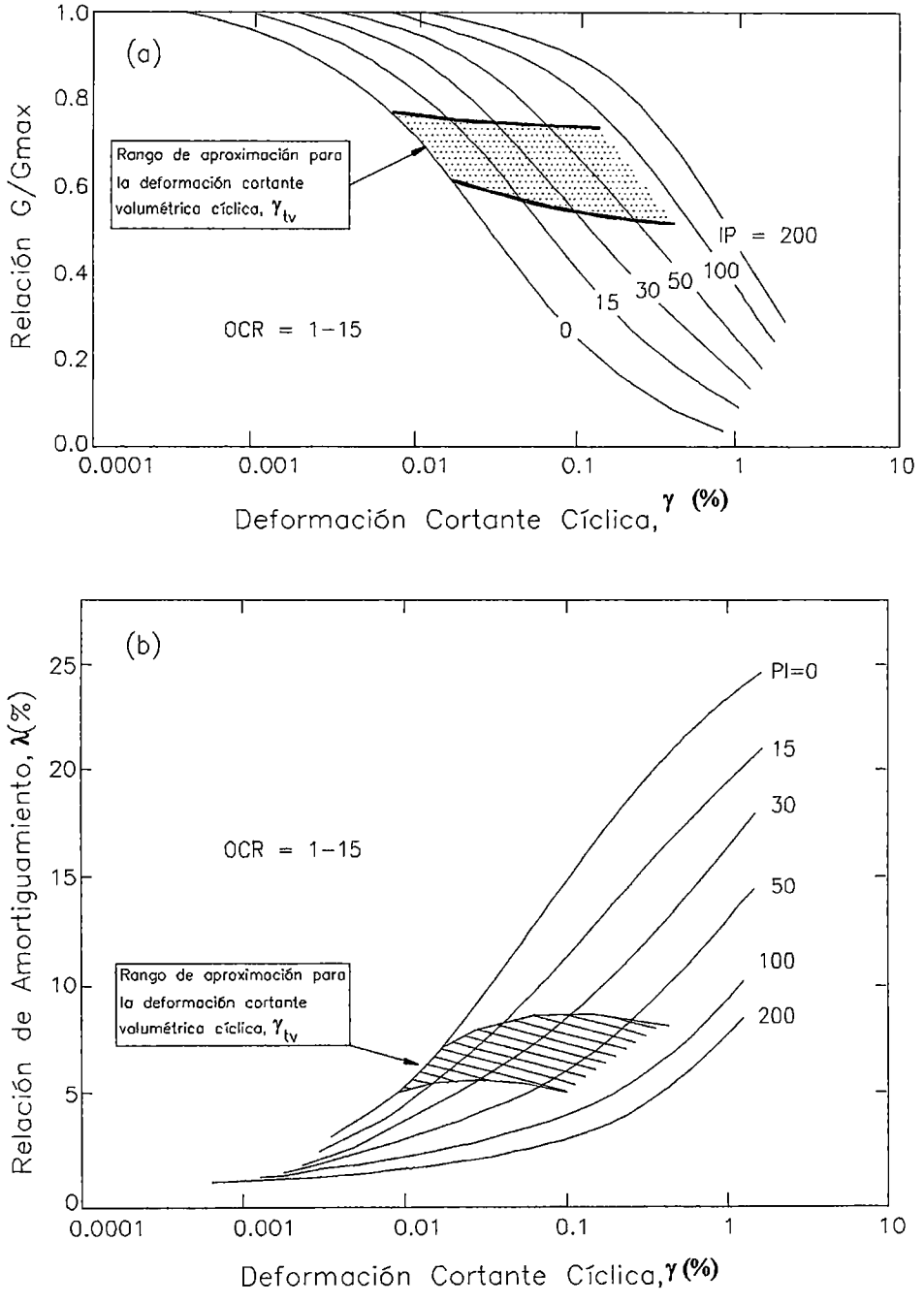



**Fig.2.13:** Efecto del IP sobre las curvas de reducción del módulo y relación de amortiguamiento (Vucetic and Dobry, 1991)

### 2.4.3 Presión de poros cíclica y deformación cortante crítica

Para apreciar completamente el significado de los diferentes rangos de $\gamma$, es necesario entender que para todo suelo hay un valor de $\gamma$, bajo el cual la estructura del suelo no cambia, más allá del cual el esqueleto del suelo empieza a cambiar irremisiblemente (Vucetic, 1991). Este nivel de $\gamma$ es usualmente llamado, deformación cortante crítica, o como más recientemente sugieren Matasovic y Vucetec. (1992), la deformación cortante crítica volumétrica; si durante la carga cíclica causada por un terremoto, $\gamma$ es mayor que la deformación cortante crítica volumétrica, se desarrollará una tendencia hacia el cambio de volumen, por ejemplo; la tendencia hacia la compactación o dilatación. En casos donde el depósito de suelo consiste de materiales granulares secos no cohesivos, la carga cíclica causaría compactación; mientras que si tales suelos están completamente saturados la carga cíclica desarrollaría un exceso en la presión de poros, algunas veces en una magnitud suficiente para causar licuación. Bajo las mismas condiciones de carga cíclica, en suelos arcillosos completamente saturados la presión de poros residual también se desarrollaría, el cual puede estar seguido por otros asentamientos o expansión después de la carga cíclica. Es evidente que la generación de presión de poros cíclica y el cambio de volumen de suelos no cohesivos y suelos cohesivos están conceptualmente ínter-relacionados de modo similar. La analogía entre el cambio de volumen y la generación de la presión de poros cíclica, la cual se aplica para suelos arcillosos y suelos no cohesivos, lleva el nombre de deformación cortante cíclica crítica volumétrica. En otras palabras, la deformación cortante crítica volumétrica es más pequeña que $\gamma$ en la cual el asentamiento, expansión ó las presiones de poros cíclica comienza a desarrollarse.

### 2.4.4 Respuesta sísmica de diferentes suelos

La respuesta sísmica de diferentes depósitos de suelo natural debe reflejar la diferencia de propiedades dinámicas del material del suelo. Para explicar los efectos del tipo de suelo sobre la respuesta sísmica de una manera sistemática, es conveniente vincular el comportamiento cíclico con la clasificación "**SUCS**" del suelo usado en la práctica de la ingeniería geotécnica. Tal vínculo puede ser convenientemente establecido vía el **IP** y puede ser resumido en los tres puntos siguientes:

**a) Suelos altamente plásticos**

Tienen pequeño amortiguamiento y un rango relativamente grande de comportamiento linealmente elástico, los cuales son requisitos para una resonancia. Sin embargo, cuando la propagación de ondas cortantes ocurre a través de un depósito compuesto de tales suelos, la resonancia del depósito se puede verificar. Tal resonancia puede amplificarse grandemente al inicio del movimiento sísmico y causar daños considerables. La falla del suelo debido a la degradación cíclica de la rigidez y la resistencia en depósitos de arcilla altamente plástica es remota, porque la degradación es pequeña.

**b) Suelos completamente saturados con baja plasticidad y suelos no plásticos**

Las arenas completamente saturadas muestran un comportamiento altamente no lineal y un amortiguamiento considerable aún para deformaciones cortantes muy pequeñas, y durante la carga cíclica continua, su rigidez y resistencia se degradan significativamente. Una amplificación del movimiento a través de tales suelos causado por la resonancia del depósito es por consiguiente difícilmente posible. Sin embargo, debido al significativo ablandamiento del suelo, el período predominante del movimiento de la superficie del terreno se puede incrementar considerablemente (Vucetic y Zorapapel, 1990), y las estructuras con período predominante similar pueden ser afectadas. El aspecto más crítico de la respuesta de tales suelos es un descenso grande en la resistencia del suelo debido a la degradación cíclica, la cual puede causar la falla del suelo de cimentación y el colapso de las estructuras de soporte. Los ejemplos extremos de tales fallas son las inducidas por licuación.

**c) Suelos de mediana plasticidad, por ejemplo arcillas de mediana plasticidad**

La respuesta sísmica para este tipo de suelos está entre los dos casos extremos descritos anteriormente. Tales suelos pueden amplificar moderadamente la parte inicial del movimiento sísmico y su capacidad de carga puede ser moderadamente disminuida por una carga continua cíclica. En la **Tabla 2.7** se presentan estas conclusiones de una manera sistemática.

En situaciones reales, sin embargo, las cargas cíclicas nunca son simples y pueden estar influenciadas por otros tipos de suelos (arcillas parcialmente saturadas, arcillas sensibles, arenas secas y arenas cementadas). Los resultados y conclusiones adelantados representan

por lo tanto un marco de entendimiento de la respuesta sísmica de diferentes depósitos de suelo, proporcionando procedimientos para aplicaciones directas en la ingeniería.

**Tabla 2.7: Efecto del tipo de suelo sobre la respuesta del terreno**

| Tipos de Suelo | | | |
|---|---|---|---|
| No Plásticos IP = 0 | Baja Plasticidad IP = Baja | Plasticidad Media IP = Media | Alta Plasticidad IP = Alta |
| Arenas y Limos no Plásticos | Arcillas Limosas, Limos Arcillosos, Arcillas de baja Plasticidad | Arcillas de Mediana Plasticidad | Arcillas de Alta Plasticidad |
| Efecto Sobre la Respuesta del Terreno | | | |
| Amplificación del Movimiento del Terreno | | | |
| Insignificante o nada (Posible atenuación) | Pequeña, insignificante, ó nada (Posible atenuación) | Moderada | Grande |
| Alargamiento del Período Predominante | | | |
| Significante, durante el proceso de licuación | Probable, sí el incremento de la presión de poros es grande | Improbable ó insignificante | Improbable ó imposible |
| Degradación de la Rigidez y del Esfuerzo; Reducción de la Capacidad de Soporte | | | |
| Grande, ó completa durante la licuación | Significante para suelos con OCR pequeño ó normalmente consolidados | Pequeño, ó insignificante para suelos sobre-consolidados | Insignificante |

# CAPÍTULO 3

# RESPUESTA SÍSMICA DE PRESAS DE TIERRA

En los últimos años se ha presentado un renovado interés en el entendimiento del comportamiento sísmico de presas de tierra y de enrocamiento y terraplenes. Se han desarrollado varias formulaciones nuevas analíticas / numéricas para predecir la respuesta, y los procedimientos basados en el laboratorio han evolucionado para evaluar la seguridad total de presas contra los terremotos. Al mismo tiempo la recopilación de datos históricos de casos bien documentados disponibles y de resultados de ensayos de vibración máxima han aumentado significativamente, a tal punto que ahora es factible calibrar nuestros procedimientos usando medidas reales. Este capítulo enfoca principalmente algunos métodos numéricos para estimar las deformaciones, aceleraciones y esfuerzos generados en presas de tierra/enrocamiento en respuesta a la vibración del suelo debido al terremoto.

Formulaciones lineales, no-lineales e inelásticas son presentadas junto con los resultados y estudios comparativos característicos. Un esfuerzo sustancial también es dedicado a evaluar la capacidad de estos métodos para reproducir la respuesta sísmica registrada de varias grandes presas reales. Se muestra por consiguiente que los métodos desarrollados pueden servir como herramientas de diseño útiles, con tal que se entiendan sus ventajas y limitaciones. Este capítulo concluye sugiriendo áreas y temas que necesitan una profunda investigación y atención.

## 3.1 PERSPECTIVA HISTÓRICA

### 3.1.1 Aproximación seudo-estática

No hace muchos años el método de diseño sísmico estándar para presas de tierra estuvo basado en la suposición errada de que las presas son cuerpos absolutamente rígidos fijos sobre su fundación y además experimentan una aceleración uniforme igual a la aceleración subyacente al suelo. Los procedimientos de diseño fueron especificados en

códigos sísmicos en términos de un valor pico simple (típicamente en el rango de 0.05g a 0.20g dado para regiones de más alta sismicidad) y se tomó como una acción seudo-estática en una-dirección dando origen a una fuerza similar a la fuerza de inercia sobre una potencial masa deslizante. La inestabilidad del talud se previó solamente como un posible modo de falla y no fue considerado probable que ocurriera a menos que el factor de seguridad seudo-estático de la masa deslizante resulte menor que la unidad.

Está claramente entendido que el comportamiento de las presas de tierra es muy diferente de aquellos cuerpos rígidos, siendo bastante deformables; su respuesta al movimiento sísmico de la base está dado por las propiedades de los materiales componentes, la geometría y el movimiento natural de la base. La evidencia convincente de tal comportamiento ha sido revelada en ensayos de vibración forzada a escala y de observaciones de respuesta durante sismos, aunque esto había sido teóricamente anticipado mucho antes.

Otros serios inconvenientes del procedimiento seudo-estático han sido discutidos completamente por Seed. Primero, la fuerza de inercia horizontal no actúa permanentemente en una dirección más bien fluctúa rápidamente en magnitud y dirección. Además, aun cuando el factor de seguridad decrece momentáneamente por debajo de la unidad el talud necesariamente no experimentaría una inestabilidad total, pero podría sufrir alguna deformación permanente, una noción mencionada por Terzaghi y plasmada por Newmark. Esta idea de performance controlado por la magnitud de las deformaciones más que por los valores que limitan los factores de seguridad seudo-estáticos, ha sido utilizada y desarrollada dentro de un nuevo procedimiento estándar práctico que evalúa la seguridad sísmica de presas y terraplenes construidos de suelos no licuables.

Otro problema con el método seudo-estático es que considera la inestabilidad tradicional del talud como el único modo potencial de falla. En realidad, a través de los años, otros tipos de daño sísmico han sido observados en presas de tierra y terraplenes en todo el mundo. Ellos incluyen:

a) Fallas por flujo de licuación activadas por el desarrollo de exceso de presión de poros en zonas de la presa de material fino contractivo saturado sin cohesión;
b) Grietas longitudinales que ocurren cerca de la corona debido a deformaciones cortantes de deslizamiento y grandes deformaciones de tracción durante las oscilaciones laterales;
c) Asentamientos diferenciales en la corona y pérdida del borde libre que posiblemente resulta de las deformaciones de deslizamiento lateral ó por densificación del suelo;
d) Grietas longitudinales causadas por las tensiones de deformación de oscilaciones longitudinales o por la diferencia de la respuesta lateral cerca del empotramiento en relación a la zona central de la corona; y
e) Fallas por socavación a través de grietas en zonas de suelos cohesivos.

### 3.1.2 Criterios de evaluación sísmica

Mientras el avance sustancial estaba tendiendo al desarrollo de métodos racionales de análisis de respuesta dinámica, mucha de la atención a fines de la década del 60 y a inicios de los 70 estaba enfocada en el desarrollo de procedimientos confiables y el criterio para evaluar la estabilidad y la seguridad de las presas de tierra durante fuertes sismos. El equilibrio límite seudo-estático fue claramente inadecuado, debido a varias de sus deficiencias mencionadas.

Algunas de estas deficiencias fueron grandemente superadas por el método 'deslizamiento-desplazamiento' el cual evalúa la estabilidad dinámica de un terraplén en términos de deformaciones permanentes potenciales. Los elementos básicos del procedimiento fueron propuestos por Newmark quien supuso que, cuando la fuerza de inercia sobre una potencial masa deslizante excede su resistencia de fluencia, ocurren movimientos de deslizamiento; cuando las fuerzas de inercia son revertidas, los movimientos paran e incluso pueden revertirse. El método ha sido usado y refinado por varios investigadores y, en su forma actual, requiere de una comparación del tiempo-historia de la aceleración promedio inducida con la aceleración de fluencia de una potencial masa deslizante. El primero se calcula a partir del análisis de respuesta de deformación plana ó tipo de viga de corte; el último se calcula seudo-estáticamente usando la resistencia cíclica no drenada del suelo. Las deformaciones permanentes, que se

asumen que ocurren cuando las aceleraciones inducidas excedan la aceleración de fluencia, son evaluadas simplemente por un procedimiento de doble integración.

A pesar de los diferentes riesgos desde un punto de vista teórico el método ha demostrado ser útil en casos donde la resistencia de fluencia del suelo puede determinarse íntegramente y no muestra disminución apreciable con el tiempo durante un sismo. Las arcillas cohesivas compactadas, arenas secas y arenas saturadas muy densas pueden pertenecer a esta categoría de suelos ya que éstos no experimentan ningún aumento significativo en la presión de poros durante la carga cíclica y retienen gran parte de su esfuerzo de corte estático no drenado. Sin embargo, la estabilidad global de las presas construidas de tales materiales ha sido demostrada satisfactoriamente en numerosos sismos en todo el mundo, cuando aquellas han resistido muy bien la vibración sin problemas mayores de estabilidad. Al contrario, las presas construidas con arenas sueltas o saturadas semi-densas han experimentado daño severo y fallas debido al aumento de la presión de poros y a la pérdida del esfuerzo resultante (licuación). Para evaluar la estabilidad sísmica de tales terraplenes Seed y colaboradores desarrollaron un procedimiento de análisis que involucra los pasos esenciales siguientes:

a) Estimación de los esfuerzos estáticos iniciales en el terraplén, por medio de análisis de elemento finitos;
b) Determinación de las propiedades dinámicas del suelo tal como el módulo de corte, relación de Poisson y amortiguamiento como funciones del nivel de deformación;
c) Cálculo de los esfuerzos inducidos en el terraplén por la excitación del suelo usando análisis de elementos finitos en condiciones de deformación plana y las características dinámicas del suelo determinadas en el paso **b**;
d) Ensayo de muestras representativas de suelo en el laboratorio a efectos combinados de esfuerzos estáticos iniciales y esfuerzos cíclicos inducidos para determinar la generación de presiones de poros, la reducción resultante del esfuerzo y el desarrollo de deformaciones potenciales y
e) Realización del análisis de estabilidad de taludes y conversión de las deformaciones potenciales semi-empíricas a un marco de deformaciones compatibles. La estabilidad y el comportamiento de la presa son estimados de los resultados de estos análisis de

estabilidad y/o la magnitud y distribución dentro de la presa de las deformaciones compatibles.

Este procedimiento ha sido empleado para explicar varios casos de fallas por licuación (como las presas de Sheffield y Lower San Fernando), varios casos en las cuales han ocurrido grandes deformaciones (por ejm, las presas de Upper San Fernando y Chabot en el terremoto de San Fernando 1971; la presa Dry Canyon en el terremoto de Kern County de 1952), así como los casos de presas que se comportaron adecuadamente en varios terremotos. El método ha sido recomendado por varias agencias involucradas con la seguridad de presas de tierra, como la Sección de Recursos de Agua de California, el Cuerpos de Ingenieros del Ejército, y la Comisión Internacional de grandes presas.

En los últimos años se han discutido algunas limitaciones potenciales del procedimiento de evaluación de licuación mencionada en la literatura. Las críticas se refieren principalmente:

a) A la definición de 'licuación' como aquel estado de un ensayo cíclico de laboratorio cuando la relación de presión de poros alcanza el valor máximo de 100%, o una deformación permanente de 5% que se desarrolla momentáneamente; y
b) Al asociar ensayos triaxiales de esfuerzo controlado con ensayos triaxiales cíclicos no drenados de especimenes consolidados anisotrópicamente que se usan para evaluar el potencial de 'licuación'.

Con respecto a (**a**), se ha sostenido que el desarrollo de 100% en la relación de presión de poros no necesariamente conduce a un esfuerzo de corte igual a cero y una arena no contractiva experimentará sólo una cantidad limitada de esfuerzo de corte y puede empezar mostrando un comportamiento dilatante superior a este período de carga. En cambio, el flujo de licuación sólo puede ocurrir en arenas contractivas y en arenas limosas, influenciado por el esfuerzo de corte que excede el esfuerzo de corte en estado constante. En presas de tierra el flujo de licuación puede ser activado por el aumento en la presión de poros que, a su vez, es controlado principalmente por las deformaciones cortantes sísmicas inducidas. Con respecto a (**b**), una limitación particular del ensayo triaxial cíclico proviene del hecho que el plano de esfuerzos de corte inicial máximo (a

45° con respecto a la horizontal) siempre coincide con el plano de esfuerzo de corte cíclico máximo. Además, la orientación del esfuerzo principal mayor puede girar intermitentemente a través de 90° durante cada ciclo. En realidad, sin embargo, es más probable que las direcciones de los esfuerzos principales giren al azar durante la vibración, y sólo momentáneamente puedan coincidir los esfuerzos de corte dinámicos y estáticos máximos. Nuevos procedimientos de laboratorio se han estado desarrollando, en respuesta a estas críticas de la metodología innovadora actual. Sin embargo, la discusión más amplia de estos procedimientos está más allá del alcance de esta investigación.

### 3.1.3 Modelos dinámicos básicos

En 1936 Mononobe fue quizás el primero en considerar presas de tierra como cuerpos deformables e introdujo los componentes de lo que ha llegado ha llamarse la 'cuña de corte' o modelo de 'viga de corte'. Sin embargo, 20 años después este modelo fue estudiado totalmente y se logró el cambio de una teoría de ingeniería más completa, siguiendo el trabajo de Hatanaka y de Ambraseys (1960). Hatanaka (1952, 1955) demostró que las deformaciones oscilantes de tipo flexión son despreciables comparado con aquellas de corte simple, y propuso un método de diseño usando un coeficiente sísmico calculado de la forma de modo fundamental de una cuña de corte en una caja rectangular, y una capa de suelo elástica homogénea debajo.

El modelo de viga de corte desarrollado (cuña de corte) fue aprovechado en los años 1960 y 1970 para interpretar los resultados de los ensayos a escala natural, llevando los parámetros estudiados a un mejor entendimiento del problema, y obtener coeficientes sísmicos para ser usados en el diseño.

Los importantes avances en la década de 1960 incluyen la primera prueba bastante exitosa del modelo de viga de corte en una clara medida de la vibración a escala natural de la Presa Bouquet. Los valores previstos para las primeras cinco frecuencias naturales sólo fueron aproximadamente 10-20 por ciento más altos que aquellos realmente medidos; pero las amplitudes de oscilación que predice el modelo en cada una de estas frecuencias (es decir, las formas de modo) apenas puedan igualarse al modelo observado de las amplitudes, que decrecen rápidamente con la profundidad de la corona. Esta discrepancia

fue criticada en la suposición del modelo de viga de corte, pues se nota que sobre la sección vertical de la presa, la forma de flexión de ésta es similar a la forma de una viga en voladizo que se deforma en flexión más que en corte.

Similares conclusiones fueron obtenidas por Okamoto et al.(1969) quienes analizaron registros completos de la respuesta de la presa de tierra de Sannokai durante cinco terremotos distintos. Una vez más, los valores del modelo de viga de corte para las primeras dos frecuencias naturales coincidían con las medidas. Sin embargo, las diferencias eran notorias para las formas de modo mayores. De hecho, el inesperado decaimiento de la amplitud con la profundidad para el primer modo resonante registrado llevó a Okamoto y sus colaboradores a sospechar que este modo correspondía al segundo, más que al primer modo natural. Posteriormente, sin embargo, cuando los registros de movimientos mayores mostraron un modelo similar de formas de modo, rechazaron su interpretación inicial. En cambio, concluyeron correctamente que el modelo usado no puede explicar lo que realmente se observa en el campo y esto no se debe a la insuficiencia conceptual del modelo de viga de corte sino es debido a la rigidez no-uniforme del terraplén que presenta diferente grado de consolidación a través del cuerpo de la presa.

En la década de 1960 también dieron testimonio de la primera aplicación y el subsiguiente desarrollo del uso del método de elementos finitos estudiando la respuesta sísmica de presas de tierra. Sin embargo, por lo menos dos estudios de diferencias finitas habían reconocido inicialmente las deformaciones dinámicas naturales bi-dimensiónales (2-D) experimentadas por terraplenes de presas infinitamente largas sometidas a ondas **"S"** verticales bajo condiciones de deformación plana.

La popularidad inmediata del método de elementos finitos se debe principalmente a dos factores:

a) Su capacidad para manejar cualquier número de zonas con materiales diferentes, considerando que el modelo de viga de corte asume que las propiedades elásticas de la presa podrían ser representadas por un valor medio; y

b) Su capacidad de reproducir racionalmente esfuerzos dinámicos en 2-D y desplazamientos de fluencia durante el movimiento sísmico, considerando que la suposición simplificada de que los esfuerzos cortantes horizontales uniformes en el análisis del modelo de viga de corte parecía violar la condición física de esfuerzos que se disipan en las dos caras de la presa.

No obstante, los estudios comparativos iniciales de los dos modelos dinámicos básicos de presas de tierra sugieren que sus diferencias podrían ser compatibles. Los valores previstos de frecuencias naturales estaban en general en concordancia, con diferencias que están dentro del orden de10%. Es más, las distribuciones de los cálculos realizados por el método de viga de corte de desplazamientos modales con la profundidad no está lejos del promedio entre las distribuciones a lo largo del eje y a lo largo de las caras de la presa calculados con elementos finitos. En consecuencia, estos modelos de elemento finitos iniciales eran también igualmente insuficientes en la reproducción de las formas de los desplazamientos modales observados en las mediciones en el campo, en Bouquet y las presas de Sannokai.

Más allá de los desarrollos en la década de 1960 relacionados a elementos finitos, se incluyen esfuerzos para estudiar los efectos de excitación por ondas que viajan horizontalmente y los efectos de interacción entre una sección de la presa y un semi-espacio homogéneo subyacente a un estrato. Al mismo tiempo, están usándose análisis de elementos finitos en investigaciones de fallas sísmicas de presas reales.

## 3.2 FACTORES QUE INFLUYEN EN LA RESPUESTA

Una clara tendencia en estudios teóricos recientes ha sido desarrollar modelos numéricos analíticos que son prácticos y calculados eficientemente, al mismo tiempo son capaces de simular uno o más aspectos reales del problema físico. La aspiración para los métodos relativamente simples es, por supuesto, no nueva en ingeniería geotecnia sísmica. Sin embargo, toman una especial dimensión en este caso, desde que las presas son grandes estructuras tridimensionales (3-D) de geometría complicada, conformadas por varios tipos de materiales que se comportan no linealmente. Además, la predicción de los movimientos apropiados del suelo usados como excitaciones de diseño involucran

incertidumbres considerables. Una evaluación detallada y completa de su respuesta dinámica usando elaboradas formulaciones inelásticas en 3-D, requiere una gran cantidad de datos de entrada, un almacenamiento excesivo en la computadora y tiempo, lo cual no puede justificarse en la actualidad incluso para los cálculos de diseños finales.

El concepto de la "cuña de corte" o "viga de corte" ha servido como la base para muchos de los recientes modelos desarrollados, y por eso se tomará en cuenta en la presentación subsiguiente. En su forma original básica (antes de 1980), el modelo de viga de corte incluyó la mayoría de las suposiciones simplificadas siguientes:

(a) Solamente se generan desplazamientos laterales horizontales y deformaciones cortantes simples
(b) Los desplazamientos y esfuerzos cortantes son distribuidos uniformemente a lo largo de las secciones planas horizontales de la presa;
(c) La presa consiste de un material homogéneo que se comporta como un cuerpo sólido visco-elástico lineal y esta definido por un módulo de corte constante, una relación de amortiguamiento y la densidad de masa; y
(d) La presa es infinitamente larga o construida en un cañón rectangular y esta sujeta a un movimiento lateral sincrónico (en-fase) de la base rígida.

Los esfuerzos de investigación, descritos aquí, han intentado suavizar uno o más de estas suposiciones simplificadas, aun reteniendo la extensión posible del modelo básico simplificado.

De las suposiciones anteriores, sólo (**a**) y (**b**) son exclusivas del modelo de viga de corte. Ahora, debe mostrarse primero que éstas son aproximaciones de ingeniería razonables, para que el modelo llegue a ser una herramienta analítica fiable.

Con respecto a la suposición (**a**) se nota en realidad, que cada elemento en una presa que está sometido a una vibración horizontal de la base, no experimenta sólo desplazamientos horizontales y esfuerzos - deformación cortante, sino también desplazamientos verticales y esfuerzos - deformación normal como un resultado de las ondas de reflexión sobre las superficies inclinadas de la presa. Esto inclusive es cierto cuando las condiciones de

deformación-plana prevalecen. Sin embargo, comparaciones con soluciones consistentes de elementos finitos en 2-D muestran que los desplazamientos verticales y los esfuerzos normales son de hecho secundarios y en la mayoría de los casos pueden ser omitidos.

La suposición (**b**) debería aparecer más bien al principio: una distribución de esfuerzo-deformación uniforme no cumpliría el requisito físico para disipar los esfuerzos en las superficies inclinadas libres de esfuerzos de una presa. No obstante, varios estudios de elementos finitos en 2-D han mostrado que los esfuerzos y deformaciones siguen una distribución esencialmente uniforme a través de la presa, excepto en una pequeña zona por cada superficie libre de esfuerzos donde los esfuerzos de corte disminuyen a cero. Además, puede argumentarse persuasivamente que no todas las suposiciones de (**b**) son necesarias. Como se mostrará en la sección siguiente, cuando en el cálculo apropiado se considera la dependencia de la rigidez del suelo sobre el esfuerzo normal medio, es suficiente sólo asumir que las deformaciones o los esfuerzos de corte se distribuyen uniformemente a través de la presa.

Las suposiciones (**c**) y (**d**) no son decisivas para el modelo de viga de corte; éstas fueron indicadas sólo para las primeras fases del desarrollo del modelo de viga de corte así como el modelo de deformación plana en 2-D. Trabajos publicados principalmente en la década de 1980 (además de algún trabajo limitado en la década de 1970) han minimizado la mayoría de estas suposiciones evaluando cuantitativamente la función de los factores / fenómenos siguientes:

(a) La no-homogeneidad del material debido a la dependencia de la rigidez del suelo sobre la presión de confinamiento estática.
(b) La geometría del cañón no rectangular.
(c) La excitación por movimiento longitudinal y vertical de la base rígida.
(d) El comportamiento no lineal e inelástico del suelo durante una fuerte vibración del sismo.
(e) La interacción entre la presa y el apoyo de suelo- roca del sistema.

Los tres primeros de estos factores /fenómenos han sido investigados ampliamente y se han dado soluciones satisfactorias (usando viga-cortante y elementos finitos 2-D) para

una variedad de situaciones. Por otro lado, son escasos los métodos confiables para predecir la respuesta no lineal-inelástica; afortunadamente, ésta ha sido recientemente un área de investigación muy activa y actualmente se presentan algunos desarrollos prometedores en esta área. Finalmente, el problema de interacción entre una presa de tierra y el suelo aluvial de soporte ha recibido alguna atención durante estos años.

Se empezó primero con un estudio sistemático comparativo entre los métodos compatibles de viga de corte y el de elementos finitos. Se mostró que el primer método predice frecuencias naturales, formas modales, y las historias de las respuestas sísmicas que se encuentran, generalmente, en buena aproximación con los resultados del último método. Las suposiciones mencionadas en (**b**) se evalúan y se muestran para hacer aproximaciones apropiadas de la realidad, excepto quizás para muchos componentes de frecuencias altas del movimiento. Habiendo establecido la validez del modelo de la viga de corte, procedemos usándolo para estudiar los efectos de la no-homogeneidad del material, geometría del cañón, y el comportamiento no lineal o inelástico.

La simplicidad del modelo de viga de corte ha permitido en muchos casos el desarrollo de expresiones analíticas de forma aproximada. Tales expresiones son particularmente valiosas para los cálculos preliminares en la fase del diseño conceptual. Sin embargo, éstas son a menudo bastante exactas para ser usadas en los cálculos de los diseños finales, sólo o en combinación con programas sofisticados de computadora. Son importantes para realizar los cálculos de los parámetros fácilmente, ayudando de esta forma al ingeniero a desarrollar una visión e intuir el problema. Finalmente, tales soluciones analíticas simples proporcionan una referencia válida con la que el analista puede verificar y puede entender los resultados de programas de cómputo complejos y puede evitar el síndrome de la caja negra.

## 3.3 MODELO DE VIGA DE CORTE

### 3.3.1 Hipótesis básicas

Refiriéndose al esquema de una sección transversal de una presa de tierra de longitud infinita mostrada en la **Fig.3.1**. La presa esta sujeta a una excitación horizontal en la base

rígida descrita por una aceleración $\ddot{u}_g(t)$, bajo las condiciones de deformación plana. Se asume que las deformaciones cortantes sólo se desarrollan horizontalmente, es decir, invoca la suposición (**a**) de la sección anterior. Sólo se hace una suposición adicional: que los desplazamientos horizontales son uniformes a través de la presa. Expresando como $\mu$ el desplazamiento relativo de la base, se tiene.

$$\mu = \mu\,(z;t) = \text{independiente de y} \tag{1}$$

Ninguna suposición condicional se hace con respecto a los esfuerzos, además el talud aguas arriba y el de aguas abajo no necesitan ser idénticos. Sin embargo, sólo el comportamiento lineal (elástico o visco-elástico) es considerado en esta sección. Considerando el equilibrio dinámico de un elemento horizontal que tiene un ancho igual a $y_\mu + y_d \cong 2B.z/H$ y espesor dz. La fuerza de inercia resultante (por unidad de longitud en la dirección longitudinal) es igual a.

$$I_z = \rho\left[\ddot{u}(z;t) + \ddot{u}_g(t)\right]\frac{2B}{H}.zdz \tag{2}$$

Mientras que la fuerza cortante neta sobre los dos planos horizontales iguales es:

$$\begin{aligned} S_z &= -\frac{\partial}{\partial z}\left[\int_{-y_\mu}^{y_d} \tau(y,z;t)dy\right]dz \\ &= -\frac{\partial}{\partial z}\left[\int_{-y_\mu}^{y_d} G_s(y,z).\frac{\partial u(z;t)}{\partial z}dy\right]dz \\ &= -\frac{\partial}{\partial z}\left[\frac{\partial u(z;t)}{\partial z}\int_{-y_\mu}^{y_d} G_s(y,z)fy\right]dz \\ &= -\frac{\partial}{\partial z}\left[G(z)\frac{\partial u(z;t)}{\partial z}z\right]\frac{2B}{H}dz \end{aligned} \tag{3}$$

En donde:

$G_s = G_s\,(y,z) \Rightarrow$ módulo de corte de un elemento del suelo en un punto específico (y,z);

$G = G(z) \Rightarrow$ módulo de corte promedio sobre un plano horizontal a través de la presa, es decir.

$$G(z) = \frac{1}{y_\mu + y_d} \int_{-y_\mu}^{y_d} G_s(y,z)dy \qquad (4)$$

El equilibrio dinámico conduce a $I_z + S_z = 0$, de lo cual:

$$\rho(\mu + \mu_g) = \frac{1}{z} \cdot \frac{\partial}{\partial \mu}\left[ G(z).z.\frac{\partial \mu}{\partial \mu} \right] \qquad (5)$$

La ecuación (5) es verdaderamente la ecuación triangular de "cuña de corte" o "viga de corte" para el caso general donde el módulo de corte promedio **G** es una función de **z**. Esto concluye la prueba que el modelo de la viga de corte no requiere de esfuerzos cortantes uniformes ó del módulo de corte uniforme a través de la presa. Los desplazamientos uniformes o deformaciones cortantes son una condición suficiente.

La convicción numérica sustancial puede mencionarse para mostrar que esta última suposición de deformación cortante uniforme es verdaderamente una aproximación de la ingeniería real. Como ejemplo presentaremos estudios de 3 presas reales. Las alturas de presas son 40 m, 80 m y 120 m, respectivamente, y sus taludes aguas arriba y aguas abajo invariablemente son 1: 2.5 y 1: 2. Las propiedades y geometría de estas presas son representativas de las presas de tierra uniformes o construidas de zonas que tienen rigidez cortante muy similar. El módulo de corte $\mathbf{G_s}$, es proporcional a la raíz cuadrada de la presión de confinamiento.

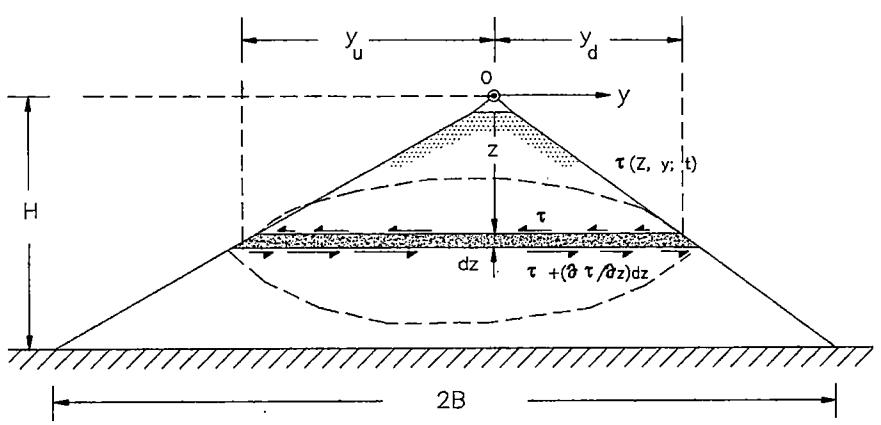



**Fig.3.1:** Geometría de la presa y distribución de esfuerzos de corte sobre una rebanada horizontal infinitesimal.

Los cuatro acelerogramas utilizados para el análisis (Eureka NE, 1954; El Centro SE, 1940; subsotano 1901 Ave. of Stars NW, 1971; Taft NE, 1952), difieren substancialmente en las características de frecuencia, pero están escalados a una aceleración pico de 0.20g. Es evidente que las deformaciones cortantes máximas calculadas de los análisis de deformación plana de elementos finitos se distribuyan casi uniformemente a través de la presa. Es más, cuando se mostraron después en el papel, los tiempo-historia de la deformación cortante de puntos a través de la presa parecen estar casi 'en fase' y por eso la suposición de uniformidad es aproximadamente válida en cualquier momento durante la vibración del suelo.

Empezando con $G_s$ que no es constante pero tiende (junto con la presión de confinamiento) a cero en las superficies inclinadas, la distribución de esfuerzos de corte a través de la presa no es aproximadamente uniforme como las deformaciones. Los esfuerzos de corte inducidos en la corona de las tres presas de tierra mencionadas por cada uno de los cuatro acelerogramas, tienden a dispersarse en la superficie de esfuerzo-libre. Ahora, el modelo de viga de corte no vulnera las condiciones límite del problema, como se conceptuaron en los primeros estudios.

¿Pero qué pasa sobre las presas de enrocamiento que normalmente están conformadas por un núcleo (relativamente) muy flexible? ¿Son las suposiciones del modelo de viga de corte aún razonable?. La respuesta es 'probablemente sí' -aunque en este caso es el esfuerzo, en lugar de las deformaciones, el que no presenta ninguna variación substancial a través de la presa. Esto puede verse, por ejemplo, en un grafico qué ilustre las distribuciones de deformación cortante máxima y esfuerzos en dos secciones de la presa de 120 m altura sujeta a los cuatro acelerogramas mencionados anteriormente. De las presas analizadas, donde en una de ellas el módulo promedio del núcleo $G_{núcleo}$ es 1/2 del módulo promedio del espaldón $G_{espaldón}$, y en la otra presa $G_{núcleo} = (1/4)G_{espaldón}$, se observó que las deformaciones máximas, siendo aun uniformes dentro de cada material constitutivo, cambian abruptamente en la interfase núcleo-espaldón. En realidad, las deformaciones apreciadas en cada zona son esenciales e inversamente proporcionales a su respectivo módulo. Esto es consistente con los esfuerzos de corte que apenas cambian en la interfase.

Parece que las presas conformadas por zonas de rigidez significativamente diferentes, asumen esfuerzos de corte uniforme, antes que deformaciones, por lo tanto esta suposición es apropiada. Aunque esto no es tan exacto como la suposición anterior de deformaciones uniformes para presas con materiales uniformes, puede aun ser considerado como una aproximación razonable. Realmente los esfuerzos previstos del modelo de viga de corte son muy similares para la sección promedio de la presa en relación con los esfuerzos calculados del análisis de elementos finitos, como se verá después.

En conclusión, las suposiciones del modelo de viga de corte son aproximaciones ingenieriles reales.

### 3.3.2 Comparación análisis por elementos finitos

Amplios estudios comparativos de las predicciones lineales visco-elásticas han sido reportados por los dos modelos básicos. Diversas idealizaciones de secciones de presas, representativas de un amplio rango de presas de enrocamiento y terraplenes, se usaron en estos estudios. En los modelos de elementos finitos el módulo de corte $G_s$ fue tomado como proporcional a la raíz cuadrada de la presión de confinamiento. La no-homogeneidad de los modelos de viga de corte, consecuente con la variación del módulo, fue entonces derivado como se explica continuación.

**a) Con respecto a las características de vibración libre:**

1) Los dos modelos producen frecuencias naturales fundamentales ($f_1$) y desplazamientos modales fundamentales muy similares. Específicamente, el modelo de viga de corte en la mayoría de casos sobreestima $f_1$ en aproximadamente 5%. Entre las excepciones se encuentran: las presas de enrocamiento con un núcleo muy flexible, para las cuales el modelo de viga de corte puede sobrestimar $f_1$ entre 10% al 15%. Esta falsa 'rigidez' es atribuida principalmente a la omisión de este modelo del grado de libertad vertical que la presa real y su modelo de elementos finitos gozan. De otro lado, el modelo de viga de corte predice correctamente una atenuación de desplazamientos modales con la profundidad que está entre dos extremos de las

distribuciones calculadas por elementos finitos, a lo largo de la superficie inclinada y a lo largo del eje de la presa.

**2)** Los modos laterales significativos superiores calculados con elementos finitos muestran un incremento cada vez más pronunciado de la deformación vertical. El modelo de viga de corte exceptúa esta componente y por eso conduce a frecuencias naturales superiores – la discrepancia generalmente se incrementa con el número de modos **n**, pero permanece dentro de 10% - 25% para los tres primeros modos significativos. En la práctica, esto aún puede ser una diferencia bastante despreciable en vista de las incertidumbres inevitables en las propiedades del suelo y el error que involucra el asumir un plano y no una geometría en 3-D. De hecho, como se verá más adelante en la **Fig.3.2**, incluso la presencia de un cañón muy ancho (digamos, con una relación de ancho a alto de 5 ó 6), incrementa la frecuencia natural en no menos de 10% - 15% sobre el valor calculado con un análisis de deformación plana. Por otro lado, las distribuciones de desplazamientos modales anunciados por el modelo de viga de corte están en la mayoría de los casos entre las distribuciones correspondientes a dos extremos del modelo de elementos finitos.

3) El segundo modo de vibración del análisis de elementos finitos corresponde al modo fundamental del modelo de viga de corte en oscilaciones completamente verticales. Las correspondientes frecuencias naturales y los desplazamientos modales verticales están en buena aproximación, a pesar de que la viga de corte sobrestima la frecuencia alrededor de 10%, e ignora el acompañamiento del componente de la deformación horizontal. Además, el modelo de elementos finitos predice varios modos naturales (usualmente secundarios) los cuales no pueden ser posiblemente reproducidos con una formulación del modelo de viga de corte.

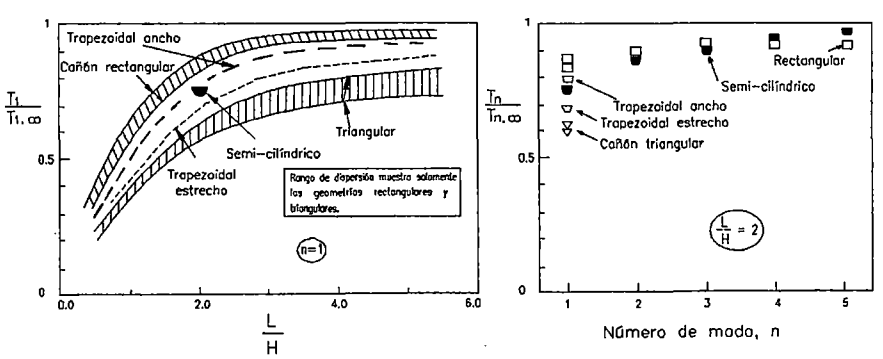



**Fig.3.2:** Efecto de la geometría del cañón sobre los periodos mayores fundamental y natural.

**b) Con respecto a la respuesta sísmica**

4) Los valores picos y los valores tiempo-historia de los desplazamientos horizontales relativos calculados con los dos modelos son muy cercanos entre sí, las discrepancias se encuentran dentro del 10% en todas las presas y todas las excitaciones sísmicas estudiadas. En muchos casos la atenuación calculada por el modelo de viga de corte de cada uno de los desplazamientos máximos a lo largo de la profundidad está entre los valores picos de la distribución de elementos finitos a lo largo de la superficie y a lo largo del eje central vertical de la presa. Los tiempo historia de los desplazamientos en tres puntos a la mitad (z/H=0.50) de la presa de 120 m de altura, no solamente muestran valores pico muy similares (alrededor de los 7 segundos), sino también que están en fase con cada uno de los otros puntos y en excelente conformidad con el tiempo historia de desplazamientos simple calculado del modelo de viga de corte.

5) La mayor discrepancia significativa entre los dos modelos involucra las aceleraciones absolutas en presas relativamente flexibles, para las que el modelo de viga de corte sobrestima frecuentemente la aceleración pico de la corona hasta en 50%. Una indicación de la causa de tal diferencia puede ser proporcionada por la comparación de los dos registros tiempo-historia: el movimiento obtenido del modelo de viga de corte tiene mucho mas componentes fuertes de alta frecuencia. Aunque se puede culpar parcialmente al modelo de elementos finitos de filtrar las componentes con longitudes de onda muy pequeñas, parecía que el error recae principalmente en el modelo de viga de corte; al despreciar la componente vertical de la deformación, este último método sobrestima la importancia relativa de frecuencias resonantes superiores. Por el contrario, las formulaciones de deformación plana predicen un número mayor de frecuencias naturales muy cercanas, con las deformaciones verticales y de tipo-cabeceo volviéndose significativo en modos superiores. Tales modos asumen cantidades menores de energía sísmica que algunos modos superiores bien-separados y uni-dimensiónales del modelo de viga de corte, los cuales son aparentemente responsables del daño. Nótese, sin embargo, que esta discrepancia entre los dos modelos no es muy evidente en presas relativamente rígidas, las cuales responden principalmente en su modo fundamental. Una forma semi-empírica de mejorar la performance del modelo de viga de corte es introduciendo un amortiguamiento tipo Rayleigh, digamos, $\beta_2=1.50\beta_1$. Sin embargo, esto no es necesario en la mayoría los casos prácticos, debido a la restricción inevitable

proporcionada por los límites inclusive en un cañón ancho, que tiene un efecto uniforme similar en las aceleraciones cerca de la corona. Dado que los efectos tridimensionales en aplicaciones prácticas frecuentemente se desconocen el uso de un modelo de viga de corte (que sobre estima la frecuencia fundamental y la aceleración en la corona) puede ser preferible en ciertos casos. Además, las respuestas no lineales del suelo durante un movimiento fuerte reducen grandemente las componentes de aceleraciones de gran-amplitud y alta-frecuencia.

6) Generalmente, la viga de corte también tiende a sobrestimar ligeramente los valores pico más grandes de deformación, que normalmente ocurren dentro del tercio superior de la presa. Por otro lado, los esfuerzos de corte están en muy buena concordancia; las predicciones del modelo de viga de corte son aproximadamente iguales al esfuerzo de corte del ancho de la sección promedio calculado con elementos finitos.

En general, la performance del modelo de viga de corte es muy satisfactoria. En vista de la economía sustancial en las horas hombre y los costos del ordenador que éste modelo ofrece, su uso como base de nuevos desarrollos está bien justificado.

## 3.4 NO-HOMOGENEIDAD DEL CUERPO DE LA PRESA

El considerar uniforme las propiedades del suelo a lo largo de la presa fue una de las suposiciones más desfavorables del modelo de viga de corte clásico. Los cálculos de la rigidez del suelo en el laboratorio en los últimos 15-20 años ha establecido la dependencia del módulo de corte del suelo sobre la presión de confinamiento, $\sigma_o$, que en una presa de tierra varía de punto a punto y aumenta con la distancia a la corona y las dos superficies inclinadas. De hecho, diferentes mediciones geofísicas de campo y otras indirectas, han confirmado que el módulo promedio de corte **G** en la presa (definido por la ecuación (4)) se incrementa con la profundidad z del origen (**Fig.3.3a**).

Usando las distribuciones publicadas del esfuerzo de confinamiento estático en una sección de la presa idealizada, junto con la suposición de que el módulo **Gs** del elemento de suelo, aumenta en proporción a $\sigma^{1/2}$,George Gazetas recomendó que **G** se tome proporcional a $z^{2/3}$ una idealización que está en total acuerdo con los datos de campo **Fig.3.3a**, obtenidos de 12 presas de tierra reales. El modelo de viga de corte se fue

extendiendo entonces rápidamente considerando una variación semejante del módulo con la profundidad, derivándose expresiones aproximadas de forma analítica para evaluar la fuerza de vibración característica, y los parámetros de respuesta. La **Tabla 3.1** lista el significado de estas expresiones.

Una contribución importante para el desarrollo del modelo de viga de corte no homogénea era explicar concluyentemente la causa principal de la notable atenuación con la profundidad del modo fundamental de los desplazamientos registrados en las presas Sannokai y Bouquet. Okamoto (1969) ya había sospechado que la no-homogeneidad de la rigidez era evidentemente la responsable del fracaso del análisis homogéneo del modelo de viga de corte y de elementos-finitos, al anticipar las tendencias observadas. Por otro lado, como puede verse en **Fig.3.4**, la no-homogeneidad no afecta en ningún grado significativo el periodo natural fundamental de la presa, si se comparan con las predicciones satisfactorias coincidentes de frecuencias para varios modelos homogéneos.

En resumen, los resultados de sismos severos y ensayos de vibración inducidos sobre 12 presas de tierra reales demostraron, de una manera increíblemente consistente, una pronunciada atenuación del modo fundamental de los desplazamientos con la profundidad, como el que predice el modelo de viga corte no homogénea. La **Fig.3.3** muestra esta comparación y lista la relación de las 12 presas.

### 3.4.1 Variación del módulo de corte con la profundidad

Un estudio más completo, enfocado a establecer los límites en la forma de variación de **G** con la profundidad fue presentado por Dakoulas, P. y Gasetas (1985). **G(z)** depende principalmente de tres factores:

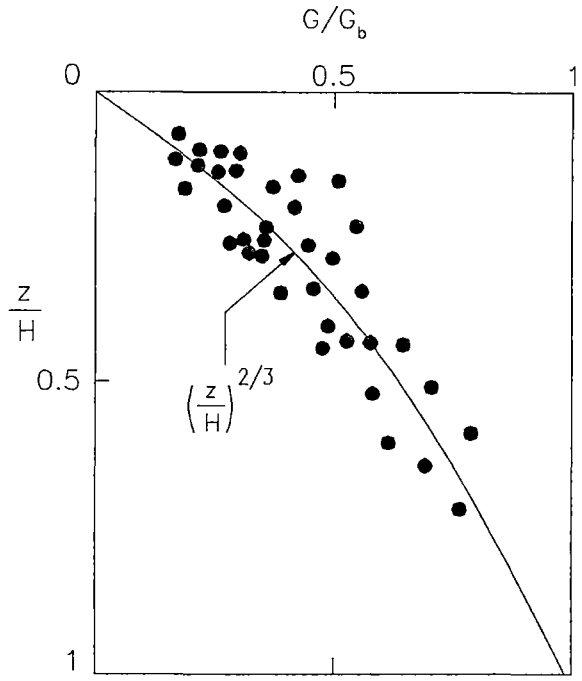
1) la dependencia de la presión de confinamiento y del módulo de corte **G** del elemento para cada material constitutivo;
2) el tamaño y la rigidez global relativa del núcleo cohesivo impermeable;
3) la inclinación de los taludes aguas arriba y aguas abajo.

**Tabla 3.1:** Algunas expresiones analíticas para los modelos de Viga de Corte No-homogénea

| Modelo Viga- Corte No-Homogénea | Periodo Fundamental $T_1 \bar{C}/H$ | Relación Períodos Naturales $T_1/T_2$ | Nth Frecuencia Circular Natural $\omega_n H/\bar{C}$ | Nth Desplasamiento Modal $U_n=(x=0,z)$ | Nth Factor Participación Modal $P_n$ | Función de transferencia (amplificación) del steady-State Miderest/Base $AF=\left[\ddot{u}(z=0)+\ddot{u}_g\right]/\ddot{u}_g$ | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | I. Amplificación "Roca Rígida" | II. Amplificación en "Roca Elástica" |
| $G=G_b\zeta^m$ $0\le m\le 1$ | $\frac{16\pi}{(4+m)(2-m)\beta_1}$ | $\frac{\beta_1}{\beta_2}$ | $\frac{\beta_n}{8}(4+m)(2-m)$ | $\zeta^{-m/2}J_q\left[\beta_n\zeta^{1-m/2}\right]$ | $\frac{2}{\beta_n}\frac{1}{J_{q+1}[\beta_n]}$ | $\frac{(a_o/2)^q}{\Gamma(q+1)J_q(a_o)}$ | $\frac{(a_o/2)^q}{\Gamma(q+1)}\cdot\frac{1}{J_q(a_o)+i\alpha J_{q+1}(a_o)}$ |
| $G=G_b\zeta^{2/3}$ | 2.57 | 2 | $\frac{9}{7}n\pi$ | $\zeta^{-2/3}sin\left[n\pi\left(1-\zeta^{-2/3}\right)\right]$ | $\frac{2}{n\pi}$ | $\frac{a_o}{sin(a_o)}$ | $\frac{a_o}{sin(a_o)+i\alpha\left(\frac{sin(a_o)}{a_o}-\cos(a_o)\right)}$ |
| Notación: | $\bar{C}$ = Velocidad de onda de corte promedio en la presa | | | | $a_o=\omega H/\bar{C}$; $\zeta=z/H$; $\Gamma()$ notación de la función Gamma | | |
| | $\alpha$ = Relación de contraste de la rigidez = $\rho C/\rho_r C_r$, donde r se refiere a las propiedades de soporte base; $i=\sqrt{-1}$ | | | | | | |
| | $\beta_n=\beta_n(m)$ es la enésima raiz de la relación del período, tabulados para los 5 primeros modos (n=1-5) y 5 valores del parámetro de no-homogeneidad m (0,1/2, 4/7, 2/3 y 1) | | | | | | |

| $\beta_n$ | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| m | Modo "n" | | | | |
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
| 0 | 2.405 | 5.520 | 8.654 | 11.792 | 14.931 |
| ½ | 2.903 | 6.033 | 9.171 | 12.310 | 15.451 |
| 4/7 | 2.999 | 6.133 | 9.273 | 12.413 | 15.554 |
| 2/3 | 3.142 | 6.283 | 9.525 | 12.566 | 15.708 |
| 1 | 3.832 | 7.106 | 10.174 | 13.324 | 16.471 |

(a)




| No. | Nombre | País | Prof. (m) | Tipo de vibraciones registradas | Referencias |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Santa Felicia * | USA | 83 | Sísmica, ambiente forzado, hidrodinámico | Abdel - Ghaffar et. al (1978, 1980) |
| 2 | Brea * | USA | 27 | Sísmica | Abdel - Ghaffar et. al (1978, 1980) |
| 3 | Carbon Canyon * | USA | 33 | Sísmica | Abdel - Ghaffar et. al (1978, 1980) |
| 4 | Bonquet * | USA | 60 | Forzado | Keightly (1966) |
| 5 | Mavrovo * | Yugoslavia | 56 | Forzado | Petrovski et al (1972) |
| 6 | Kisenyama + | Japan | 95 | Sísmica, ambiente, forzado | Okamoto (1973) Takahashi et al (1977) |
| 7 | Shimokotori + | Japan | 119 | Sísmica, ambiente, forzado | Takahashi et al (1977) |
| 8 | Nikappu + | Japan | 103 | Sísmica, ambiente, forzado | Takahashi et al (1977) |
| 9 | Talaragi + | Japan | 65 | Sísmica, ambiente, forzado | Takahashi et al (1977) |
| 10 | Sannokai * | Japan | 37 | Sísmica | Okamoto (1973) |
| 11 | Aimono * | Japan | 41 | Sísmica | Mori et al (1975) |
| 12 | Ushino + | Japan | 21 | Sísmica | Mori et al (1975) |

* Presa de tierra + Presa de enrocado

(b)

Primera forma de desplazamiento modal

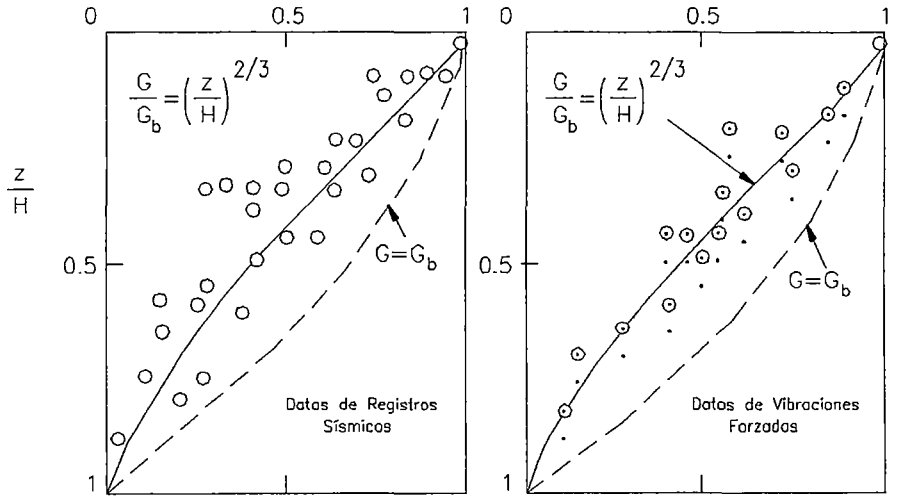



**Fig.3.3: a)** La Variación del módulo de viga de corte **"G"** en proporción a $z^{2/3}$ es consistente con las medidas indirectas de campo y geofísicos de 12 presas reales; **b)** Puede explicarse la atenuación de la forma registrada repetidamente de los desplazamientos del modo fundamental con la profundidad.

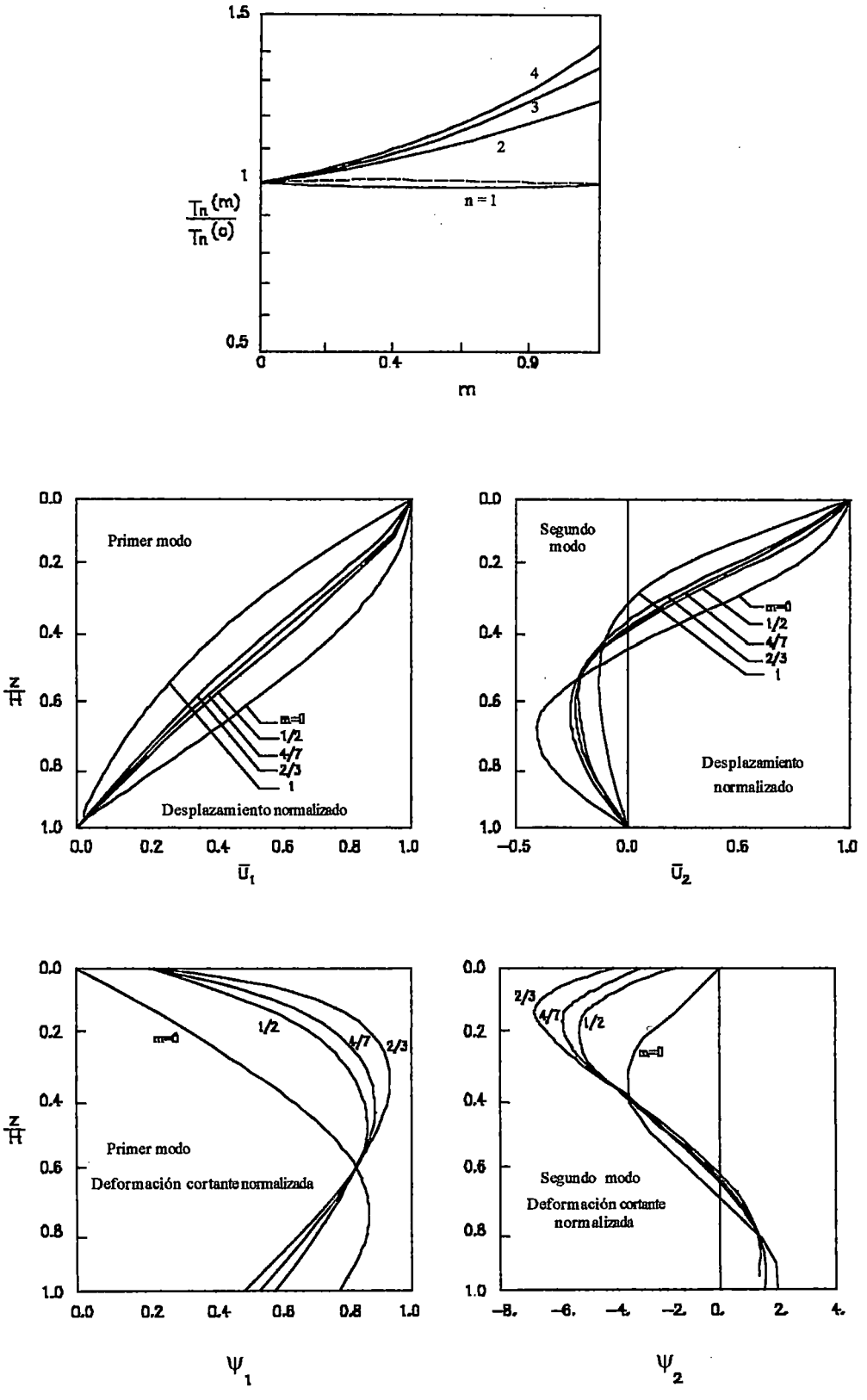



**Fig.3.4:** Efecto del parámetro **"m"** de no-homogeneidad del módulo sobre los periodos naturales, desplazamientos modales y deformación de los factores de participación modal.

El módulo de corte de un elemento de suelo particular para pequeños niveles de deformación cortante puede escribirse de la siguiente forma:

$$G = F(e, OCR).\sigma_o^{u} \qquad (6)$$

donde: $\sigma_o$ = esfuerzo octaédrico normal efectivo (presión de confinamiento), mientras **"e"** y **OCR** indican, respectivamente, la relación de vacíos y relación de sobre-consolidación aparente de un elemento particular. La función **F** varía de suelo a suelo, incrementándose monótonamente con el decrecimiento de **"e"** e incremento de **"OCR"**. El coeficiente adimensional **"μ"** ha sido estimado aproximadamente igual a 0.50 para muchos suelos ensayados en el laboratorio, principalmente para arenas limpias y arcillas puras. En la última década, sin embargo, evidencias acumuladas de ensayos de laboratorio de una amplia variedad de suelos en la vida-real sugiere que **"μ"** puede tomar valores en el rango de 0.35 a 0.90. Un estudio minucioso de la literatura produjo una abundancia de datos, algunos de los cuales se resumen en la tabla ligada a la **Fig.3.5**. Esta información puede utilizarse para hacer estimaciones bastante buenas de **"μ"** para la mayoría los materiales ha ser usados en la construcción de presas y terraplenes.

Habiéndose establecido el rango probable de valores de **"μ"**, los parámetros estáticos analizados por elementos finitos fueron utilizados para determinar la distribución inicial del esfuerzo inducido por gravedad en la sección transversal típica. Numerosos análisis lineales y también algunos no lineales, que asumen una sola etapa de construcción y múltiples etapas de construcción fueron analizadas. La mayoría de las secciones estudiadas fueron idealizadas, estando conformadas por una única zona o dos zonas diferentes, pero también se investigaron algunas secciones de presas de tierra reales con propiedades de material conocido. Se concluye que el módulo promedio **G** a través de la presa, para ser usado en los modelos de viga de corte, que puede prácticamente usarse en todos casos, es expresado en la forma siguiente:

$$G = G_b(z/H)^{m} \qquad (7)$$

Donde:

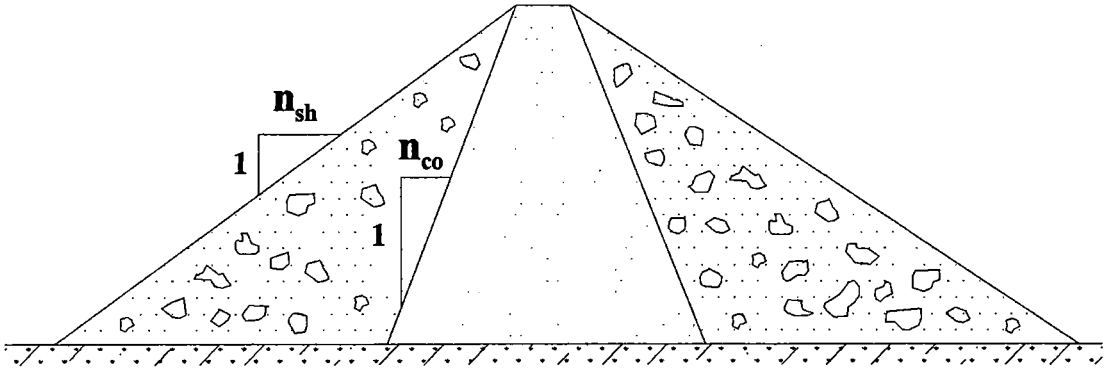
$G_b$ es el módulo de corte promedio en la base. El coeficiente **"m"** depende principalmente del coeficiente del material **"μ"**, la geometría y la rigidez relativa del núcleo, a través de la siguiente expresión:

$$m \cong \mu + d \qquad (8)$$

Donde:

$d \cong d(F_c/F_s, n_c/n_s)$ se grafica en la **Fig.3.5**.

Evidentemente **"d"** varía entre 0.05 y 0.20, con pocas excepciones. Por consiguiente, en vista del rango de valores previstos de **"μ"** descrito en la lista que acompaña esta figura, **"m"** es probable que adquiera valores entre 0.30 a 0.80. También se indica que la variación de la potencia 2/3 del módulo, mencionado en los primeros estudios, es efectivamente la variación más representativa esperada en la práctica.



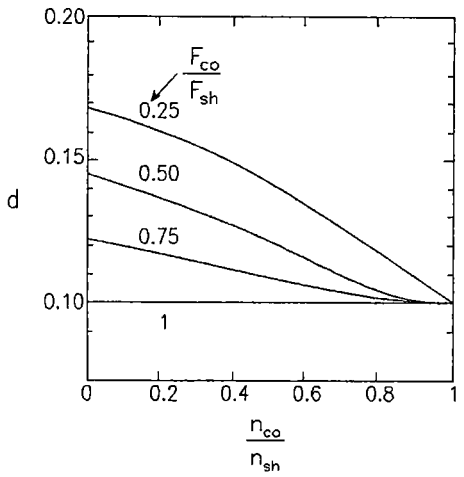

Módulo del Elemento de Suelo

Núcleo : $G_{s,co} = F_{co} \cdot \sigma_o^{\mu}$

Espaldón : $G_{s,sh} = F_{sh} \cdot \sigma_o^{\mu}$

Módulo para la Viga de Corte

$G = Gb \cdot (Z/H)^m \quad ; \; m \approx \mu + d$




**Lista de valores $\mu$ " típicos para suelos:$G = F.\sigma_o^{\mu}$**

| Tipo de Material | Tipo de Ensayo | $\mu$ |
|---|---|---|
| - Arenas de grano redondeado y angular | Columna resonante | 0.40 - 0.50 |
| - Arcillas normalmente consolidadas | Columna resonante; Triaxial mejorado | 0.50 - 0.60 |
| - Grava cuarzosa compactada ($D_{50}$ = 45 mm ) | Aparato de columna; Resonante especial | 0.35 |
| - Arena limosa ($D_{50}$ = 0.07 mm; 55% de finos) | Columna resonante | 0.60 - 0.90 |
| - Arena limosa ($D_{50}$ = 0.02 mm; 80% de finos) | Columna resonante | 0.77 |
| - Núcleo, presa Kuzuryu | Columna resonante; | 0.69 |

**Fig. 3.5:** Dependencia del parámetro de no-homogeneidad **"m"** del módulo sobre el material y características geométricas de la presa.

### 3.4.2 Solución lineal

Se han derivado expresiones analíticas de forma aproximada para las frecuencias naturales y las formas modales, las funciones de transferencia (amplificación) del estado constante, y los factores de participación sísmica para una presa modelada como una viga de corte no-homogénea triangular, para un valor arbitrario del factor de no-homogeneidad **"m"**. La **Tabla 3.1** lista estas expresiones, junto con aquellos para el caso especial de m=2/3, como una referencia sencilla.

Los resultados de los parámetros que ilustran el efecto del grado de no- homogeneidad (reflejado en el parámetro "m") se muestra en la **Fig.3.4** para los periodos naturales y las formas de desplazamiento modal de la deformación cortante, y en la **Fig.3.6** las funciones de amplificación en la corona para la base rígida. Debe notarse que al aumentar **"m"** se obtienen los siguientes resultados:

i) Atenuación más marcada de los desplazamientos del modo con la profundidad;

ii) Frecuencia fundamental casi idéntica;

iii) Frecuencias naturales superiores estrechamente espaciadas;

iv) Desplazamientos superiores y valores de amplificación de la aceleración en todas las de resonancia;

v) Importancia relativa mayor de los modos superiores; y

vi) Ocurrencia de los valores máximos de la deformación cortante de las formas modales más cercanas a la corona.

El efecto de la no-homogeneidad sobre la respuesta sísmica lineal fue estudiado en una presa uniforme y flexible de 120m altura, sujeta al movimiento registrado del sismo de Taft 1952 (componente NE) y modelado como una viga de corte. La presa experimentó valores picos de aceleración absoluta que dependen del valor asumido de **"m"**: 0 (homogéneo), 1/3, y 2/3. A continuación se mencionan algunas tendencias que son dignas de resaltar.

Primero, en la cuarta parte superior de la presa, la aceleración pico y, para una menor magnitud, los desplazamientos picos son susceptibles a **"m"**. Hay una aproximación de 60% en la diferencia experimentada en las aceleraciones de la corona de la presa por la homogeneidad y la no-homogeneidad (m=2/3), mientras que los desplazamientos correspondientes de la corona difieren por solo el 25%. La respuesta de la presa para "m" igual 1/3, por otro lado, excede la respuesta calculada para el modelo homogéneo sólo ligeramente. La diferencia entre los tres modelos prácticamente desaparece en los tres cuartos más bajos de la presa.

Para conseguir una mejor sensibilidad en la naturaleza de la respuesta en la corona y su dependencia sobre la no-homogeneidad, se presentan las comparaciones mostradas en la **Fig. 3.7** de la aceleración de la cresta respectiva y las historias de desplazamientos para m=0 (homogénea) y m=2/3. Es evidente que las frecuencias naturales superiores juegan un rol significativo solamente para las aceleraciones. Ahora, a partir de la importancia relativa de los modos superiores (comparado a aquel del modo fundamental) los incrementos con la no-homogeneidad son crecientes, como se notó en la comparación de las funciones de amplificación en la **Fig.3.6**, cuando más alto es **"m"** se tiende a alcanzar mayores aceleraciones.

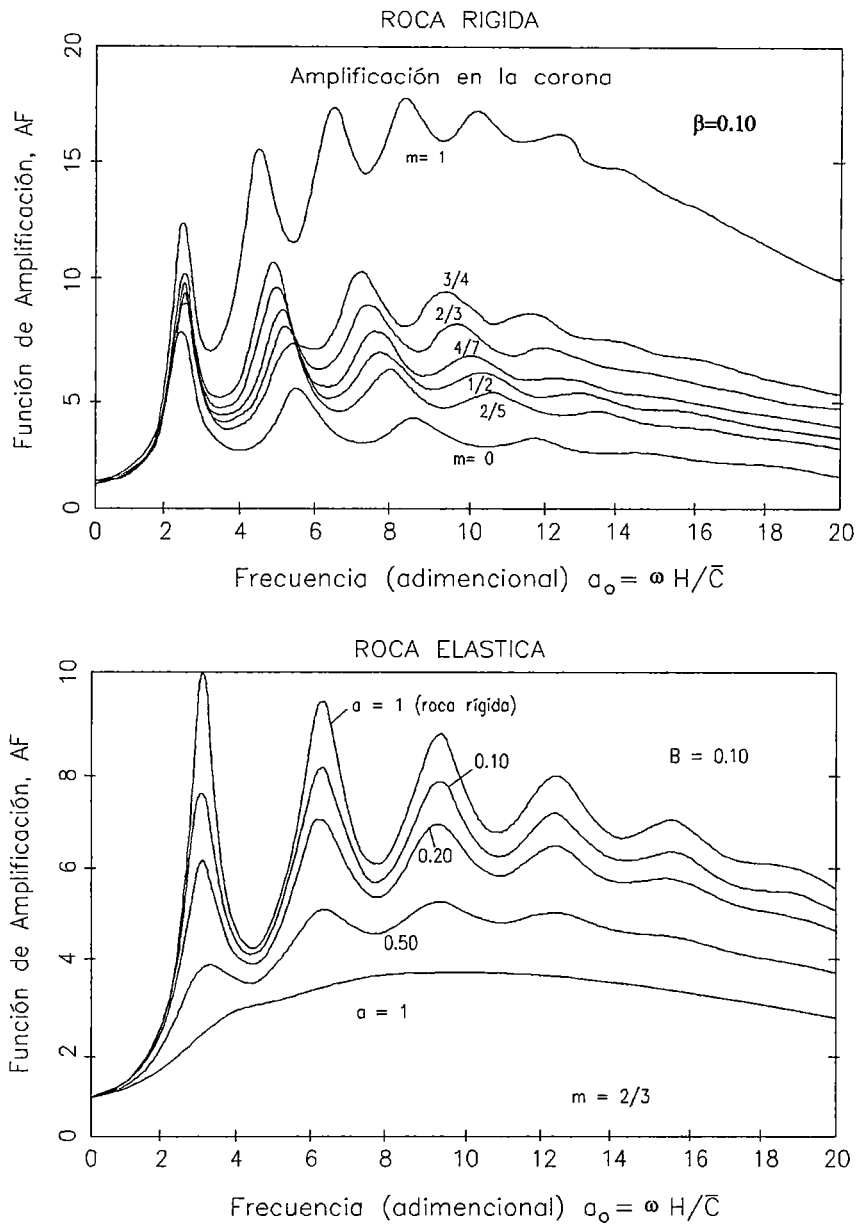



**Fig.3.6:** (a) Efecto del parámetro de no-homogeneidad **"m"** sobre la función amplificación en la corona en condiciones estables; "caso roca rígida"

La segunda observación interesante es que los esfuerzos de corte son apenas influenciados por **"m"**. Como resultado, las deformaciones cortantes, siendo en todo momento inversamente proporcional a **G(z)**, son fuertemente afectadas por la no-homogeneidad. En la **Fig.3.8** se puede notar que el movimiento pico mayor se localiza muy cerca de la corona cuando **"m"** aumenta hacia 2/3.

Se señala, sin embargo, que las conclusiones anteriores basadas en las **Figs.3.7-3.8**, son cuantitativamente apropiadas sólo para estructuras de tierra muy flexibles y análisis lineal. Con presas rígidas las diferencias debido a valores diferentes de "m" pueden disminuir significativamente, ya que los modos superiores juegan un papel menos importante en la respuesta.

Es más, el comportamiento inelástico no lineal del suelo durante fuertes vibraciones del terreno puede incluso invertir algunas de las tendencias observados en **Figs.3.7-3.8**.

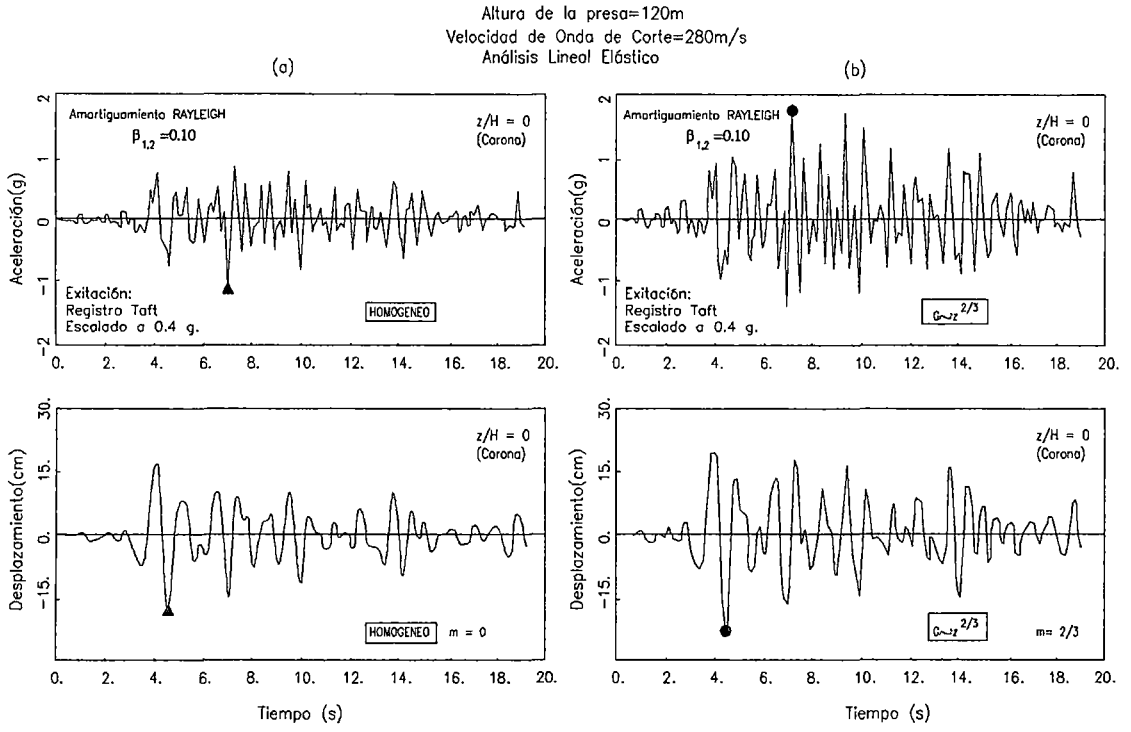



**Fig.3.7:** Efecto de la no-homogeneidad sobre la historia de aceleraciones y desplazamientos en la corona de la presa

### 3.4.3 Respuesta Inelástica

La amplificación muy alta de aceleraciones cerca de la corona calculada para muchas presas de tierra no-homogéneas (con m=0.60-0.75) ha incitado la pregunta de sí tal comportamiento es razonable. Mientras es verdad que los sustentos de evidencias sustanciales de campo validan el concepto de la no-homogeneidad de la viga corte, la mayoría de los datos de campo relacionados no incluyen la respuesta de presas de tierra

para vibraciones sísmicas muy débiles del terreno, o para vibraciones inducidas por el hombre. Ambos tipos de carga inducen deformaciones cortantes muy pequeñas y los materiales componentes se comportan de manera elástica casi-lineal. Tal fue el caso, por ejemplo, con las 12 presas mencionadas registradas en la **Fig.3.3**. también se ha evaluado exitosamente el modelo para m=2/3 a través de otros casos estudiados, también incluyen ensayos de vibración forzada para pequeñas amplitudes y, por consiguiente, el comportamiento casi-lineal. ¿Pero cuál es la influencia sobre la respuesta inelástica no lineal de la excitación fuerte del terreno?

Existen métodos que analizan la respuesta inelástica de las presas de tierra. Usando uno de estos métodos, 'La viga de corte inelástica estratificada', se han obtenido resultados para la respuesta no lineal-inelástica de una presa de 120m de altura que tiene características de rigidez compatible con aquéllas presas de 120m de altura estudiada en **Figs.3.7-3.8** para tres valores diferentes del parámetro de no-homogeneidad del módulo, m=0, 1/3, y 2/3, considerados. Sin embargo, la relación de deformación promedio-esfuerzo promedio para cada capa superior del elemento (**Fig.3.1**) se asume como la siguiente relación hiperbólica:

$$\tau = \tau(z,\gamma) = G(z)\frac{\gamma}{1+\gamma/\gamma_r} \qquad (9)$$

$G(z)$ = módulo elástico a baja deformación = $G_b(z/H)^m$; y $\gamma_r$ = deformación de referencia = $\tau_{max}(z)/G(z)$. Dos valores constantes diferentes de $\gamma_r$ escogidos para que la presa experimente una respuesta inelástica ligera y severa, respectivamente, cuando es sometida al registro de Taft componente NE escalado a 0.40g. Fueron considerados para simplificar: $\gamma_r$ = 0.003 y $\gamma_r$=0.0013; el promedio resultante es dos curvas de $\tau$-$\gamma$ para las tres presas, las que son graficadas en **Fig.3.9.** Se señala que el uso de tales modelos de presa no lineal semi-elástico en este estudio necesariamente no implica su aprobación para el uso general; esto se ha motivado más bien por el hecho de que ellos pueden definirse con sólo tres parámetros: el valor promedio del módulo **G** a baja deformación, el parámetro de no-homogeneidad **"m"**, y la deformación de referencia $\gamma_r$.

Altura de la presa = 120 m.

Velocidad de onda de corte promedio = 280 m/s

Análisis lineal elástico

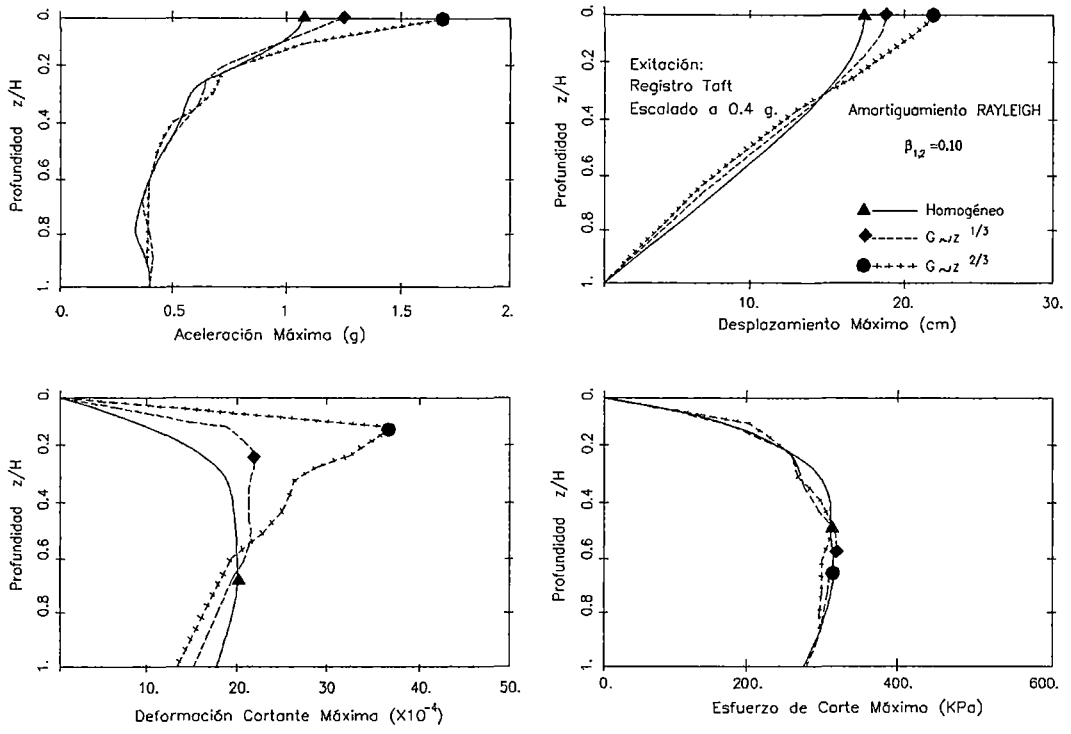



**Fig. 3.8:** Efecto del grado de no-homogeneidad sobre la distribución de variables de respuesta sísmica máxima con la profundidad. Se observa una diferencia sustancial en la aceleración de la corona.

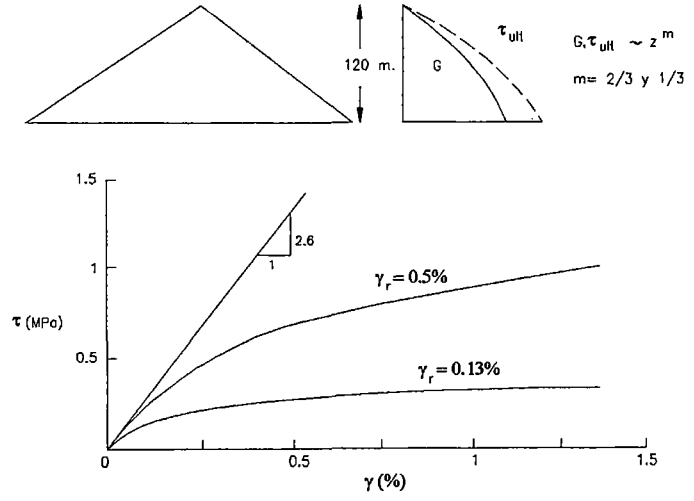



**Fig. 3.9:** Relaciones esfuerzo-deformación cortante de capa promedio hiperbólico, usado en el estudio de no-homogeneidad versus la no-linealidad.

La **Fig.3.10** contrasta las distribuciones de valores pico de la aceleración absoluta y deformación cortante del análisis compatible lineal, moderadamente no lineal ($\gamma_r = 0.003$) y fuertemente no lineal ($\gamma_r = 0.0013$).

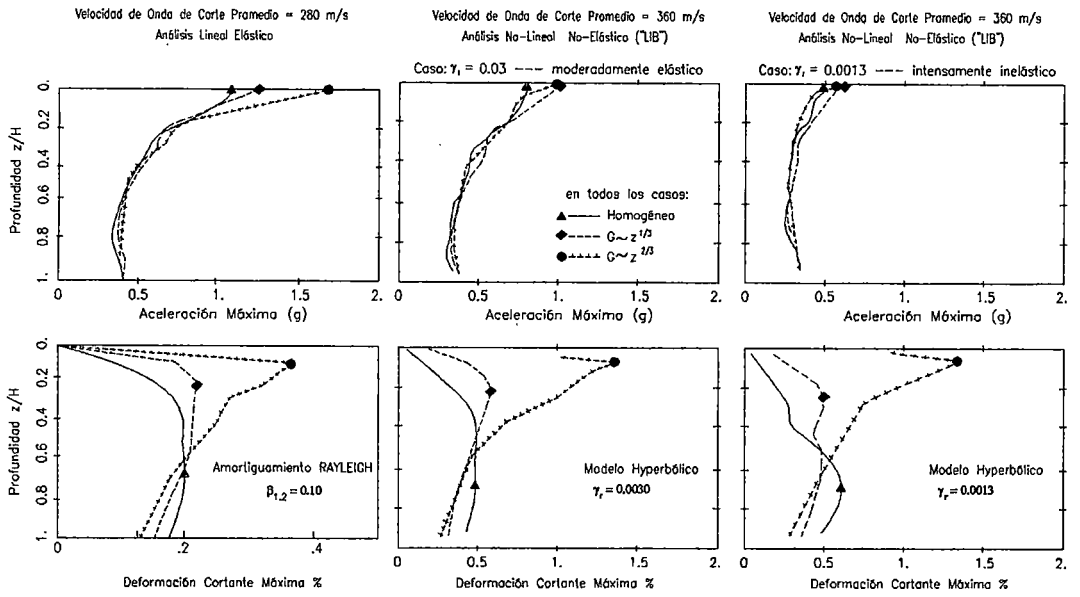



**Fig.3.10:** Para una excitación dada, con incremento no-lineales. (a) Disminución de los aceleraciones cerca de la corona y los efectos de la no-homogeneidad tienden a disminuir; pero (b) Las distribuciones de la deformación cortante máxima permanecen ligeramente sin cambiar, en magnitud y forma.

Se observaron diversas tendencias que son dignas de señalar:

1. Para todos los tipos de no-homogeneidad (m=0, 1/3, 2/3) la fuerte acción no lineal reporta una amplificación substancialmente reducida. Las aceleraciones pico en la corona disminuyen en promedio aproximadamente desde 1.50g durante las oscilaciones lineales hasta escasamente 0.50g durante la fuerte vibración que induce comportamiento inelástico.
2. El modelo para m=2/3 parece ser particularmente sensible a la no-linealidad. Así, para $\gamma_r$=0.0013 este modelo predice una aceleración pico en la corona la cual es menor que la calculada con el modelo para m=1/3 - una alteración bastante dramática de la tendencia se notó previamente en los resultados lineales. Nótese también en la **Fig.3.11** los cambios sustanciales en el contenido de frecuencia del tiempo-historia de aceleración en la corona del 'modelo m=2/3'

3. A pesar de la acción inelástica durante los dos análisis no lineales, las distribuciones de deformación cortante pico esencialmente retienen su forma elástica lineal. La única diferencia notable es la concentración ampliada por las deformaciones pico en la corona, inducida en el modelo para m=2/3. Las diferencias entre desplazamientos-relativos picos (no mostrados aquí) aumentan fuertemente con el incremento de la magnitud de la no-linealidad.

En conclusión, el comportamiento inelástico juega un papel esencial en la respuesta sísmica de las presas de tierra, pudiendo causar una alteración de algunos de los efectos lineales de la no-homogeneidad de la rigidez, y un refuerzo de otros. La magnitud de tales cambios, sin embargo, depende de la rigidez y características de la resistencia de la presa y de la intensidad y características de frecuencia de la excitación.

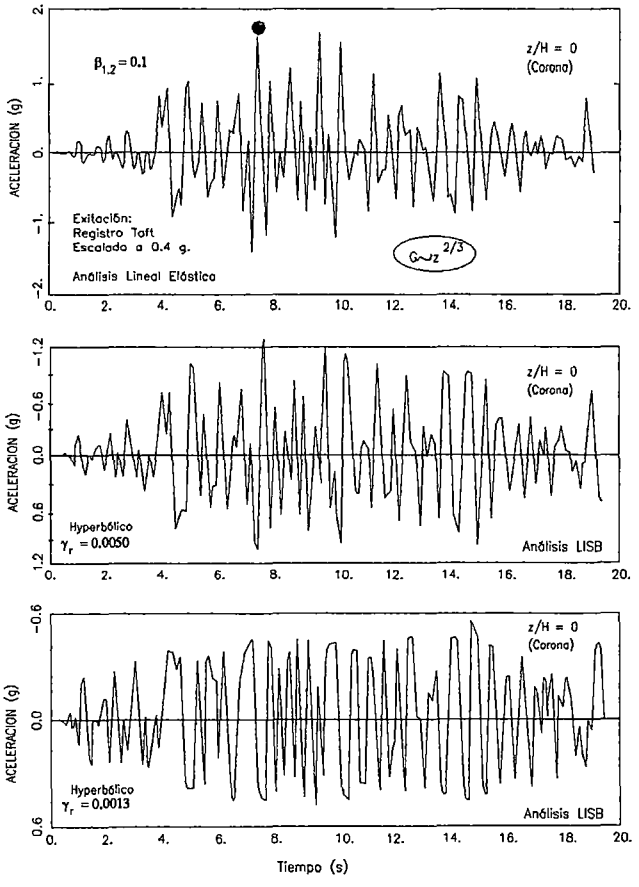



**Fig. 3.11:** No-homogeneidad versus no-linealidad: respuesta lineal, moderadamente no-lineal ($\gamma r$= 0.005) y fuertemente no-lineal ($\gamma r$=0.0013) de la historia de la aceleración en la corona en una presa no-homogénea con m=2/3. La frecuencia contenida del movimiento cambia dramáticamente, así como su intensidad.

# CAPÍTULO 4

# ANÁLISIS DINÁMICO DE PRESAS DE TIERRA

## 4.1 PELIGRO SÍSMICO

El Perú esta comprendido entre una de las regiones de más alta actividad sísmica existentes, es decir, podría producirse un sismo de grandes magnitudes en cualquier momento, sobre todo en las áreas cercanas a fallas; si las fallas son inversas enterradas representan un peligro potencial, este tipo de fallas no superficiales son difíciles de ser identificadas, y la única evidencia de su existencia son las elevaciones que se producen en el terreno; estas fallas son muy importantes ya que solamente una de ellas sería capaz de producir un sismo de magnitud entre 6.5 y 7, mientras que dos de ellas fácilmente producirán un sismo de magnitud mayor que 7.5; la existencia de este tipo de fallas hace que el peligro sísmico se incremente en un 15% en zonas cercanas a dichas fallas. Por esto es necesario efectuar estudios que nos permitan conocer el comportamiento más probable de estos fenómenos y de ésta manera planificar y mitigar los grandes efectos que podrían causar. En términos probabilísticos se puede evaluar el peligro sísmico de un determinado lugar, es decir predecir las posibles aceleraciones que podrían ocurrir en una zona.

En las normas de diseño se especifican las cargas sísmicas; el coeficiente de diseño sísmico a ser usado en el diseño sísmico estático se determina basándose en la zona, condición del suelo e importancia de la estructura. Si la estructura es flexible la carga sísmica se modifica tomando en cuenta su periodo fundamental. Sin embargo, cuando se planifican estructuras importantes, debe evaluarse sus capacidades para resistir terremotos basándose en estudios detallados de peligro sísmico. Tales estructuras comprenden: grandes presas, puentes con luces grandes, túneles, centrales nucleares. También se necesitan estudios detallados para evaluar el peligro sísmico en una zona grande por urbanizar.

A. Cornel en 1968, desarrolló una metodología en términos probabilísticos para evaluar el peligro sísmico, esta metodología fue modificada e implementada por McGuire (1976) en

el programa de cómputo **RISK**. Esta metodología integra información sismo-tectónica, parámetros sismológicos y leyes de atenuación regionales para los diferentes mecanismos de ruptura. El resultado es una curva de peligro sísmico, donde se relaciona la aceleración y su probabilidad de excedencia.

Se presenta a continuación un resumen del trabajo desarrollado por Castillo y Alva (1993) titulado "Peligro Sísmico en el Perú".

### 4.1.1 Sismotectónica

Los terremotos deben tratarse como eventos regionales y no locales, que ocurren en un corto periodo de tiempo. Las ondas sísmicas que viajan hacia arriba desde la profundidad cambian de dirección debido a las irregularidades en las interfaces geológicas profundas, y su energía es focalizada en ciertas áreas y desfocalizada en otros lados. Las ondas pueden ser atrapadas en los bordes de las cuencas, o reflejadas de tal forma que viajen como ondas superficiales a través de ellas. Estos efectos ilustran algunas de las razones por las que ocurren los diferentes tipos de daños.

Los científicos del **USGS** desarrollaron indicadores de movimientos sísmicos para la región de Los Angeles, los cuales varían dependiendo de las condiciones geológicas locales. Estos científicos recomiendan el uso de los datos de las réplicas para predecir la respuesta de otros lugares ante fuertes movimientos del terreno. Adicionalmente desarrollaron relaciones de velocidad de ondas de corte (s-wave) que ayudan a determinar las características de las respuestas locales de la región. Este trabajo muestra que las zonas propensas a sufrir daños pueden ser definidas y que se puede tomar medidas para la mitigación de daños, antes que ocurra el próximo gran sismo.

La tecnología moderna permite hacer mediciones precisas del desplazamiento relativo de la superficie terrestre, así como el desplazamiento absoluto mediante el empleo de satélites. El sistema de posicionamiento global (**GPS**), creado originalmente para uso militar, es usado actualmente para estudiar la deformación de la corteza terrestre.

A lo largo de casi toda la costa de California en los Estados Unidos, la placa del Pacífico se mueve hacia el norte aproximadamente un centímetro por año con relación a la placa Americana. Este movimiento ocurre continuamente causando esfuerzos en los contactos de las placas, los cuales se deben a la fricción entre éstas. Cuando el esfuerzo acumulado es rápidamente liberado en forma de un terremoto, se producen aumentos considerables en los desplazamientos de las placas, en las zonas cercanas a la ruptura.

En 1991, gracias al esfuerzo cooperativo entre el estado de California y las agencias federales, el sistema de posicionamiento global fue usado para unir 260 **GPS** en una red tridimensional, formando así el "Californian High Presicion Geodetic Network" (**HPGD**). La precisión de los puntos hallados es de una parte por millón, esto permite a los científicos implementar sus conocimientos acerca de la tectónica de placas, y a los ingenieros estudiar los efectos en las estructuras debido a los desplazamientos del suelo inducidos por sismos.

La actividad sísmica en el país es el resultado de la interacción de las placas tectónicas Sudamericana y de Nazca, y de los reajustes que se producen en la corteza terrestre como consecuencia de la interacción y la morfología alcanzada por el Aparato Andino. Los principales rasgos tectónicos de la región occidental de Sudamérica, son la cordillera de los andes y la fosa oceánica Perú-Chile, están relacionados con la alta actividad sísmica y otros fenómenos telúricos de la región, como una consecuencia de la interacción de dos placas convergentes cuya resultante más saltante es el orogénico contemporáneo constituido por los Andes. La teoría que postula esta relación es la Tectónica de Placas o Tectónica Global (Isacks et al, 1968). Los rasgos tectónicos superficiales más importantes (Berrocal et al, 1975) en el área en estudio son:

1. La Fosa Oceánica Perú-Chile.
2. La Dorsal de Nazca.
3. La porción unidad de la costa norte de la Península de Paracas, asociada con un zócalo continental más ancho.
4. La cadena de los andes
5. Las unidades de deformación y sus intrusiones magmáticas asociadas.
6. Sistemas regionales de fallas normales e inversas y de sobre-escurrimiento.

Silgado (1978) realizó una importante descripción ordenada de la historia sísmica del Perú. Desde el siglo XVI hasta el siglo XIX solo se reportan los sismos sentidos en las ciudades principales, indicando que dicha actividad sísmica no es totalmente representativa. Dorbath et al (1990) analizaron los grandes sismos históricos y obtuvieron cantidades estimadas de longitudes de ruptura en un diagrama espacio-tiempo de los grandes sismos históricos del Perú. Se muestra la existencia de tres zonas diferentes correspondientes a la segmentación de la placa de Nazca sub-ducida en la placa Sudamericana. La actividad sísmica en el Norte y Centro del país es compleja debido a la irregularidad de las longitudes de ruptura, la zona sur tiene un modelo sísmico simple y regular, ya que ha experimentado cuatro grandes sismos cuyo tiempo de recurrencia es del orden de un siglo; esta es una zona de alto riesgo sísmico.

La información sismológica instrumental del Perú se encuentra recopilada en el Catálogo Sísmico del Proyecto **SISRA** (Sismicidad de la Región Andina,1982), que tiene eventos desde el año 1900. Para la elaboración de este catálogo se consideraron los registros cuya magnitud $\mathbf{m_b}$ es mayor o igual a 4.0, ya que a partir de este valor los sismos adquieren importancia. La información sismológica de 1990-II a 1991-II tiene carácter preliminar y ha sido recopilada del **NEIC** (National Earthquake Information Center) y del **IGP** (Instituto Geofísico del Perú).

Dentro de la metodología para el cálculo del peligro sísmico se considera que los eventos sísmicos presentan una distribución de Poisson, que se caracteriza por suponer la independencia entre los tiempos de ocurrencia, ya que cada uno de los sismos se considera como un evento aislado e independiente.

En el catálogo sísmico depurado (1900, 1990-I) consta de 4276 sismos. La estadística sísmica no es homogénea o íntegra; la mayor parte de los eventos ocurridos antes de 1960 no tiene reportada su magnitud. Sólo a partir de 1963 los datos instrumentales son más precisos, año en el cual la red de sismógrafos **WWSSN** (World Wide Standard Seismograph Network) estaba finalmente instalada. La base de datos está conformada por los sismos comprendidos entre 1963 y 1990, los mismos que corresponden a 3892 eventos principales e independientes.

El análisis de peligro sísmico se realiza en función a la magnitud. Las escalas de magnitud utilizadas son $\mathbf{m_b}$ y $\mathbf{M_s}$ , calculadas a partir de las ondas de cuerpo y de superficie respectivamente. La siguiente relación entre estas dos magnitudes es comúnmente utilizada en nuestro medio, de manera que se puede utilizar cualquiera de ellas para homogenizar la muestra de datos.

$$m_b = 3.30 + 0.40\, M_s$$

La distribución espacial de la actividad sísmica no es uniforme. Está principalmente concentrada en los bordes de los grandes bloques tectónicos, denominados placas tectónicas. En la **Fig.4.1** se presentan todos los hipocentros del Catálogo Sísmico **SISRA** (1963-1990) y los rasgos neotectónicos indicados por Macheré et al (1991). Se observa que la actividad sísmica en la zona Norte y Centro del país ésta distribuida en dos fajas sísmicas longitudinales a los Andes; una occidental a los Andes; y exclusivamente producto de la subducción con hipocentros mayormente superficiales y algunos intermedios; a la otra, oriental a los andes que involucra tanto a procesos de subducción (para hipocentros de profundidades intermedias, hasta 300 Km).

Existe una actividad sísmica superficial causada por el proceso de reajuste tectónico del Aparato Andino. En la **Fig.4.1** se observa agrupamientos importantes de eventos en algunas estructuras neotectónicas tales como las fallas de Huaytapallana, fallas ubicadas en la sierra central y en Moyobamba; en las cuales se aprecia que la actividad sísmica se encuentra en los primeros 40 Km de profundidad. Los sismos recientes e históricos de Ayacucho, Cuzco, Urcos y norte del Lago Titicaca, son manifestaciones de esta zona sísmica, muy superficial y destructiva (Ocola,1989).

### 4.1.2 Determinación de las fuentes sismogénicas

La distribución espacial de la actividad sísmica y las características neo-tectónicas en el Perú, han permitido definir 20 fuentes sismo-génicas con características sismo-tectónicas específicas. Estas fuentes se presentan como áreas, ya que no existen suficientes datos para modelar las fallas como fuentes lineales.

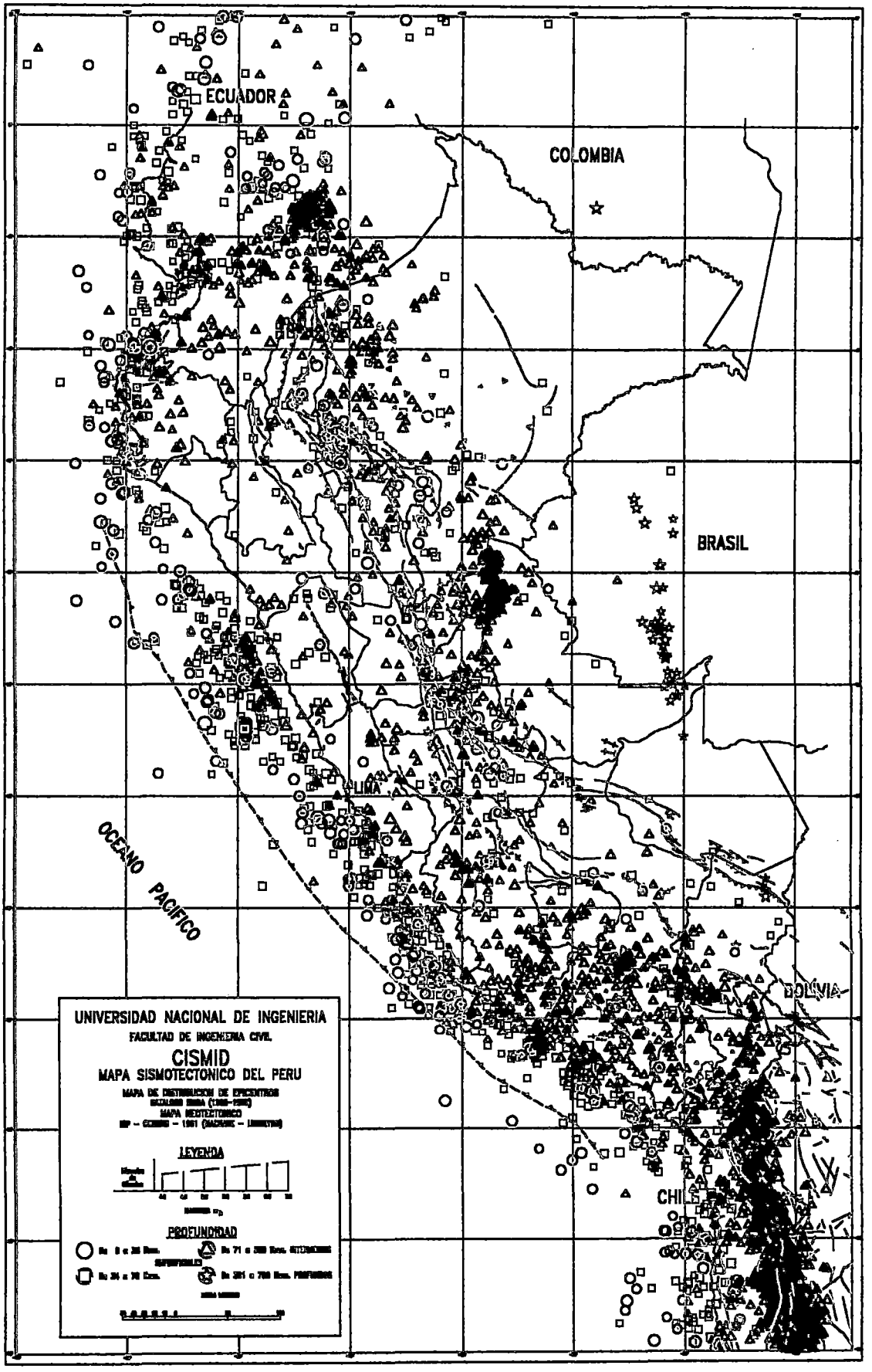

ECUADOR
COLOMBIA
BRASIL
LIMA
OCEANO PACIFICO
BOLIVIA
CHILE
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
CISMID
MAPA SISMOTECTONICO DEL PERU
LEYENDA
PROFUNDIDAD

Figura: 4.1

El hecho de que la actividad sísmica en el Perú, es el resultado de la interacción de las placas Sudamericana y de Nazca, y el proceso de reajuste tectónico del Aparato Andino, nos permiten agrupar a las fuentes en:

- Fuentes de Subducción, y
- Fuentes Continentales

Las Fuentes de Subducción modelan la interacción de las placas Sudamericana y Nazca. Las fuentes 1, 2, 3, 4 y 5 se ubican a lo largo de la costa y representan la sismicidad superficial en la zona de Benioff (0-70 Km). Las fuentes 13, 14, 15, 16, 17, 18 y 19 representan la sismicidad intermedia (71 a 300 Km). La fuente 20 representa la sismicidad profunda en la superficie de Benioff (500 a 700 Km).

Las fuentes continentales 6, 7, 8, 9, 10, 11 y 12 están relacionadas con la actividad sísmica superficial andina. Las fuentes ubicadas en la zona Norte, frontera con el Ecuador y en el Sur, frontera con Chile se definieron considerando las fuentes propuestas por Bonilla y Ruiz (1992) y Aiquel (1990), respectivamente.

En la **Fig.4.2a** se muestra la ubicación de las fuentes Continentales y Subducción Superficiales (0-70 Km), formando dos fajas longitudinales a los Andes. En la **Fig.4.2b** están ubicadas las fuentes de Subducción Intermedia (71-300 Km) y Profunda (500-700 Km).

Cada una de las fuentes sismogénicas tiene características propias definidas por sus parámetros sismológicos: magnitud mínima de homogeneidad, pendiente de la distribución Gutenberg-Richter, tasa media anual de actividad sísmica y magnitud máxima. Las escalas de magnitud utilizadas son $\mathbf{m_b}$ y $\mathbf{M_s}$, dependiendo de la escala utilizada, los sismos muestran valores asintóticos a partir de una cierta magnitud (Idriss, 1985).

La magnitud máxima probable que puede ser liberada como energía sísmica (Mc. Guire, 1976 ); se determina utilizando el criterio de que el evento más grande que ha ocurrido en la fuente en el pasado, es el máximo sismo que se espera en el futuro.

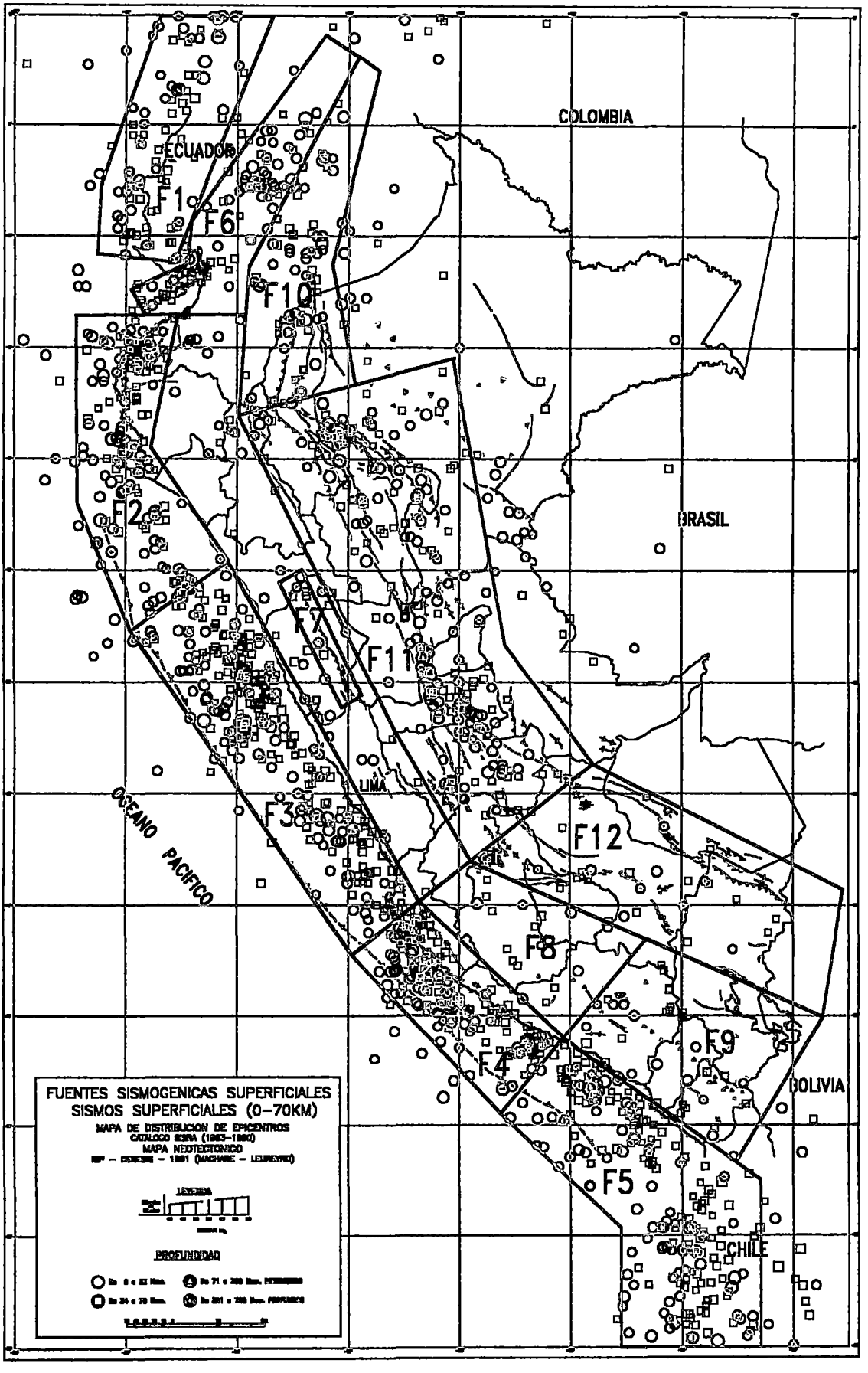

COLOMBIA
ECUADOR
F1
F6
F10
F2
BRASIL
F7
F11
LIMA
OCEANO PACIFICO
F3
F12
F8
F9
F4
BOLIVIA
F5
CHILE
FUENTES SISMOGENICAS SUPERFICIALES
SISMOS SUPERFICIALES (0-70KM)
MAPA DE DISTRIBUCION DE EPICENTROS
MAPA NEOTECTONICO
LEYENDA
PROFUNDIDAD

Figura:4-2a

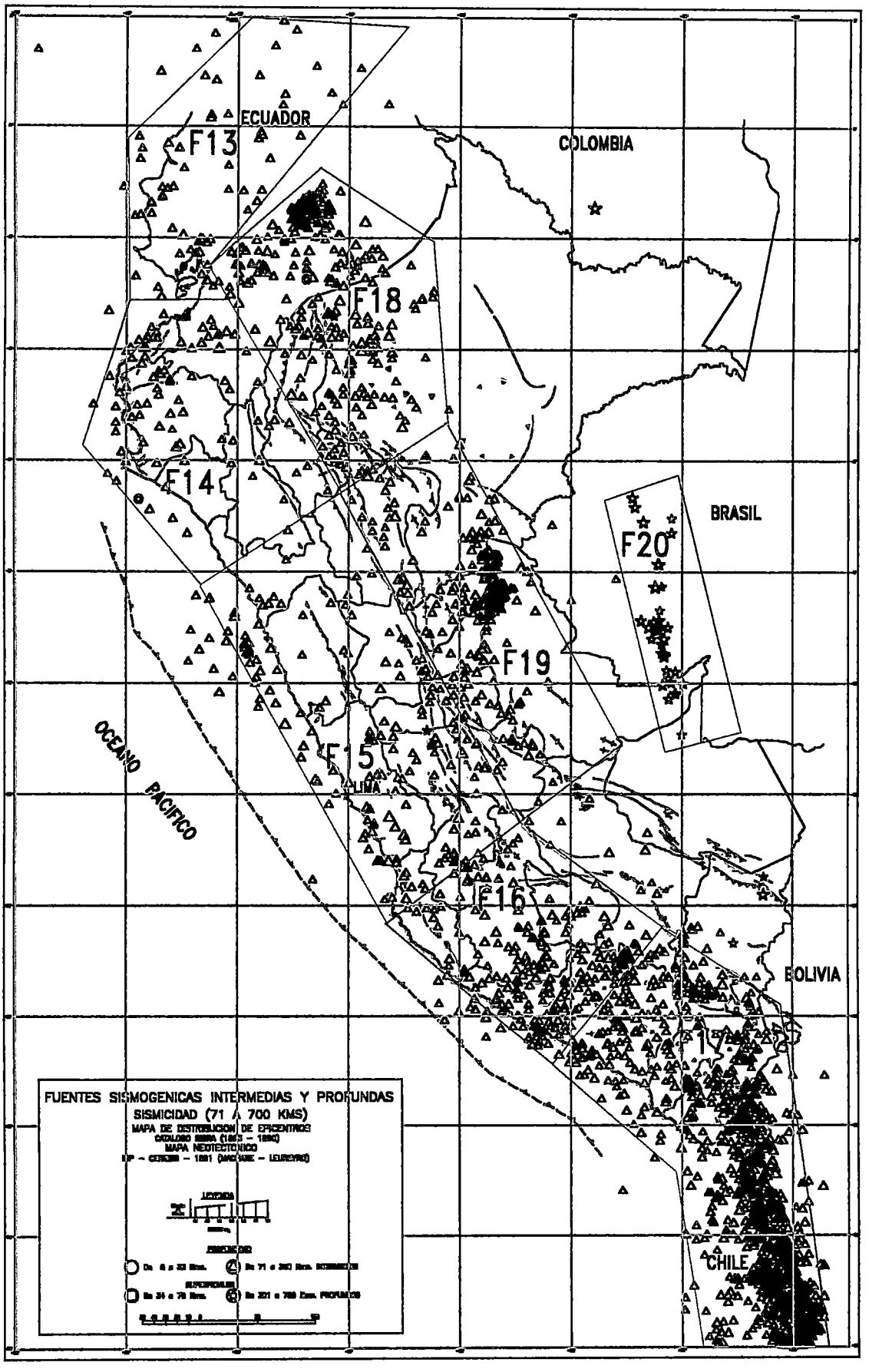

ECUADOR
COLOMBIA
F13
F18
F14
F20
BRASIL
F19
F15
LIMA
OCEANO PACIFICO
F16
BOLIVIA
CHILE
FUENTES SISMOGENICAS INTERMEDIAS Y PROFUNDAS
SISMICIDAD (71 A 700 KMS)
MAPA DE DISTRIBUCION DE EPICENTROS

Figura: 4-2b

Las leyes de atenuación de aceleraciones usadas son la propuesta por Casaverde y Vargas (1980), para fuentes asociadas al mecanismo de subducción; esta ley está basada en los registros de acelerógrafos de las componentes horizontales de diez sismos ocurridos en el Perú, registrados en Lima y alrededores. La segunda ley de atenuación utilizada es la propuesta por Mc. Guire (1976) para la Costa Oeste de los EE-UU para las fuentes asociadas a sismos continentales.

### 4.1.3 Evaluación del peligro sísmico

El peligro sísmico se define por la probabilidad que en un lugar determinado ocurra un movimiento sísmico de una intensidad igual o mayor que cierto valor fijado. En general, se hace extensivo el término intensidad a cualquier otra característica de un sismo, tal como su magnitud, la aceleración máxima, el valor espectral de la velocidad, el valor espectral del desplazamiento del suelo, el valor medio de la intensidad Mercalli Modificada u otro parámetro.

La ocurrencia de un evento sísmico es de carácter aleatorio y la teoría de las probabilidades es aplicable en el análisis del riesgo de su ocurrencia. Aplicando esta teoría se puede demostrar que sí la ocurrencia de un evento "A" depende de la ocurrencia de otros eventos: $E_1$, $E_2$, .....$E_n$, mutuamente excluyentes y colectivamente exhaustivos; entonces, de acuerdo al teorema de la "Probabilidad Total" se tiene para la probabilidad de ocurrencia de "A":

$$P(A) = \sum_{i}^{n} P(\frac{A}{E_i}) * P(E_i)$$

donde $P(A/ E_i)$ es la probabilidad condicional que "A" ocurra, dado que $E_i$ ocurra.

La intensidad generalizada (**I**) de un sismo en un lugar fijado puede considerarse dependiente del tamaño del sismo (la magnitud o intensidad epicentral) y de la distancia al lugar de interés. Si el tamaño del sismo (**S**) y su localización (**R**) son considerados como variables aleatorias continuas y definidas por sus funciones de densidad de

probabilidad, $f_s(S)$ y $f_R(r)$ respectivamente; entonces el peligro sísmico definido por la probabilidad que la intensidad "I" sea igual o mayor que una intensidad dada, será: $P(I_i)$ y esta dada por:

$$P(I >= i) = \iint P(I/(s,r)) f_S(s)\, f_R(r)\, ds\, dr$$

Esta es la expresión que resume la teoría desarrollada por Cornell en 1968, para analizar el peligro sísmico. La evaluación de esta integral es efectuada por el programa de cómputo **RISK** desarrollado por R. McGuire (1976) en el cálculo del peligro sísmico.

### 4.1.4 Determinación del peligro sísmico

Calculados los parámetros sismológicos de las fuentes, las profundidades representativas de los hipocentros de las fuentes y seleccionado las leyes de atenuación, se calcula las aceleraciones horizontales mediante el programa **RISK** en una malla de puntos en el área requerida. En las **Figs.4.3 y 4.4** se muestran los mapas de iso-aceleraciones con un 10% de excedencia para 50 y 100 años de vida útil.

Se observa que los valores mas altos de aceleraciones máximas están localizados a lo largo de toda la costa y van disminuyendo a medida que se avanza hacia el Este. Así, las zonas de Tumbes, Piura, Ica, Tacna y el Norte de Chile tienen los valores mas altos de aceleración, 0.50g y 0.60g para 50 y 100 años de vida útil respectivamente. Debe considerarse que en estas zonas se han producido históricamente sismos muy grandes y además son las zonas que presentan una mayor tasa de ocurrencia de sismos.

Se observa, también, altas aceleraciones en las zonas peruanas de Moyobamba, norte del departamento de Amazonas y en la zona ecuatoriana de Cuenca con 0.32g y 0.38g en 50 y 100 años respectivamente.

Los valores más bajos de aceleración están localizados en la zona oriental, en el departamento de Loreto teniendo valores desde 0.06g y 0.08g. Otra región con valores bajos es la zona de Madre de Dios con valores desde 0.10g y 0.14g.

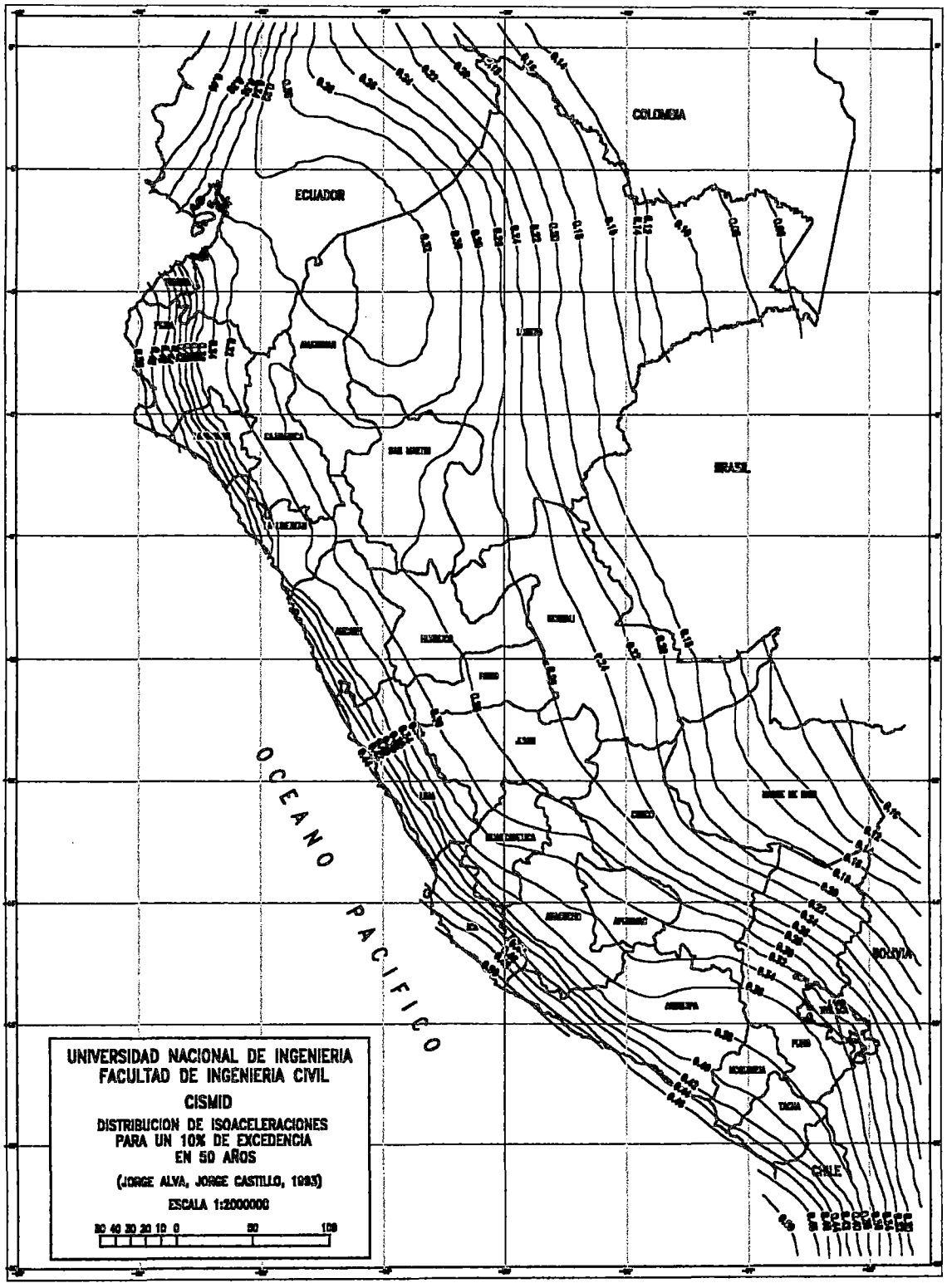

COLOMBIA
ECUADOR
BRASIL
BOLIVIA
CHILE
OCEANO PACIFICO
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
CISMID
DISTRIBUCION DE ISOACELERACIONES
PARA UN 10% DE EXCEDENCIA
EN 50 AÑOS
(JORGE ALVA, JORGE CASTILLO, 1993)
ESCALA 1:2000000
80 40 30 20 10 0 80 100

Figura:4.3

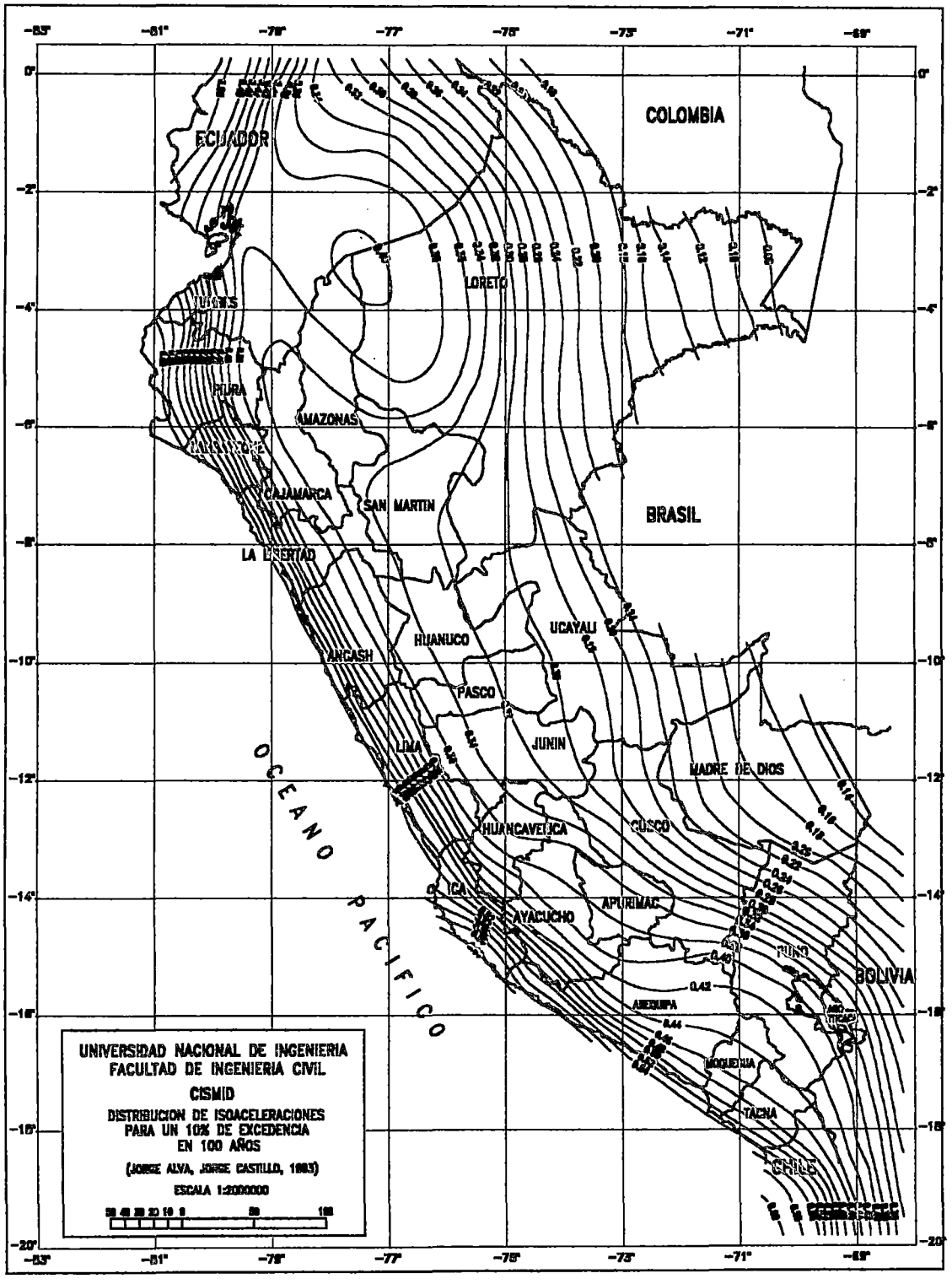

COLOMBIA
ECUADOR
LORETO
TUMBES
PIURA
AMAZONAS
CAJAMARCA
SAN MARTIN
BRASIL
LA LIBERTAD
HUANUCO
UCAYALI
ANCASH
PASCO
JUNIN
LIMA
MADRE DE DIOS
HUANCAVELICA
CUSCO
ICA
APURIMAC
AYACUCHO
PUNO
BOLIVIA
AREQUIPA
MOQUEGUA
TACNA
CHILE
OCEANO PACIFICO
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
CISMID
DISTRIBUCION DE ISOACELERACIONES
PARA UN 10% DE EXCEDENCIA
EN 100 AÑOS
(JORGE ALVA, JORGE CASTILLO, 1993)
ESCALA 1:2000000

Figura: 4.4

Las curvas de iso-aceleraciones prácticamente se mantienen paralelas a la costa, lo que coincide con el mecanismo de subducción. En la zona **NE** del país se produce una separación y cambios en la orientación de las curvas asociadas a la alta sismicidad de esta zona especialmente el nido sísmico de Moyobamba. Se observa también cambios en la inclinación de las curvas a la altura de la Contorsión de Abancay, al norte de Arequipa, zona en la cual se produce la más importante inclinación de la Placa de Nazca.

Los resultados que muestran las **Figs.4.3 y 4.4** tienen una buena correlación con el mapa de Máximas Intensidades Observadas (Alva et al, 1984), en el cual se observa que las zonas de Tumbes, Piura, Lima, Arequipa, Tacna y el norte de Chile tienen intensidades entre VIII y IX, y las intensidades mas bajas en la zona oriental con valores por encima de V.

Estos valores de aceleraciones máximas deben considerarse como valores medios esperados en suelo firme, donde no se considera la influencia de las condiciones locales del suelo, ni los efectos de la interacción suelo-estructura.

## 4.2 MÉTODO SIMPLIFICADO DE MAKDISI Y SEED

En los últimos años se han logrado importantes avances en el análisis de estabilidad de terraplenes y presas bajo la acción de cargas sísmicas. Newmark (1965) y Seed (1966) propusieron métodos de análisis para predecir desplazamientos permanentes en presas sometidas a vibraciones sísmicas y sugirieron éste como un criterio de performance contrario al concepto de un factor de seguridad basado en principios de equilibrio límite. Seed and Martín (1966) usaron el análisis de viga de corte para estudiar la respuesta dinámica a cargas sísmicas de terraplenes y presentaron un método racional para el cálculo de coeficientes sísmicos dinámicos para presas de tierra. Ambraseys y Sarma (1967) adoptaron el mismo procedimiento para estudiar la respuesta de terraplenes para una variedad de movimientos sísmicos.

Posteriormente fueron presentados métodos de elementos finitos para estudiar la respuesta bi-dimensional de terraplenes (Clough and Chopra, 1966; Idriss y Seed,1967) y el método lineal equivalente (Idriss y Seed,1969) fue usado exitosamente para representar

la deformación dependiente del comportamiento no-lineal de los suelos. Además el comportamiento natural de los suelos durante la carga cíclica ha sido el tema de extensa investigación (Seed y Chan, 1966; Seed y Lee, 1966; Lee y Seed, 1967; Thiers y Seed, 1969, ect.). El mejoramiento de las herramientas analíticas para estudiar la respuesta de terraplenes y el conocimiento del comportamiento del material durante la carga cíclica, ha llevado al desarrollo de una aproximación más racional para el estudio de estabilidad de terraplenes durante terremotos. Tal aproximación fue usada para analizar con éxito la falla de la Presa Sheffield durante el terremoto de Santa Barbara de 1925 (Seed, Lee y Idriss, 1969) y el comportamiento de las Presas de San Fernando durante el sismo de 1971 (Seed et al., 1973). Este método ha sido usado desde entonces ampliamente en el diseño y análisis de muchas grandes presas en el Estado de California de los Estados Unidos y también en otras partes.

Del estudio de performance de terraplenes durante fuertes sismos, pueden percibirse dos tipos distintos de comportamiento:

1. El primero asociado a terraplenes de arena suelta a media densa; éstos son susceptibles a rápidos incrementos de la presión de poros debido a la carga cíclica, resultando en el desarrollo de la relación de presión de poros en el 100% en grandes zonas del terraplén y reducciones asociadas del esfuerzo de corte, ocasionando movimientos potencialmente grandes que conduce a una falla casi completa.
2. El comportamiento asociado a arcillas cohesivas rígidas, arenas secas y densas; aquí el potencial para aumentar la presión de poros es mucho menor que la asociado con arenas sueltas a media densas, las deformaciones cíclicas resultantes son usualmente bastante pequeñas y el material retiene la mayor parte de su resistencia al corte no drenada estática y el comportamiento resultante pos-sismo que es una deformación permanente limitada.

El procedimiento de análisis dinámico propuesto por Seed y colaboradores ha sido usado para predecir adecuadamente el comportamiento de ambos tipos de terraplenes usando el concepto de "Potencial de Deformación" (Seed et al.,1973). Procedimientos para integrar los potenciales de deformación para obtener la deformación global de un terraplén han sido propuestos por Seed et al. (1973), Lee (1975), y Serff et al. (1976).

Aproximaciones de análisis dinámico han sido recomendados por el Comité sobre Sismos de la Comisión Internacional de Grandes Presas (**ICOLD**, 1975): "presas de terraplenes altas cuya falla puede causar perdidas de vida o daños mayores deben diseñarse primero por el método convencional, seguido por un análisis dinámico para investigar cualquier deficiencia que pueda existir en el diseño seudo-estático". Para presas de terraplenes bajos en áreas lejanas al comité ha recomendado el uso de los métodos convencionales seudo-estáticos usando un coeficiente sísmico horizontal constante seleccionado en base a la sismicidad del área. Sin embargo, la insuficiencia de la aproximación seudo-estática para predecir el comportamiento de terraplenes durante sismos ha sido claramente reconocido y demostrado (Terzaghi, 1950; Seed y Martin, 1966; Seed, Lee e Idriss, 1969; Seed et al., 1973 y seed, 1973). Además en el mismo reporte mencionado anteriormente (**ICOLD**, 1975) la comisión se refiere al método convencional como sigue: "hay una necesidad de revisión anticipada del método convencional a partir de los resultados del análisis dinámico, las pruebas del modelo y observaciones de presas existentes muestran que la aceleración horizontal debido a fuerzas sísmicas varía a través de la altura de la presa; en varios casos, este método predice una condición segura para presas que se conoce que tienen mayores deslizamientos".

Esta necesidad es una aproximación racional aún simple para el diseño sísmico de terraplenes pequeños que inducen al desarrollo del procedimiento simplificado que se describe en las siguientes páginas.

Este método aproximado usa el concepto original propuesto por Newmark (1965) para calcular deformaciones permanentes pero está basado en una evaluación de la respuesta dinámica del terraplén como plantearon Seed y Martín (1966) en lugar del comportamiento de cuerpo rígido. Asume que la falla ocurre sobre una superficie de deslizamiento bien definida y que el material se comporta elásticamente para niveles de esfuerzo debajo de la falla, pero desarrolla un comportamiento perfectamente plástico sobre la fluencia. El método incluye los siguientes pasos:

1. Se determina una aceleración de fluencia, por ejemplo una aceleración en la cual un potencial de superficie deslizante desarrollaría un factor de seguridad de uno. Los valores de aceleración de fluencia son una función de la geometría del terraplén, la

resistencia no drenada del material (o resistencia reducida debido a la vibración), y la ubicación de la masa potencial deslizante.

2. Las aceleraciones inducidas por sismo en el terraplén son determinadas usando el análisis de respuesta dinámica, usando procedimientos de elementos finitos en la cual las propiedades del suelo son dependientes de la deformación y pueden ser usadas para calcular el tiempo-historia de la aceleración, o podrían usarse técnicas unidimensiónales más simples para el mismo propósito. Los análisis tiempo-historia de aceleraciones promedio para diferentes masas potenciales deslizantes pueden ser determinados.
3. Para una masa potencial deslizante dada, cuando la aceleración inducida excede la aceleración de fluencia calculada, se asume que los desplazamientos ocurrirán a lo largo de la dirección del plano de falla y se evalúa la magnitud del desplazamiento por un procedimiento simple de doble integración.

El método ha sido aplicado para presas con alturas en el rango de 30 a 60 m, y construidas de suelos cohesivos compactados o suelos sin cohesión muy densos, pero pueden ser aplicados para terraplenes más altos. Una aproximación similar ha sido propuesta por Sarma (1975) usando la suposición de un bloque rígido sobre un plano inclinado en lugar de una estructura de tierra deformable la cual responde con movimientos diferentes a la excitación impuesta en la base.

En el siguiente párrafo se describirán en detalle los pasos involucrados en el análisis y se presentará las bases de los casos analizados, junto con un problema de ejemplo para ilustrar el uso del método. Debe notarse, sin embargo, que el método es una aproximación e incluye suposiciones que lo simplifican. Las curvas de diseño son promedios basados en un número limitado de casos analizados y deben ser actualizadas para tener más datos disponibles.

### 4.2.1 Aceleración de fluencia

La aceleración de fluencia, $k_y$ se define como aquella aceleración promedio que produce una fuerza horizontal de inercia sobre una masa potencial deslizante produciendo un factor de seguridad unitario y generando deformaciones permanentes.

Para suelos que no desarrollan deformaciones grandes cíclicas o presiones de poros y mantienen gran parte de su resistencia original después de la vibración del sismo, el valor de $k_y$ se puede calcular por análisis de estabilidad usando métodos de equilibrio límite. En el análisis de estabilidad de taludes convencional la resistencia del material se define como el máximo esfuerzo desviador en un ensayo no drenado, o aquel nivel de esfuerzo que causaría una cierta deformación axial admisible, digamos 10%, en un espécimen de prueba. Sin embargo, el comportamiento del material bajo condiciones de carga cíclica es diferente de aquel bajo condiciones estáticas. Debido a la carga transitoria natural del sismo, un terraplén puede ser sometido a un número de esfuerzos de vibración con niveles iguales o mayores que su esfuerzo de falla estática, generando algunas deformaciones permanentes antes de la falla completa. Además la resistencia de fluencia se define, para el propósito de este análisis, como aquel nivel de esfuerzo máximo bajo el cual el material muestra un comportamiento casi elástico (cuando es sometido a un número de esfuerzos cíclicos y frecuencias similares a aquellas inducidas por la vibración del sismo) y sobre el cual el material muestra deformaciones permanentes plásticas dependientes de la magnitud y el número de frecuencias de vibración aplicada.

La **Fig.4.5** ilustra el concepto de resistencia de fluencia cíclica. El material en este caso tiene una resistencia de fluencia cíclica igual al 90% de su resistencia estática no drenada y como se muestra en la **Fig.4.5(a)** la aplicación 100 ciclos de esfuerzo equivale al 80% de la resistencia no drenada, resultando esencialmente un comportamiento elástico con muy poca deformación permanente. Por otro lado, la aplicación de 10 ciclos de igual nivel de esfuerzo a 95% de su resistencia estática no drenada conduce a una deformación permanente considerable como se muestra en la **Fig.4.5(b)**. Al cargar el material monotónicamente hasta alcanzar la falla después de una serie de aplicaciones de esfuerzos cíclicos, se encontró que el material conserva la resistencia no drenada original. Este tipo de comportamiento esta asociado con varios tipos de suelos que muestran pequeños incrementos en la presión de poros durante la carga cíclica. Esto incluiría materiales arcillosos, suelos no cohesivos secos o parcialmente saturados o materiales no cohesivos saturados muy densos los cuales no experimentarán deformaciones importantes, aun bajo condiciones de carga cíclica, a menos que la resistencia estática no drenada del suelo se exceda.

Seed y Chan (1966) realizaron ensayos cíclicos sobre muestras no disturbadas y arcillas limosas compactadas, encontraron que para condiciones de no-inversión de esfuerzos y para diferentes valores iniciales de esfuerzos cíclicos, el esfuerzo total requerido para producir deformaciones grandes en 10 y 100 ciclos varía entre 90% y 110% del esfuerzo estático no drenado.

Sangrey et al. (1969) investigaron la respuesta del esfuerzo efectivo de arcillas bajo carga repetida. Se ensayaron muestras no disturbadas de arcillas de alta plasticidad (LL=28, IP=10) y encontró que el esfuerzo de fluencia cíclica de estos materiales está en el orden 60% de su resistencia estática no drenada.

Rahman (1972) realizó ensayos similares sobre muestras remoldeadas de una arcilla limosa frágil (LL=91, IP=49) y encontró que la resistencia de fluencia cíclica es una función de la presión de confinamiento efectiva inicial. Para rangos prácticos de presiones de confinamiento efectivo, la resistencia de fluencia cíclica para este material varía entre 80 y 95% de su resistencia estática no drenada. En niveles de esfuerzo cíclico debajo de la resistencia de fluencia, en todos los casos, el material alcanza el equilibrio y asume un comportamiento elástico para niveles de deformación menores que 2% independiente del número de esfuerzos cíclicos aplicados.

Thiers y Seed (1969) realizaron ensayos sobre muestras no disturbadas y remoldeadas de diferentes materiales arcillosos para determinar la reducción de la resistencia estática no drenada debido a la carga cíclica. Los resultados muestran que la reducción en la resistencia no drenada después de la carga cíclica, es una función de la relación de "deformación cíclica máxima" a la "deformación de falla estática". Los resultados fueron obtenidos de ensayos de deformación cíclica controlada; después de la aplicación de 200 ciclos para una cierta amplitud de deformación, la muestra fue cargada monotónicamente hasta la falla a una razón de 3% por minuto. De los resultados obtenidos podría argumentarse que si una arcilla se somete a 200 ciclos de deformación con una amplitud menor que la mitad de su deformación de falla estática, se espera que el material conserve por lo menos 90% de su resistencia estática original no drenada.

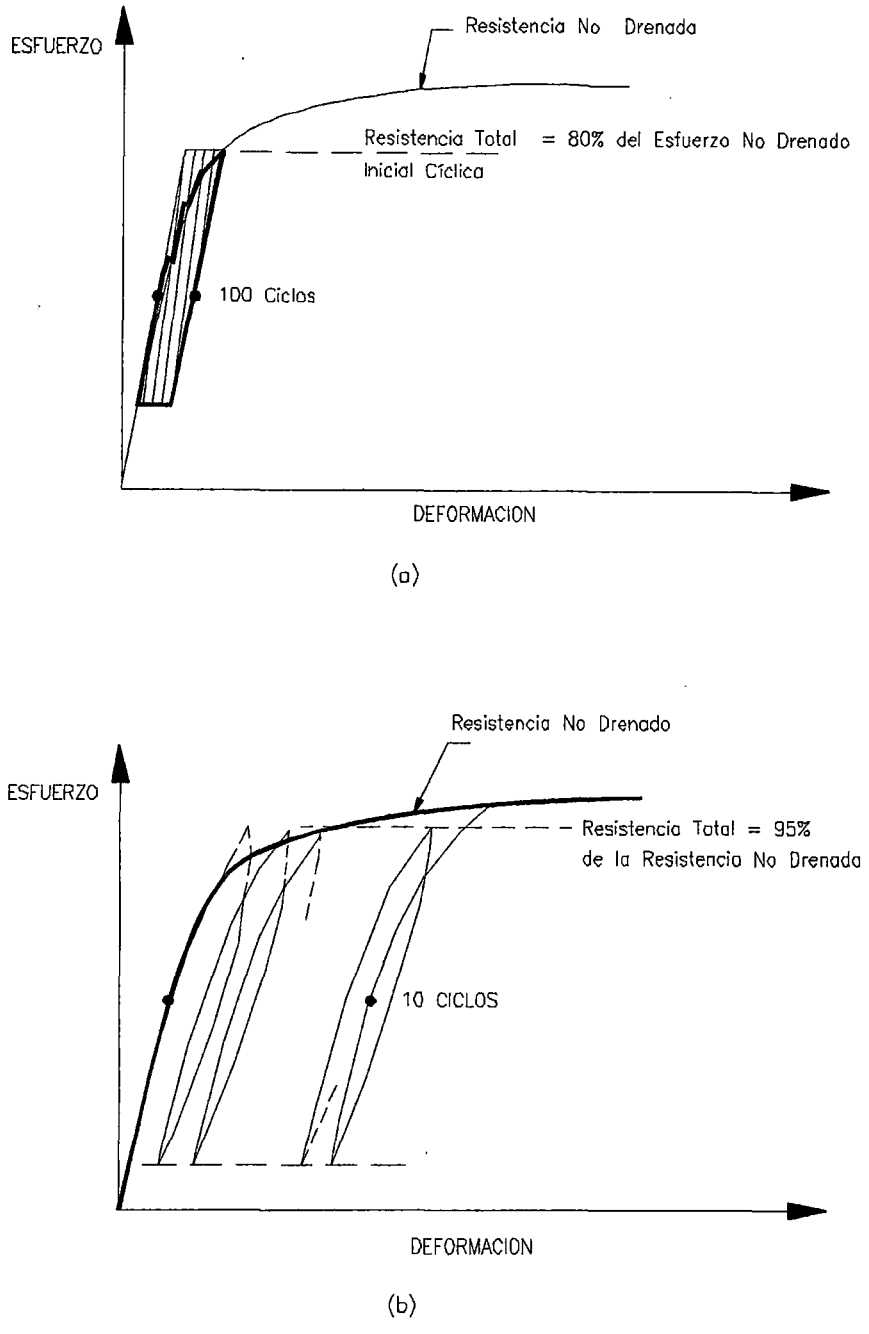



**Fig 4.5:** Determinación de la resistencia de fluencia dinámica

Andersen (1976) sobre la base de ensayos de corte cíclicos simples en muestras de arcilla de Drammen, determinó que la reducción en la resistencia cortante no drenada resulta ser menor que 25% mientras que la deformación cortante no drenada fue menor que ±3% incluso después de 1000 ciclos. Algunas arcillas del mar del norte, sin embargo, han mostrado una reducción en la resistencia de hasta 40% para el mismo nivel de carga cíclica.

Sobre la base de los datos experimentales reportados anteriormente y para valores de deformación cortante cíclica calculado del análisis de respuesta sísmica, el valor de la resistencia de fluencia cíclica para un material arcilloso puede estimarse. En la mayoría de los casos este valor parece ser 80% o más de la resistencia estática no drenada. Este valor puede usarse a su vez en un método apropiado de análisis de estabilidad para calcular la aceleración de fluencia correspondiente.

El análisis de respuesta de elementos finitos se lleva a cabo para calcular el tiempo-historia de la aceleración en la corona y la aceleración promedio para varias masas potenciales de deslizamiento. El método de análisis emplea la técnica lineal equivalente con el módulo y el amortiguamiento dependientes de las deformaciones. Los rangos de deformación cortante máxima calculada, para diferentes magnitudes de sismos y diferentes características del terraplén, se muestran en la **Tabla 4.1**. En ésta se observa que la deformación cortante cíclica máxima inducida durante el sismo fluctúa entre 0.1% para un sismo de magnitud 6-1/2 con una aceleración de la base de 0.2g y 1% para un sismo de magnitud 8-1/4 con una aceleración de la base de 0.75g. Para el material arcilloso compactado encontrado en terraplenes de presas los valores "de deformación de falla estática" comúnmente varia entre 3% y 10%, dependiendo si el material fue compactado en seco o húmedo a partir del óptimo contenido de humedad. Así en ambos casos la relación de "deformación cíclica" y "de la deformación de falla estática" es menor que 0.5.

Parece razonable por lo tanto asumir que para suelos cohesivos compactados, se espera muy poca reducción en la resistencia como resultado de la carga de un sismo fuerte de la magnitud descrita anteriormente.

Una vez definida la resistencia de fluencia cíclica, el cálculo de la aceleración de fluencia se puede determinar usando uno de los métodos disponibles de análisis de estabilidad. En el presente estudio el método de dovelas se utilizará para calcular la aceleración de fluencia para las superficies circulares de deslizamiento. Como una alternativa Seed (1966) sugirió un método que combina los esfuerzos aproximados totales y efectivos, donde la resistencia cortante sobre el plano de falla durante el sismo se considera como una función del esfuerzo normal efectivo inicial sobre el mismo plano de falla antes del

sismo. Este método es aplicable para superficies de deslizamiento no-circulares y la fuerza de inercia horizontal que produce un factor de seguridad unitario puede ser calculada fácilmente.

Determinando la aceleración de fluencia para una cierta localización de la superficie de deslizamiento, el siguiente paso en el análisis es determinar las aceleraciones promedio inducidas por sismo a partir de los registros tiempo-historia para la masa deslizante determinada.

| Magnitud | Altura del Terraplén (m) | Talud | Aceleración Max. en la Base | Deformación Cortante Max.(%) |
|---|---|---|---|---|
| 6–½ (Registro-Caltech) | 23 | 2:1 | 0.5 | 0.2-0.4 |
| 6–½ (Registro-Caltech) | 46 | 2:1 | 0.2 | 0.1-0.15 |
| 6–½ (Registro-Caltech) | 46 | 2:1 | 0.5 | 0.2-0.3 |
| 6–½ (Registro-Lake Hughes) | 46 | 2:1 | 0.2 | 0.1-0.15 |
| 6–½ (Registro-Caltech) | 46 | 2.5:1 | 0.5 | 0.2-0.3 |
| 7–½ (Registro-Taft) | 46 | 2:1 | 0.5 | 0.2-0.5 |
| 7–½ (Registro-Taft) | 46 | 2:1 | 0.2 | 0.1-0.2 |
| 8–½ (Registro-S-I) | 46 | 2:1 | 0.75 | 0.4-1.0 |
| 8–½ (Registro-S-I) | 41 | - | 0.4 | 0.2-0.5 |

**Tabla 4.1:** Deformaciones cortantes cíclicas máximas calculadas del análisis de respuesta dinámica de elementos finitos

### 4.2.2 Aceleración inducida por el sismo

Para calcular las deformaciones permanentes para una superficie de deslizamiento determinada, primero deben calcularse el tiempo-historia de las aceleraciones promedio inducidas por sismo.

Se pueden utilizar los procedimientos bi-dimensionales de elementos finitos que usan características de deformación lineal equivalente dependientes (Idriss et al. , 1973) los cuales han proporcionado valores de respuesta en buena correlación con los valores

medidos (Kovacs et al. 1971) y de forma aproximada con las soluciones de propagación de onda uni-dimensional (Schnabel et al., 1972).

Para la mayoría de terraplenes estudiados, los cálculos de respuesta fueron determinados usando el programa de computadora de elementos finitos QUAD-4 (Idriss et al., 1973) con deformación dependiente del módulo y amortiguamiento. El programa usa el amortiguamiento tipo Rayleigh aproximado y permite amortiguamientos variables en los diferentes elementos.

Para calcular el tiempo-historia de la aceleración promedio para una masa deslizante específica, se adoptó el método descrito por Chopra (1966). El cálculo de elementos finitos proporciona los tiempo-historia de esfuerzos para cada elemento del terraplén, cada vez que las fuerzas actúan a lo largo del límite de la masa deslizante éstas se calculan de los esfuerzos de corte y normal correspondientes a los elementos finitos a lo largo de ese límite. La resultante de estas fuerzas dividido entre el peso de la masa deslizante nos da la aceleración promedio $\mathbf{K_{av}(t)}$, que actúa sobre la masa deslizante en ese instante. El proceso se repite para cada etapa para calcular el tiempo-historia total de la aceleración promedio.

Comparando el tiempo-historia de la aceleración en la corona con la aceleración promedio para diferentes profundidades de la masa deslizante potencial, la similitud en la frecuencia contenida se evidencia fácilmente (esto generalmente refleja el primer periodo natural del terraplén), mientras que las amplitudes muestran una disminución con la profundidad de masa deslizante que aumenta hacia la base del terraplén.

La aceleración de la corona es designada por $\mathbf{\ddot{u}_{max}}$, y $\mathbf{k_{max}}$ es la aceleración promedio máxima para una masa potencial deslizante que se extiende a una profundidad determinada, y.

Sería importante establecer una relación mostrando la variación de la relación de aceleración máxima ($\mathbf{k_{max}/\ddot{u}_{max}}$) con la profundidad para una variedad de terraplenes y de condiciones de carga del sismo. Entonces sería suficiente, para los propósitos de diseño, estimar la aceleración máxima en la corona en un determinado terraplén debido a un

sismo especifico y usar la relación anterior para determinar la aceleración promedio máxima para cualquier profundidad de la masa potencial deslizante. Un procedimiento simplificado para determinar la aceleración máxima en la corona y el periodo natural de un terraplén sometido a un movimiento de la base determinado se describe en el Anexo A.1 (Makdisi y Seed, 1977).

Para determinar la variación de la relación de aceleración máxima con la profundidad, se utilizó los resultados publicados de los cálculos de respuesta usando el método de rebanada de corte uni-dimensional con propiedades del material visco-elásticas (Seed y Martin, .1966; Ambraseys y Sarma, 1967). Martin (1965) calculó la respuesta de terraplenes que varían en altura entre 30 y 185 m y con velocidades de onda cortante comprendidos entre 90 y 300 m/s. Usando un módulo de corte constante y un factor de amortiguamiento de 0.2, los registros de la aceleración promedio para varios niveles fue calculado para terraplenes sometidos a aceleraciones del suelo registradas en el sismo de El Centro de 1940. La variación de la aceleración promedio máxima, $\mathbf{k_{max}}$, con la profundidad para estos terraplenes con periodos naturales que varían entre 0.26 y 5.22 seg. La aceleración promedio máxima es normalizada con respecto a la aceleración máxima en la corona y la relación, ($\mathbf{k_{max}/\ddot{u}_{max}}$) es planteada como una función de la profundidad de la masa deslizante.

Ambraseys y Sarma (1967) utilizaron esencialmente el mismo método reportado por Seed y Martin (1966) y calcularon la respuesta de terraplenes con periodos naturales que varían entre 0.25 y 3.0 seg. Presentaron sus resultados en términos de respuesta promedio para 8 registros de movimientos fuertes. Un resumen de los resultados obtenidos de los diferentes cálculos de respuesta de rebanada cortante mencionado anteriormente se presenta en la **Fig.4.6** junto con los resultados obtenidos de cálculos de elementos finitos. Como se puede ver en la **Fig.4.6** la forma de las curvas obtenidas utilizando el método de rebanada de corte y el método de elementos finitos es muy similar. La curva discontinua trazada en la **Fig.4.6** es una relación promedio de todos los datos considerados. La máxima diferencia entre la envolvente de todos los datos y la relación promedio oscila desde ±10% a ±20% para la porción superior del terraplén y desde ±20% a ±30% para la porción más baja del terraplén.

Considerando la aproximación natural del método de análisis propuesto, el uso de la relación promedio mostrada en la **Fig.4.6** para determinar la aceleración promedio máxima para una masa potencial deslizante basado en la aceleración máxima en la corona, se considera bastante exacto para propósitos prácticos. Para los cálculos de diseño donde se desea una estimación conservadora de las aceleraciones, el límite superior de la curva mostrada en la **Fig.4.6**, puede ser usado en primer lugar para valores que son 10% a 30% mayores que aquellos estimados usando la relación promedio.

### 4.2.3 Deformaciones permanentes

Una vez que ha sido determinada la aceleración de fluencia y el tiempo-historia de la aceleración promedio inducida por sismo para una potencial masa deslizante, los desplazamientos permanentes pueden ser fácilmente calculados.

Asumiendo una dirección del plano de deslizamiento y escribiendo la ecuación del movimiento para la masa deslizante a lo largo de tal plano. Los deslizamientos que ocurrirían en cualquier momento de la aceleración inducida exceden la aceleración de fluencia puede ser calculada por simple integración numérica. Para los propósitos de los tipos de suelo considerados, la aceleración de fluencia se asumió constante durante el sismo.

La dirección del movimiento para una potencial masa deslizante una vez que ocurra la fluencia asumida a lo largo de un plano horizontal. Este modo de deformación no es raro para terraplenes sometidos a fuertes vibraciones del sismo, y se manifiesta en muchos casos en el campo por el desarrollo de grietas longitudinales a lo largo de la corona del terraplén. Sin embargo, los estudios realizados para otras direcciones de la superficie deslizante mostraron que este factor tenía poco efecto sobre los desplazamientos calculados.

Para calcular un orden de magnitud de las deformaciones inducidas en los terraplenes debido a fuertes vibraciones, numerosos casos han sido analizados durante los últimos años. La altura de los terraplenes considerados varía entre 20 y 45 m, con variaciones de taludes y propiedades del material. Los terraplenes se sometieron a grados de

aceleraciones del suelo que representan tres magnitudes diferentes del sismo: 6-1/2, 7-1/2 y 8-1/4.

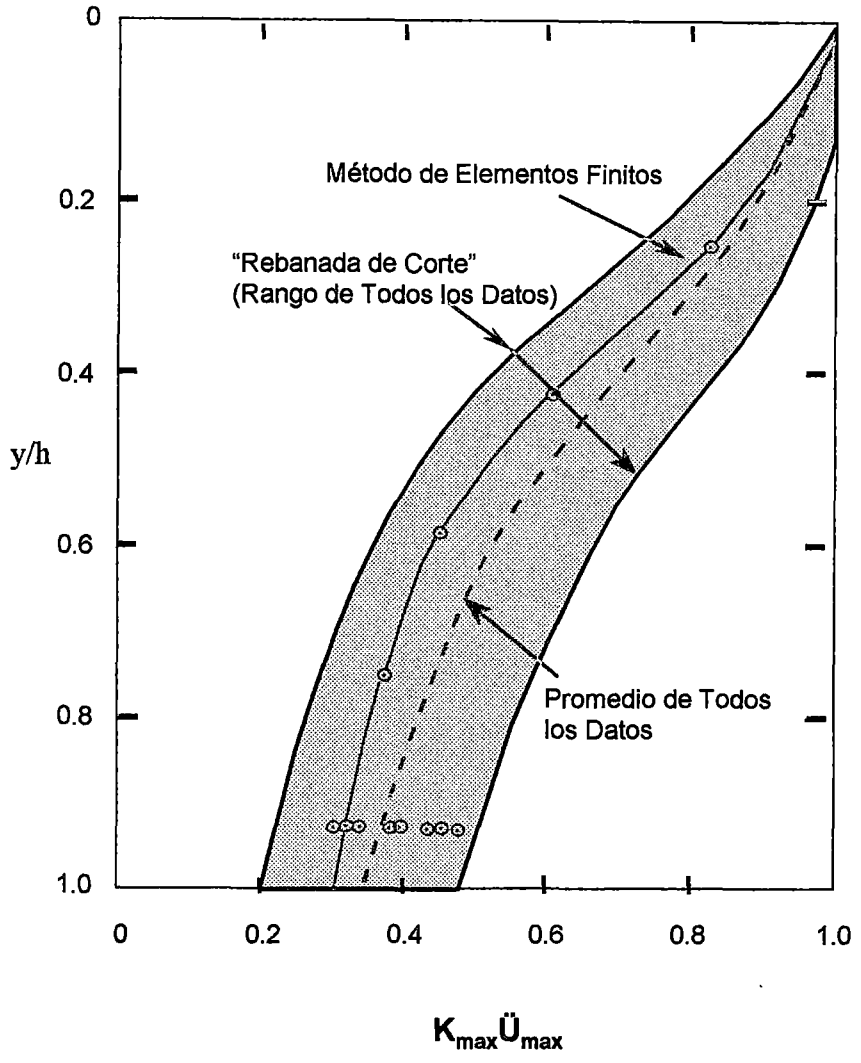



**Fig.4.6:** Variación de la "relación de aceleración máxima" con la profundidad de la masa deslizante.

El método usado para calcular la respuesta, mencionado anteriormente, es un análisis de elementos finitos paso a paso usando el método lineal equivalente. El módulo y las relaciones de amortiguamiento dependientes de la deformación para los suelos usados son presentadas en la **Fig.4.7**. El cálculo de respuesta para cada movimiento de la base se repitió para un número de iteraciones (mayormente 3 a 4) hasta obtener la deformación compatible con las propiedades del material. En cada caso los tiempo-historia de la aceleración en la corona y la aceleración promedio para la potencial masa deslizante que

se extiende a través de casi toda la altura del terraplén fueron calculados, junto con el primer periodo natural del terraplén. En uno de los casos, sin embargo, los tiempo-historia de la aceleración promedio para las superficies de deslizamiento de 5 niveles diferentes del terraplén fueron obtenidos, y las deformaciones permanentes correspondientes para cada tiempo-historia se calcularon para diferentes valores de aceleración de fluencia. Se encontró que para la misma relación de aceleración de fluencia para una aceleración promedio máxima en cada nivel, el cálculo de deformaciones varia uniformemente entre un valor máximo obtenido usando la aceleración en la corona del registro tiempo-historia a un valor mínimo obtenido usando el tiempo-historia de la aceleración promedio de una masa deslizante que se extiende a través de toda la altura del terraplén.

Los terraplenes fueron analizados usando movimientos del suelo representativos para una magnitud 6-1/2 del sismo. Los dos movimientos de la roca usados fueron aquellos registrados en el Laboratorio Sismográfico de Cal Tech (componente S90W) y en la Estación Hughes Lake #12 (N21E) durante el sismo de San Fernando de 1971, con aceleraciones máximas escaladas a 0.2g y 0.5g. Los períodos naturales varían entre un valor de 0.6seg. para un terraplén de 23 m de altura y 1.08seg. para un terraplén de 46 m de altura. Debido al comportamiento no-lineal de la deformación dependiente del material, la respuesta del terraplén es altamente dependiente de la amplitud del movimiento de la base, donde el mismo terraplén fue sometido a la misma aceleración del suelo pero con aceleraciones máximas diferentes para cada caso. En uno de los casos, para una aceleración en la base de 0.2g las aceleraciones máximas de la corona calculadas fueron de 0.3g con un factor de amplificación de 1.5 y un periodo natural calculado del orden de 0.8seg. En el segundo caso, para una aceleración de la base de 0.5g, la aceleración máxima de la corona calculada fue de 0.4g con un factor de atenuación 0.8 y un periodo natural calculado de 1.1seg.

De los tiempo-historia de las aceleraciones inducidas calculadas para todos los casos y para varias relaciones de aceleración de fluencia para una aceleración promedio máxima, $k_y/k_{max}$, las deformaciones permanentes se calcularon por doble integración numérica. Los valores relativamente bajos de aceleración de fluencia, $k_y/k_{max}$, de 0.2 por ejemplo, el rango de deformaciones permanentes calculadas fue del orden de 10 a 70cm. Sin embargo, para valores muy grandes de $k_y/k_{max}$, digamos 0.5 o más, el desplazamiento

calculado fue menos que 12cm. Hay que resaltar que para valores muy bajos de la aceleración de fluencia (en este caso $k_y/k_{max}$ <=0.1) de las suposiciones básicas usadas en el cálculo de respuesta por el método de elementos finitos, específicamente el comportamiento lineal equivalente y la teoría de pequeñas deformaciones, llega a ser invalidada. Por consiguiente, la aceleración calculada del registro tiempo-historia para tal caso no representa el comportamiento real del campo y los desplazamientos calculados basados sobre el tiempo-historia no pueden ser reales.

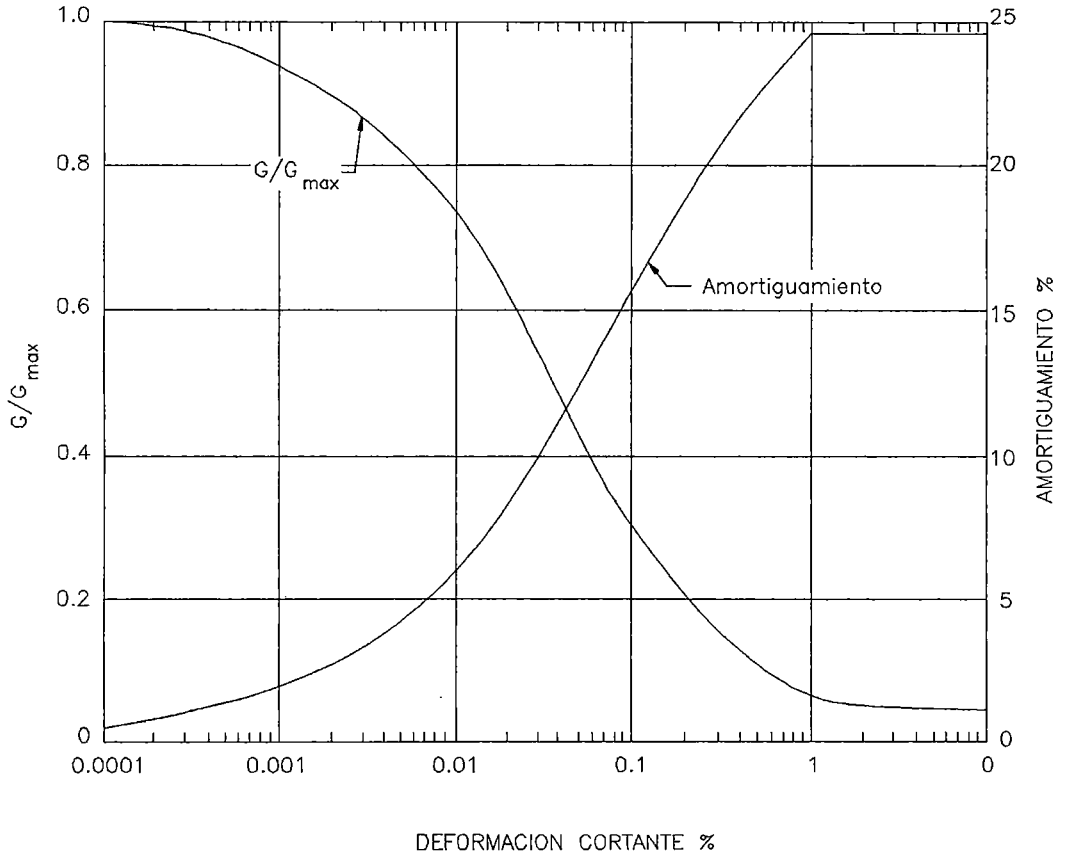



**Fig.4.7:**Módulo de corte y las características de amortiguamiento usado en los cálculos de respuesta.

El procedimiento descrito anteriormente se repitió para el caso de un sismo de magnitud 7-1/2. La aceleración de la base del tiempo-historia usado para este análisis fue aquel registrado en Taft durante el sismo de Kern County 1952 y escalado para aceleraciones máximas de 0.2 y 0.5g. Para una relación de $k_y/k_{max}$ de 0.2 los desplazamientos calculados en este caso varían entre 30 y 200 cm, y para relaciones mayores que 0.5 los desplazamientos fueron menores que 25 cm.

En los casos analizados para un sismo de magnitud 8-1/4, un acelerograma artificial propuesto por Seed e Idriss (1969) fue usado con aceleraciones máximas de la base de 0.4 y 0.75g. Dos terraplenes se analizaron en este caso y sus periodos naturales calculados varían entre 0.8 y 1.5seg. Las deformaciones permanentes calculadas para una relación de $k_y/k_{max}$ de 0.2 varia entre 200 y 700 cm, y para relaciones mayores que 0.5 los valores fueron menores que 100 cm. Notándose en este caso que los valores de deformaciones calculadas para una relación de fluencia menor que 0.2 no puede ser real.

La envolvente de los resultados obtenidos para cada una de las tres condiciones de carga de sismo nos muestra una gran dispersión en los resultados alcanzados en los cálculos, en el caso de un sismo de magnitud 6-1/2 aproximadamente un orden de magnitud.

Puede esperarse razonablemente que para una potencial masa deslizante con una aceleración de fluencia específica, la magnitud de la deformación permanente inducida por una carga de sismo fija es controlada por los siguientes factores:

**a)** La amplitud de las aceleraciones promedio inducidas, que es una función del movimiento de la base, las características amplificadoras del terraplén, y la localización de la masa deslizante dentro del terraplén;
**b)** El contenido de frecuencia del tiempo-historia de la aceleración promedio, el cual es gobernado por la altura del terraplén y las características de rigidez, y es dominado comúnmente por la primera frecuencia natural del terraplén.
**c)** La duración del movimiento, que es una función de la magnitud del sismo especificado.

Así para reducir la gran dispersión de los valores calculados, los desplazamientos permanentes para cada terraplén fueron normalizados con respecto a su primer periodo natural calculado, $T_o$, y con respecto al valor máximo, $k_{max}$, del tiempo-historia de la aceleración promedio usado en el cálculo. De los resultados normalizados de los desplazamientos permanentes para los tres sismos diferentes se observa una importante reducción en la disipación de los datos alcanzados por este procedimiento de normalización. Los resultados muestran que para los rangos de terraplenes altos considerados en ese estudio (50 a 65 m) el primer periodo natural del terraplén y el valor

máximo de la aceleración del tiempo-historia puede considerarse como dos de los parámetros que tienen mayor influencia sobre el cálculo de desplazamientos permanentes. Los resultados de las curvas promedio para los desplazamientos permanentes normalizados son presentados en la **Fig.4.8**. Aunque aun existe alguna dispersión en los resultados, las curvas promedio presentadas en la **Fig.4.8** se consideran adecuadas para proporcionar un orden de magnitud de los desplazamientos permanentes inducidos para diferentes magnitudes de sismo. En las relaciones de aceleración de fluencia menores que 0.2 las curvas promedio se muestran como líneas discontinuas, como se discutió anteriormente, los desplazamientos calculados en estas relaciones inferiores pueden ser poco reales.

Así para calcular la deformación permanente en un terraplén construido de un suelo el cual no cambia su rigidez significativamente durante un sismo, es suficiente determinar su aceleración máxima de la corona, $\ddot{u}_{max}$, y el primer periodo natural, $T_o$, debido a un sismo específico. Entonces usando las relaciones presentadas en la **Fig4.6,** el valor máximo de la historia de aceleración promedio, $k_{max}$, para cualquier nivel de la potencial masa deslizante especificada puede ser determinado. Entrando a las curvas en la **Fig.4.8** con los valores apropiados de $k_{max}$ y $T_o$, los desplazamientos permanentes pueden ser determinados para cualquier valor de la aceleración de fluencia asociado con aquella superficie de deslizamiento particular.

Se ha asumido anteriormente en este documento que en la mayoría de los terraplenes las deformaciones permanentes comúnmente ocurren debido al deslizamiento de una masa deslizante sobre un plano de falla horizontal. Para esos pocos casos donde el deslizamiento podría ocurrir sobre una superficie de falla inclinada, es de interés determinar la diferencia entre las deformaciones reales y aquellas calculadas con la suposición de un plano de falla horizontal que tiene la misma aceleración de fluencia. Un simple cálculo se realizó para investigar esta condición usando la analogía de un bloque sobre un plano inclinado para un material completamente friccionante. Se encontró que para planos de falla inclinados con un ángulo de inclinación de 15° respecto a la horizontal, los desplazamientos calculados fueron de 10 a 18% mayores que aquellos basados sobre la suposición de un plano de falla horizontal.

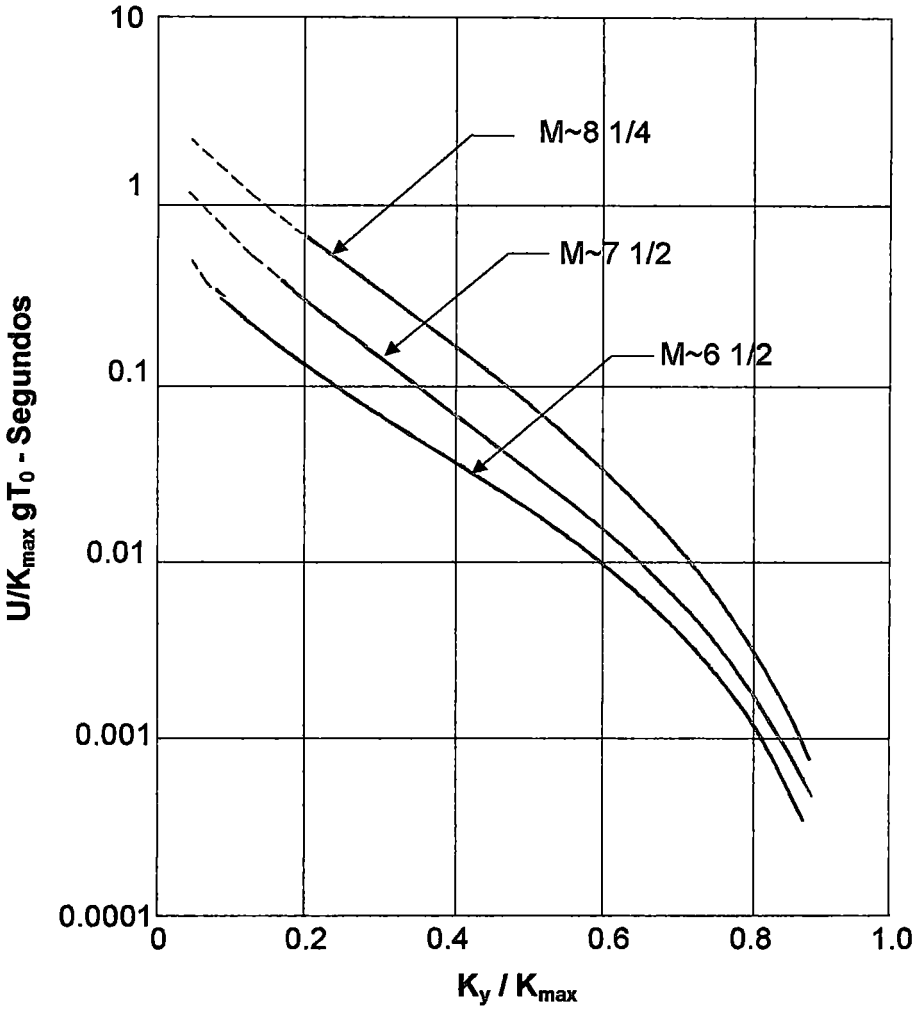



**Fig.4.8:**Variación del desplazamiento normalizado promedio con la aceleración de influencia.

## 4.3 COMENTARIOS DE NO-HOMOGENEIDAD Y NO-UNIFORMIDAD

El modelo de viga de corte clásico (antes de 1,980) suponía que una presa consiste de un material homogéneo que se comporta como un cuerpo sólido, visco-elástico lineal y esta definido por un módulo de corte, relación de amortiguamiento y densidad de masa constantes.

Luego en estas dos ultimas décadas se han realizado importantes avances en el análisis de estructuras de tierra que han permitido mejorar enormemente el modelo de viga de corte clásico, logrando obtener un nuevo modelo llamado "Modelo de Viga de Corte No-Homogéneo".

La no-homogeneidad del material se debe a la dependencia de la rigidez del suelo sobre la presión de confinamiento estático, que en una presa de tierra varia de punto a punto y aumenta con la distancia a la corona y las dos superficies de inclinación.

Varias medidas realizadas con equipos geofísicos de última generación y otras medidas de campo indirectas han confirmado que el módulo de corte promedio "**G**" en una presa se incrementa con la profundidad z del origen (ver **Fig.3.3.a**). Sin embargo, la no-homogeneidad no afecta en ningún grado significativo al periodo natural fundamental de la presa de las predicciones satisfactorias coincidentes de funciones para varios modelos homogéneos.

La variación del módulo de corte "**G**" a través de la presa esta representada por la expresión $\mathbf{G = G_b(z/H)^m}$; la cual se puede usar en el modelo de viga de corte no-homogéneo. El valor "m" es el factor de no-homogeneidad y puede variar en un rango aproximado de 0.30 a 0.80, para los modelos homogéneos m=0.

Cuando más alto es "m" se tiende a alcanzar aceleraciones superiores, los esfuerzos de corte son apenas influenciados y las deformaciones cortantes son fuertemente afectadas por este parámetro. Estas tres últimas conclusiones son cuantitativas apropiadas sólo para estructuras de tierra muy flexibles y de un análisis lineal; para presas rígidas debido a valores diferentes de "m" pueden disminuir significativamente. La no-uniformidad se debe a los diferentes materiales que conforman la presa, por ejemplo una presa con un núcleo impermeable de un material arcilloso y espaldones de un material granular; la no-uniformidad en una presa no nos permite usar modelos o métodos homogéneos como es el caso del método simplificado de Makdissi y Seed. Pero cuando se tiene una sección de presa de un solo material (sección uniforme) se pueden realizar métodos homogéneos y también no-homogéneos para el análisis dinámico de la estructura.

# CAPÍTULO 5

# DESARROLLO DEL PROGRAMA "GEODAM"

## 5.1 LENGUAJE DE PROGRAMACIÓN

**Características Generales del Visual Basic**

Visual Basic es una herramienta de desarrollo que nos brinda una forma rápida y fácil de crear aplicaciones para Microsoft Windows, Visual Basic nos proporciona un conjunto completo de herramientas para un desarrollo rápido de aplicaciones. La parte **"Visual"** se refiere al método usado para crear la interfaz gráfica de usuario (**GUI**); en lugar de escribir numerosas líneas de código para describir la apariencia y ubicación de los elementos de la interfaz. La parte **"Basic"** se refiere al lenguaje BASIC (Beginners All-Purpose Symbolic Instruction Code), un lenguaje usado por mas programadores que cualquier otro lenguaje en la historia de la computación. Visual Basic ha evolucionado a partir del lenguaje **BASIC** original y ahora contiene centenares de instrucciones, funciones y palabras clave, muchas de las cuales están directamente relacionadas con la interfaz gráfica de Windows. Este lenguaje de programación no es exclusivo de Visual Basic. La edición para aplicaciones del sistema de programación de Visual Basic, incluida en Microsoft Excel, Microsoft Access y muchas otras aplicaciones Windows, utilizan el mismo lenguaje. El sistema de programación de Visual Basic, Scripting Edition (VBScript) para programar en Internet es un subconjunto del lenguaje Visual Basic.

Las aplicaciones creadas con Visual Basic están basadas en objetos y son manejadas por eventos. Cada objeto tiene un conjunto de características y un comportamiento definido (**propiedades, métodos y eventos**) que lo difieren de otros tipos de objetos; al conjunto de datos que describen las características de un objeto se le conoce como sus propiedades (por ejemplo para un formulario las propiedades: **BackColor** cambia el color del fondo del formulario, **Height** altura del formulario, etc.), al conjunto de procedimientos que permiten que un objeto ejecute una acción o una tarea sobre si mismo se le llama método (por ejemplo el método **Show** hace que un formulario se muestre, el método **Hide** hará que el formulario se oculte, etc.) y el evento es una acción que es reconocida por el

objeto, ocurre como resultado de la interacción del usuario con el objeto, también pueden ocurrir debido a la ejecución de código (por ejemplo el evento **Load** que se dispara cuando se carga el formulario, el evento **Click** se dispara cuando se hace click sobre un botón de comando).

Si su objetivo es crear un pequeño programa para su uso personal o para su grupo de trabajo, un sistema para una empresa o incluso aplicaciones distribuidas de alcance mundial a través de Internet, Visual Basic dispone de las herramientas que necesita.

**a)** Las características de acceso a datos le permiten crear bases de datos y aplicaciones cliente para los formatos de las bases de datos más conocidas, incluidos Microsoft **SQL** Server y otras bases de datos de ámbito empresarial.
**b)** Las tecnologías ActiveX le permiten utilizar la funcionalidad proporcionada por otras aplicaciones, como el procesador de textos Microsoft Word, la hoja de cálculo Microsoft Excel y otras aplicaciones Windows.
**c)** Las capacidades de Internet facilitan el acceso a documentos y aplicaciones a través de Internet desde su propia aplicación.
**d)** La aplicación terminada es un auténtico archivo **.exe** que utiliza una biblioteca de vínculos dinámicos (**DLL**) de tiempo de ejecución que puede distribuir con toda libertad.

Visual Basic es único porque permite diseñar la interfaz, escribir código en **BASIC**, y después asignar el código a los controles de la aplicación de forma rápida y fácilmente.

La filosofía de programación Visual Basic consiste, primero, en crear objetos como ventanas, iconos y menús y después elaborar procedimientos que sean llamados por cada uno de estos objetos. Esto es diferente del método tradicional de elaboración de un programa. Los controles de Visual Basic esperan que sucedan eventos particulares antes de que respondan. Usted escribe el código para cada control a fin de que algo suceda cuando los usuarios interactúan con el formulario. Como este lenguaje es interpretado más que compilado, las aplicaciones están listas para correr tan pronto como se termine de escribir el código. Mientras se está en Visual Basic y corre una aplicación, cada línea de código es interpretada y ejecutada por separado cada vez que aparece; es esta

ejecución individual de cada línea la que puede hacer que un programa interpretado corra con mayor lentitud que un programa compilado.

## 5.2 PROGRAMA DESARROLLADO

El presente software **"GEODAM"** ha sido desarrollado por medio del lenguaje de programación Visual Basic. El programa analiza tres casos de sección de presa para el cálculo de la aceleración máxima en la corona de la presa y las deformaciones permanentes basándose en el procedimiento simplificado de Makdisi y Seed. El procedimiento para alimentar los datos al programa y su ejecución se explica a continuación mediante un ejemplo aplicativo para el caso de sección de presa uniforme homogénea; para los casos de sección de presa uniforme no-homogénea y sección de presa no-uniforme iremos comentando en cada una de las ventanas del ejemplo.

La ventana principal del programa **GEODAM** nos brinda un menú con las siguientes opciones principales: Archivo, Unidades, Datos y Ayuda.

**Menú-Archivo**

| | |
|---|---|
| Nuevo Proyecto... | Ctrl.+N |
| Abrir Proyecto... | Ctrl.+A |
| Cerrar Proyecto | Ctrl.+F4 |
| Guardar Proyecto | Ctrl.+G |
| Guardar Proyecto Como... | |
| Salir | |

**Menú-Unidades**

MKS

Sistema Internacional, S.I.

**Menú-Datos**

Datos generales del proyecto

Tipo de sección de presa

Propiedades dinámicas del material de la sección

Parámetros del sismo

Espectro de respuesta normalizado

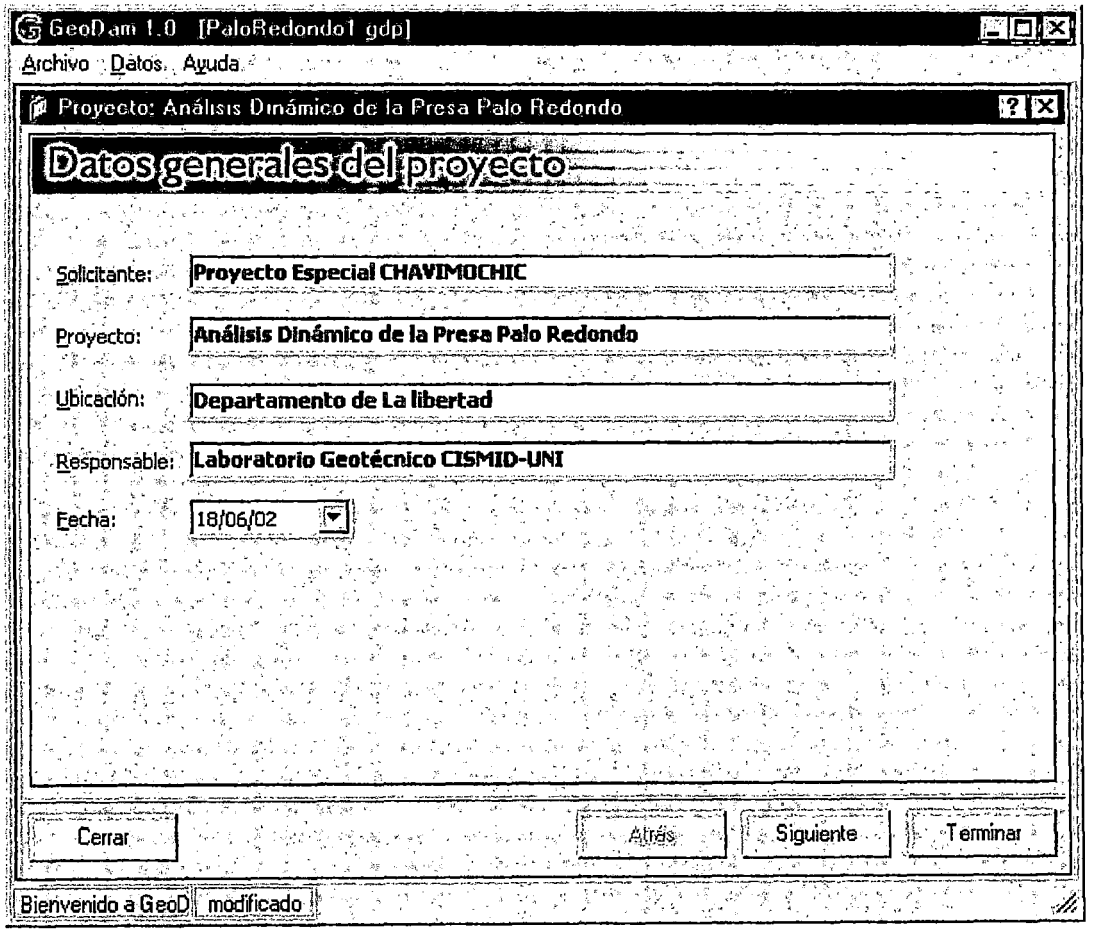
Ejecutar...

**Menú-Ayuda**

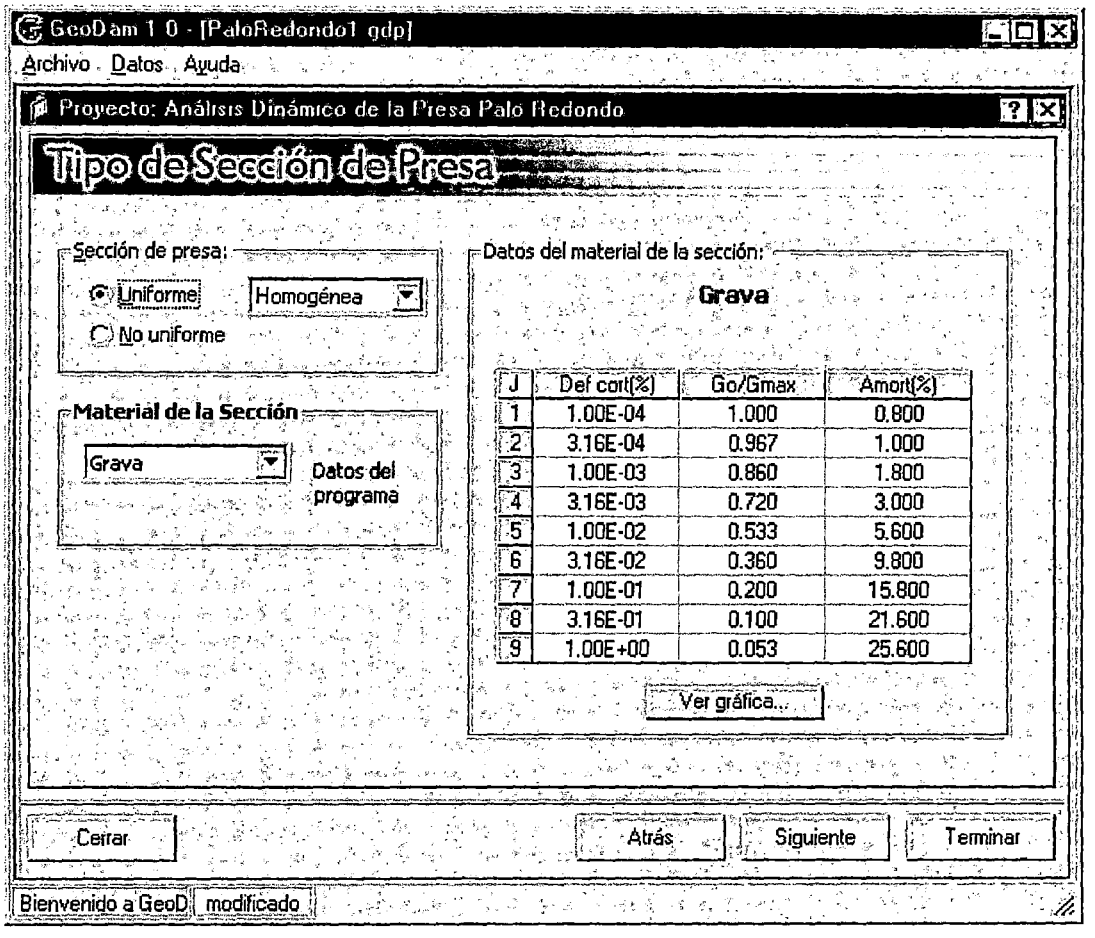
## EJEMPLO APLICATIVO: PRESA PALO REDONDO

**Menú-Archivo-Abrir Proyecto...**

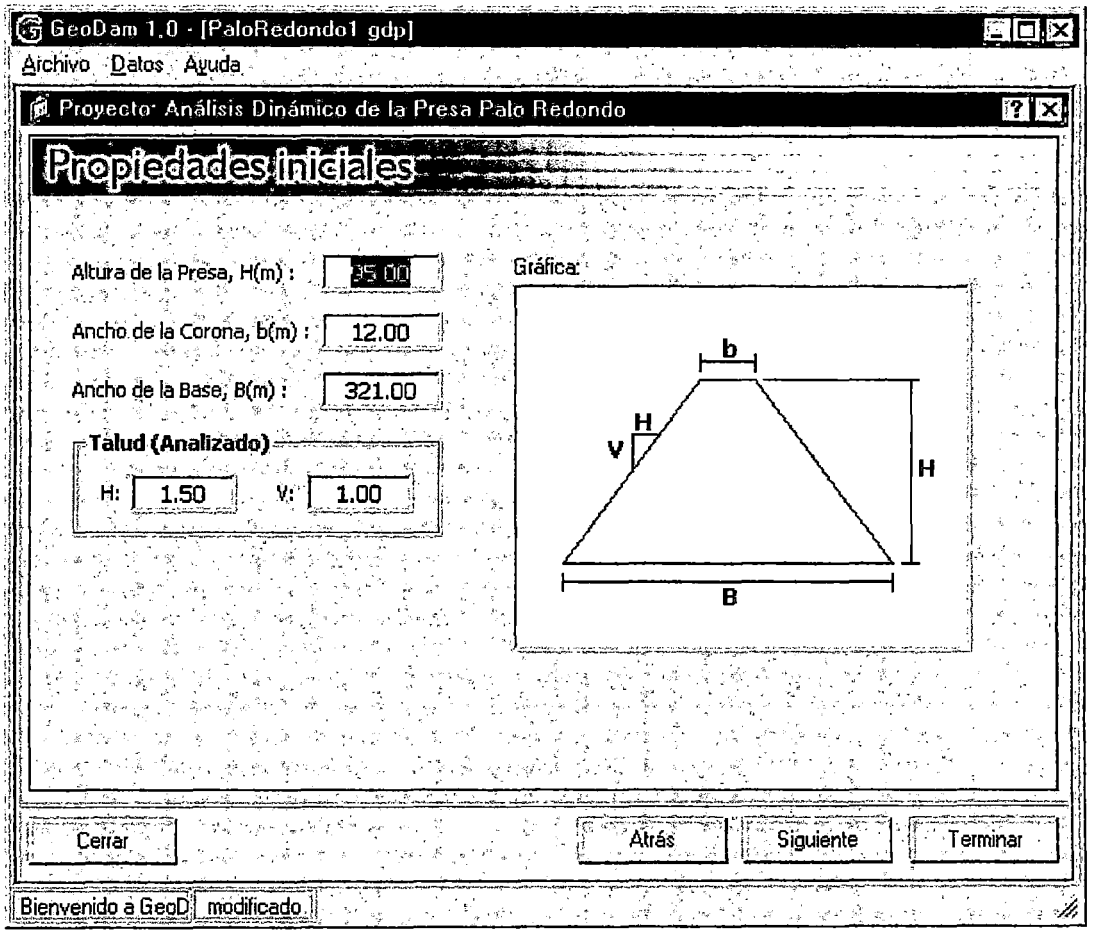
Obtenemos la ventana **Abrir Proyecto...** que nos permitirá ubicar el proyecto que deseamos abrir. Ubicado el proyecto deseado abrimos y obtendremos la ventana principal del programa **GEODAM** la cual contiene la venta del **ASISTENTE** del programa con cuatro botones (**Cerrar, Atrás, Siguiente** y **Terminar**) que permitirán de una manera fácil y rápida al usuario completar los datos requeridos por el programa, este asistente nos muestra por defecto la ventana **"Datos Generales del Proyecto"**; en cual se aprecia los datos generales del proyecto abierto, los cuales pueden ser modificados.



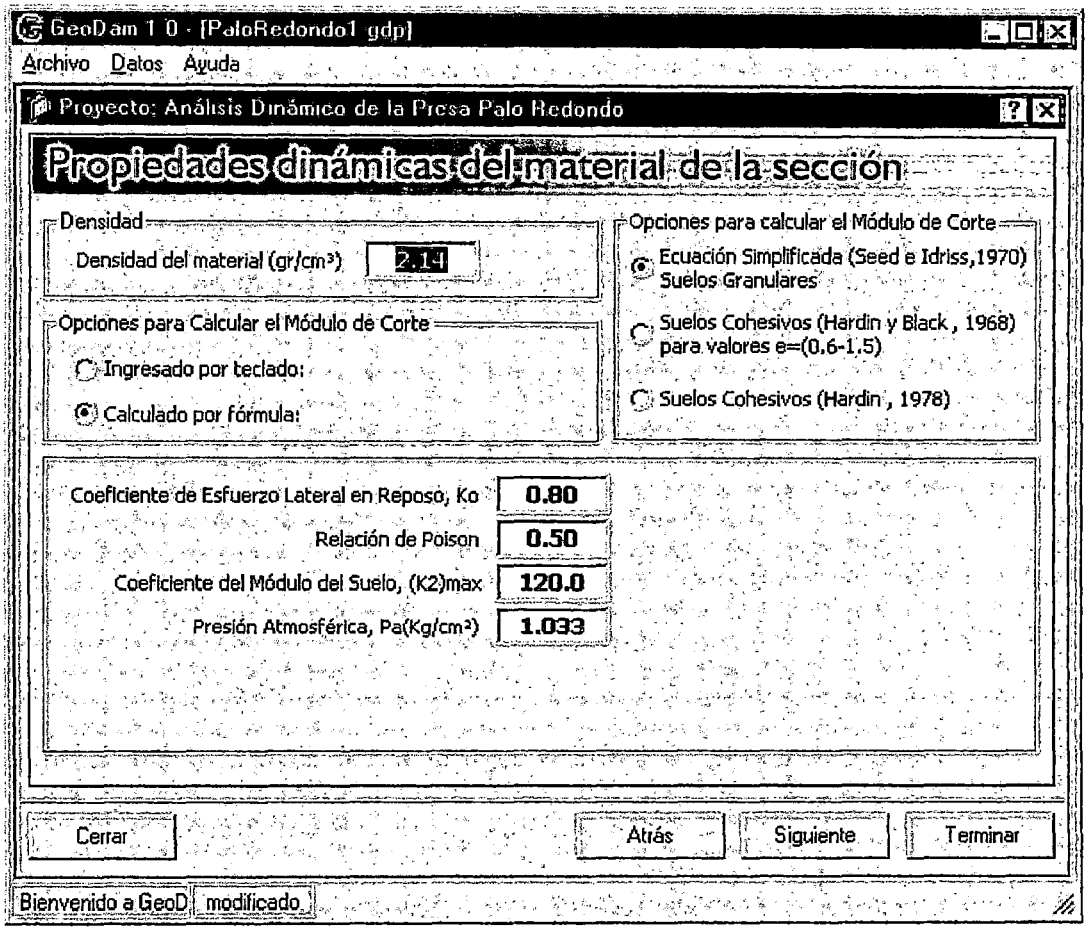
Para continuar hacemos click en el botón **Siguiente** del asistente, y obtenemos la ventana **"Tipo de Sección de Presa"** acá elegiremos el tipo de sección que se va analizar (**U**niforme **H**omogénea, **U**niforme **N**o-homogénea ó **N**o-uniforme), el material de la sección (**G**rava, **A**rena, **A**rcilla u otro **M**aterial), para el caso de otro material el usuario ingresará el nombre del material y los valores respectivos a este material (**D**ef cort(%) $G_o/G_{max}$ y **A**mort(%)) como se muestra en el cuadro de datos del material de la sección, también se puede visualizar la gráfica de los datos que se esta utilizando. Para el caso de sección de presa no-uniforme (sección con dos materiales distintos), se ingresará un material para el núcleo y otro para el espaldón.



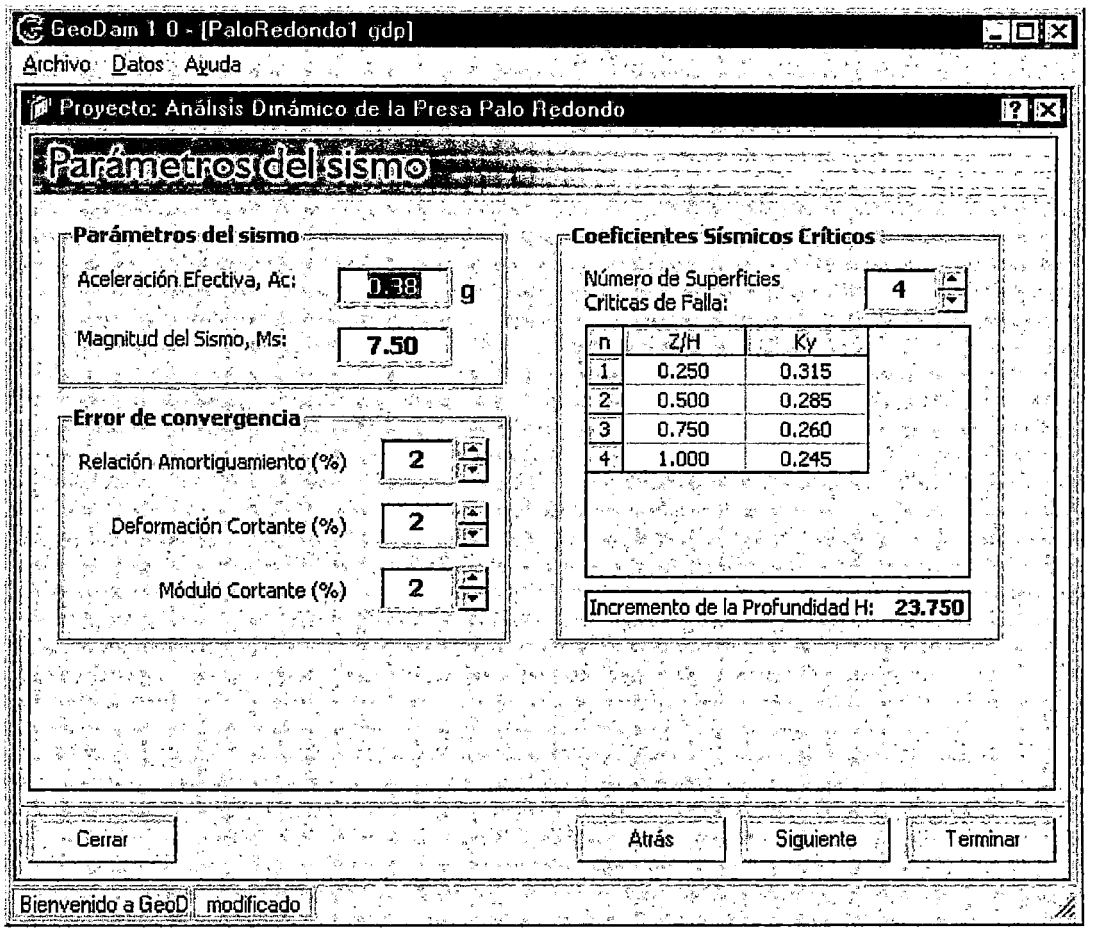
Seguimos haciendo click en el botón siguiente del asistente y obtenemos la ventana **"Propiedades Iniciales de la Presa"**; acá se ingresaran las propiedades iniciales de la presa; altura, ancho de la corona, ancho de la base y también el talud de la sección analizado (aguas arriba ó aguas abajo) en análisis de estabilidad de taludes. En este trabajo de tesis usamos el programa **STABL6H** para el cálculo de la aceleración de fluencia en el análisis de estabilidad de taludes. Para el caso de sección de presa no-uniforme se ingresará el talud analizado (aguas arriba ó aguas abajo) para el núcleo y espaldón respectivamente.



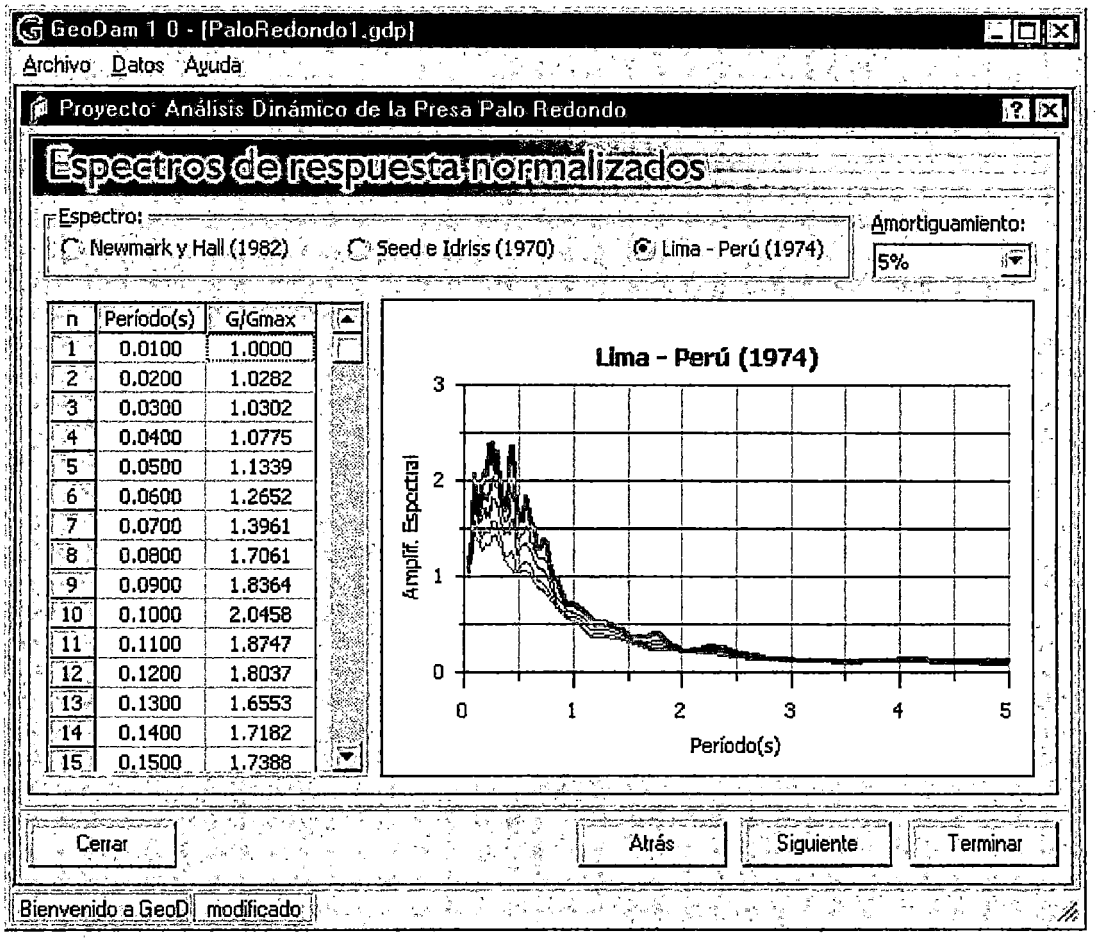
Seguimos haciendo click en el botón siguiente del asistente y obtenemos la ventana **"Propiedades Dinámicas del Material de la Sección",** acá ingresaremos las propiedades dinámicas (densidad, relación Poison, Ko, etc.), para calcular el módulo de corte se elegirá una de las opciones mostradas (para suelos granulares y suelos cohesivos) de acuerdo al tipo de material de la sección de presa, también se puede ingresar por medio del teclado el valor de la velocidad onda de corte; en este caso el programa calcula el módulo de corte máximo según la formula: $G_{máx} = \rho . V_{máx}^{2}$, donde ρ es la densidad de masa. Para el caso de sección no-uniforme obtendremos dos ventanas similares una para las propiedades dinámicas del material del núcleo y otra para las propiedades dinámicas del material del espaldón.



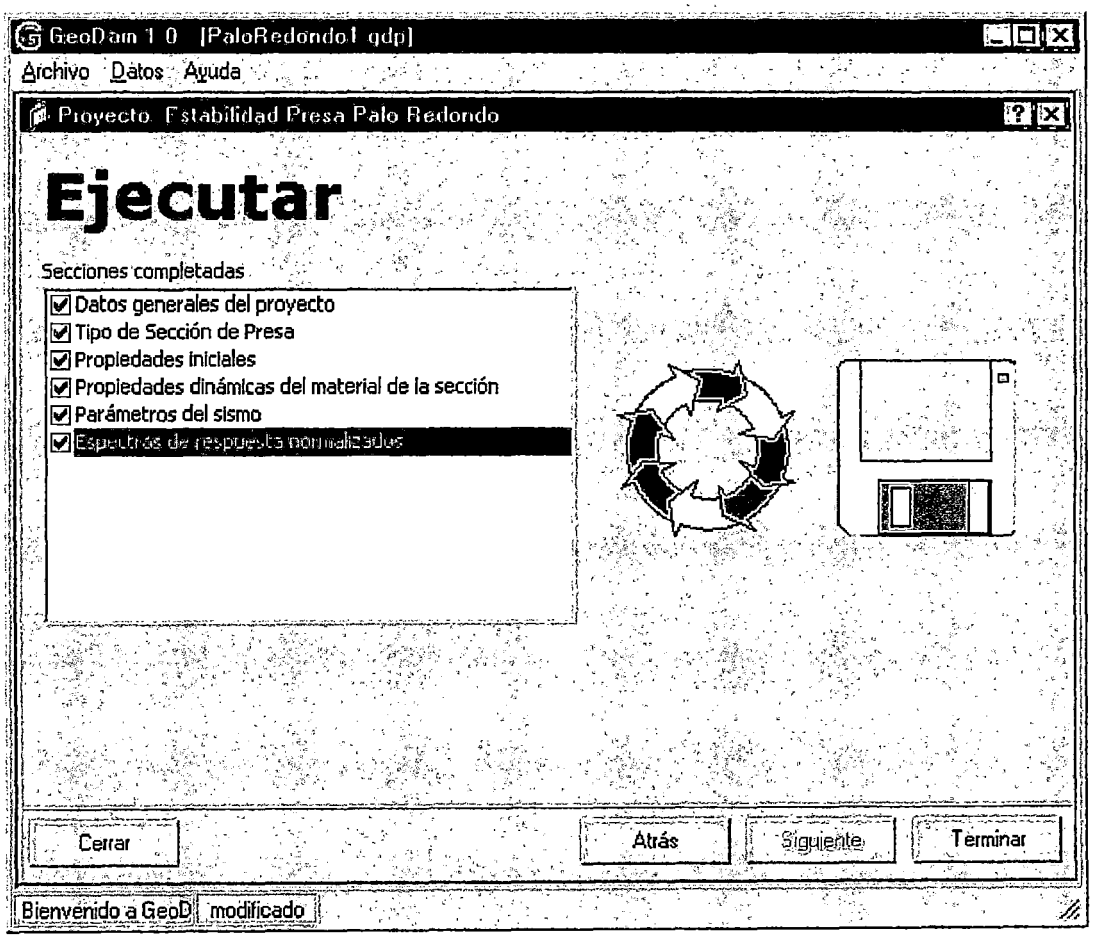
Seguimos haciendo click en el botón siguiente del asistente y obtenemos la ventana **"Parámetros del Sismo"**, acá se ingresará la aceleración y la magnitud del sismo, los coeficientes sísmicos críticos (aceleración de fluencia, **Ky**) que se obtienen a partir del análisis de estabilidad de taludes; en este trabajo de tesis se ha utilizado el método de Bishop Simplificado mediante el programa **STABL6H** para el cálculo de la aceleración de fluencia, en esta ventana también elegiremos el error de convergencia para los cálculos realizados por el programa.



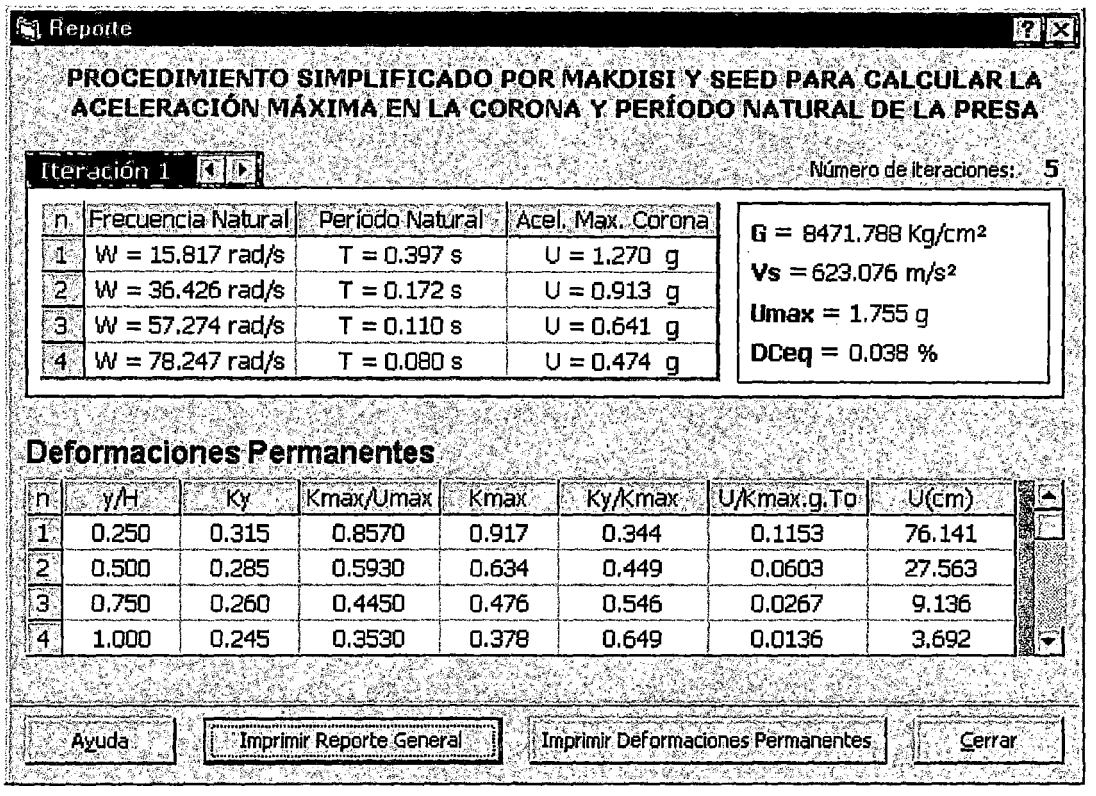
Continuamos haciendo click en el botón siguiente del asistente y obtenemos la ventana **"Espectro de Respuesta Normalizado"** en la cual elegiremos el tipo de espectro a utilizar, también se puede apreciar los valores y la gráfica respectiva para cada uno de estos espectros normalizados considerados en esta primera versión del programa GEODAM. El espectro normalizado de Seed e Idriss (1970) nos proporcionada espectros para cuatro casos muy comunes de suelos (roca, suelo rígido, suelos no-cohesivos profundos y arenas y arcillas blandas a medianamente rígidas).



Continuando haciendo click en el botón siguiente llegamos a la ventana final en la cual nos indica si los datos están completos (se indica con una aspa) o incompletos, acá se puede guardar el proyecto con los datos ingresados haciendo click en el botón guardar; sí los datos están completos recién se podrá ejecutar el programa; si faltará ingresar datos podemos completarlos regresando hasta la ventana en la cual faltan datos haciendo click en el botón regresar ó también haciendo doble click en la lista de secciones completadas que nos llevará directamente a la venta que falte ingresar datos.



Luego de ejecutar el programa obtenemos los resultados como se visualizan en la ventana que se muestra líneas abajo; desde aquí se podrán imprimir el reporte general donde se obtendrá todas las iteraciones realizadas por el programa y también el cuadro de deformaciones permanentes.




En el **Anexo "C"** se presenta los resultados de los diferentes casos de presas de tierra analizados en este trabajo con los respectivos resultados del análisis de estabilidad realizados con el programa **"STABL6H"**.

En el **Anexo "D"** se presentan los resultados de dos casos de depósitos de relaves modelados como una presa de tierra con los respectivos resultados del análisis de estabilidad realizados con el programa **"STABL6H"**.

# CAPÍTULO 6

# CASOS ESTUDIADOS

## 6.1 ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

Los métodos para el análisis de estabilidad de una presa en general se basan en la resistencia al deslizamiento de los taludes, bajo ciertas suposiciones con respecto al carácter de falla. En presas de altura menor de 10 m construidas con materiales compactados, la estabilidad de sus taludes generalmente no es determinante en el diseño, a menos que la cimentación tenga baja resistencia al corte, es decir, que sea altamente compresible.

Para el análisis de estabilidad de las estructuras consideradas en este trabajo se ha utilizado el método de Bishop Simplificado, que se basa en los criterios de equilibrio límite, considerando una serie de fajas o dovelas verticales en la que permanecen constantes los valores de cohesión, ángulo de fricción y presión intersticial, definiendo el coeficiente de seguridad por la siguiente expresión:

$$F.S. = \frac{\sum (c * x + (w - u.x)\,\mathrm{tg}\,\phi) * (1/M(\theta))}{\sum (w * \mathrm{sen}\,\phi)}$$

donde:

$$M(\theta) = Cos\phi\left(1 + \frac{\mathrm{tg}\,\theta\,\mathrm{tg}\,\phi}{F.S.}\right)$$

F.S. = Factor de seguridad

W = Peso total de la dovela

X = Ancho de la dovela

$\mu$ = Presión intersticial

c = Cohesión

$\phi$ = Angulo de fricción

Esta ecuación se resuelve por aproximaciones sucesivas. En el presente trabajo se utilizó el programa STABL6H, el cual permite analizar la estabilidad del talud en condición estática y bajo efecto sísmico, este último efectuado por el método pseudo-estático, que considera el sismo actuando como una fuerza estática horizontal que involucra la fuerza gravitacional y la presión hidrodinámica. Dicha fuerza estática es proporcional al coeficiente sísmico por el peso de la masa deslizante, actuando en toda la altura de la presa. Por Ej. para la ciudad de Lima se considera que el coeficiente sísmico es de 0.20g. en el caso de estructuras de tierra (Ruesta, P.; Díaz, J.; Alva Hurtado, J.; 1988).

El análisis de estabilidad se ha efectuado considerando el estado de la presa al final de la construcción; es decir en términos de esfuerzos totales. Además, con la finalidad de obtener el coeficiente sísmico crítico, para su posterior empleo en el análisis simplificado de deformación permanente, se ha considerado cuatro superficies críticas de falla que pasan por la corona y por puntos en el talud a 1/4, 1/2, 3/4 y a una altura total de la presa en cada una de las presas estudiadas en este trabajo.

Para el análisis dinámico de las presas estudiadas en este trabajo se ha realizado por el método simplificado de Makdisi y Seed (caso de sección de presa uniforme homogénea) y por el Modelo de Viga de Corte (para los casos de sección de presa uniforme no homogénea y sección no uniforme) para estimar las deformaciones permanentes; utilizando el programa **"GEODAM"** desarrollado en el presente trabajo.

## 6.2 ANALISIS EFECTUADOS

### 6.2.1 Presas de Tierra

#### 6.2.1.1 Presa Palo Redondo

**Ubicación**

El Proyecto Especial Chavimochic requiere de un embalse para regulador los caudales derivados del Río Santa, este embalse se ubicará en la Quebrada Palo Redondo, tributaria del Río Santa, en la Provincia de Trujillo Departamento de La Libertad. El embalse

tendría una capacidad para un volumen total 370 millones de metros cúbicos, 70 corresponden a un volumen muerto de sedimentos.

**Características Geométricas**

La Presa Palo Redondo tendría una longitud de coronación de 770 m, y aproximadamente 480 m de base, el ancho de la corona será de 12 m, con una altura máxima de 95 m sobre el material de cimentación. Asociado al embalse existe la posibilidad de generación hidroeléctrica. El talud aguas arriba del diseño será 1V:1.75H y el talud aguas abajo de 1V:1.5H para la alternativa de sección de presa de material granular.

Para la alternativa de una presa con núcleo de arcilla se ha considerado los taludes del núcleo tanto aguas arriba como aguas abajo de 1V:1H, los taludes de los espaldones se mantienen igual que los considerados para la sección de presa de material granular.

**Parámetros de los materiales**

En el estudio de factibilidad se han considerado tres alternativas de presa para el embalse:

1. Presa de materiales gruesos con núcleo impermeable de arcilla
2. Presa de materiales gruesos con pantalla impermeabilizante de concreto en el talud aguas arriba.
3. Presa de gravedad, construida de concreto compactado con rodillo.

Analizaremos las dos primeras alternativas en este trabajo para el cálculo de las deformaciones permanentes por el programa **"GEODAM"**.

En la cimentación existen depósitos aluviales con espesor variable de 5 a 20 m, suprayaciendo a la roca. Existen fallas inactivas, la más importante es casi normal y cruza la parte central del eje de la presa.

El cuerpo principal de la presa estará formado por material acarreado de dos canteras ubicadas en la misma Quebrada Palo Redondo; una ubicada aguas arriba y la otra aguas abajo de esta, de la cual deberá descartarse las partículas mayores de 12". En el talud aguas abajo, a modo de relleno estabilizador, se colocará el mismo material, pero con

bloques de hasta 24" de diámetro. El material del cuerpo de la presa se apoyará directamente sobre el material de la quebrada, previa limpieza de esta de 0.50 m, y se colocará en capas de 1 m compactado con rodillo vibratorio.

De los análisis realizados a muestras de las canteras, indican que el material es una grava de canto rodado, de bien a mal gradada, sin finos, con clasificación GP a GW. De los ensayos de densidad máxima y mínima se han obtenido valores de 2.25 a 1.67 gr/cm$^3$ respectivamente. La absorción fue de 0.50 a 1.50%, los ensayos de abrasión de la Máquina de los Ángeles indicaron porcentajes de pérdidas de 14.00 a 24.00 %. La resistencia al interperismo fue de 7.00%.

Para la alternativa de una presa con núcleo impermeable de un material cohesivo se ha asumido parámetros de una grava arcillosa y el material para los espaldones será el mismo material granular utilizado en cuerpo principal de la presa considerados en la segunda alternativa de presa.

**Material del Cuerpo de la Presa**

El material del cuerpo principal esta formado por material grueso de la Quebrada Palo Redondo no mayor a 12". Los ensayos estándar realizados en las muestras de las canteras lo clasifican como una grava de mal a bien gradada (GP a GW), su contenido de finos es menor de 5%. Se le estima densidad de 2.10gr/cm$^3$, un ángulo de fricción de 38° y una cohesión nula.

**Material del Cuerpo o Bloque Estabilizador**

Está conformado por el mismo material del cuerpo principal de la presa, pero predominando bloques de hasta 24" de diámetro. Se estimó una densidad de 2.20gr/ cm$^3$, un ángulo de fricción de 42° y una cohesión nula.

**Material de Cimentación de la Presa**

Este material es de origen aluvial y tiene una potencia variable entre 5 a 20 m. Tiene las mismas características del material del cuerpo de la presa. Se le estima una densidad de 2.10 gr/cm$^3$, un ángulo de fricción de 36° una cohesión nula.

**Material de Transición para el Apoyo de la Pantalla de Concreto**

Es un material conformado por gravas y arenas que estará dispuesto entre el material del cuerpo de presa aguas arriba y la pantalla de concreto. Tendrá un espesor de 3 m, un diámetro máximo de 2" y un contenido de finos menor al 2%. Se le estima una densidad de 2.00 gr/cm$^3$, un ángulo de fricción de 36° y una cohesión nula.

**Parámetros Dinámicos**

En la siguiente tabla se detallan los valores de coeficiente del módulo cortante, $K_{2max}$, que nos servirán para el análisis dinámico. Estos parámetros se estiman basándose en los ensayos geofísicos realizados y a la literatura existente.

| Parámetros | Materiales de Cimentación | Cuerpo Principal de la Presa | Bloque Estabilizador | Material de Transición |
|---|---|---|---|---|
| $K_{2max}$ | 110 | 120 | 130 | 110 |
| $\nu$ | 0.35 | 0.35 | 0.35 | 0.35 |

**Consideraciones Sísmicas**

Según el estudio de Peligro Sísmico de la zona, para el sismo de diseño se ha determinado un valor de aceleración máxima de 0.38g con una magnitud de 7.5.

**Resultados obtenidos**

El análisis dinámico de la Presa Palo Redondo realizado por el programa "**GEODAM**" indica que las deformaciones permanentes inducidas por sismo serían del orden de 70.455 cm para el caso de una sección de presa uniforme homogénea, de 86.602 cm para el caso de sección de presa uniforme no-homogénea, y de 238.077 cm para el caso de sección de presa no uniforme; en el primero y segundo caso el diseño sería adecuado debido a que se han tomado parámetros bastante conservadores, en el tercer caso los resultados no son satisfactorios debido a las altas deformaciones permanentes que presenta.

### 6.2.1.2 Embalse Regulador de la Atarjea

**Ubicación**

La Planta de Tratamiento de Agua Potable "La Atarjea" es la principal fuente de abastecimiento de agua para la ciudad de Lima. El estanque regulador de La Atarjea que

fue construido en el año 1967 con una capacidad de almacenamiento de 500,000 $m^3$ y consiste de un embancamiento de tierra de tres lados, apoyado en el Cerro Santa Rosa hacia el Oeste.

**Características Geométricas**

La longitud total de este embancamiento es de aproximadamente 1,100 m, con sección transversal de altura variable desde una altura mínima de 4 m, hasta una altura máxima de 9 m, en el sector Sur. El análisis se ha realizado para ésta sección de mayor altura, con un ancho de corona de 6.00 m y un ancho de base de 51 m, los taludes aguas arriba y aguas abajo son 1V:3H y 1V:2H respectivamente. El borde libre considerado es de 0.90 m

Para el caso de una sección de presa no uniforme el talud del núcleo considerado tanto aguas abajo como aguas arriba es de 1V:1H

**Parámetros de los materiales**

El análisis de estabilidad se ha efectuado considerando el estado de la presa al final de la construcción; es decir en términos de esfuerzos totales, debido a que el embancamiento tiene una cortina impermeable de un material arcilloso de 70 cm. De espesor y una losa de concreto en el talud aguas arriba que no permite el flujo de agua a través de la presa.

Se ha analizado la sección transversal de mayor altura correspondiente al embancamiento sur de una altura de 9.0 m, para el talud aguas abajo (1V:2H).

Los parámetros de los distintos materiales que se ha considerado en el análisis de estabilidad con el programa STABL6H son los siguientes:

| Material | Peso Unitario ($\gamma_m$), $Kg/cm^3$ | Cohesión (C), $Kg/cm^2$ | Angulo de Fricción ($\phi$), ° |
|---|---|---|---|
| Cuerpo de la Presa (Gravoso) | 1.90 | 0.00 | 35 |
| Estrato superficial (Arcilloso) | 1.70 | 0.30 | 15 |
| Cimentación (grava arenosa) | 2.00 | 0.00 | 38 |
| Estrato Base gravosa | 2.20 | 0.00 | 40 |

**Consideraciones Sísmicas**

De acuerdo al estudio de peligro sísmico realizado por el CISMID para proyectos de Electroperu S.A., ubicado en Ventanilla y San Juan de Miraflores (Aguilar, Z., 1992), el sismo de diseño tiene una aceleración efectiva de 0.30g y el sismo máximo creíble tiene una aceleración efectiva de 0.40g. Estos valores están dados al nivel de roca base.

De la interpretación de los ensayos de refracción sísmica realizados por el CISMID en el año1993, se determinó las velocidades de ondas de corte (ondas **"S"**) para los diferentes estratos, a continuación se muestra estas velocidades.

| MATERIAL | Vs(m/s) |
|---|---|
| Cuerpo de la Presa | 320 |
| Estrato arcilloso | 165 |
| Estrato grava _ arenosa | 360 |
| Estrato base gravoso | 600 |

**Resultados Obtenidos**

El análisis dinámico del embalse regulador "La Atarjea" realizado por el programa "**GEODAM**" indica que las deformaciones permanentes inducidas por sismo serían del orden de 3.983 cm para el caso de una sección de presa uniforme homogénea, de 12.627 cm para el caso de una presa de sección uniforme no-homogénea y de 14.489 cm para el caso de una sección de presa no-uniforme; en los tres casos los resultados son satisfactorios para este embancamiento. En consecuencia el diseño sísmico de la presa es adecuado.

### 6.2.1.3 Presa Yanaccocha

**Ubicación**

La Presa Yanaccocha se encuentra ubicada en el distrito de Huamanguilla, Provincia de Huanta, Departamento de Ayacucho, Región los Libertadores – Wari. La ubicación de la presa corresponde a la parte central meridional de los Andes Peruanos, sus rasgo morfológico corresponde a la de un valle glaciar, típico en zonas altas entre 4,000 a 4,500 msnm su capacidad de almacenamiento esta diseñada para 2'200,000 $m^3$

**Características Geométricas**

La elección de una presa zonificada se debe a que en la zona predomina canteras de préstamo cercanas que tienen materiales aceptables para ser utilizados en el núcleo, espaldón, dren y protección del talud aguas arriba de la presa. La presa tiene una longitud de 235 m, la sección analizada tiene una altura de 15 m, con un ancho de corona de 6 m y un ancho de base de 50 m. Los taludes aguas arriba y aguas abajo son 1V:2.5H y 1V:2H respectivamente. Se ha asumido un talud para el núcleo impermeable de 1V:1H para el caso de sección no-uniforme. El borde libre considerado fue de 0.90 m.

**Estimación de los Parámetro de los Materiales**

En la etapa de diseño es de vital importancia escoger los materiales constitutivos del cuerpo de la presa y de su cimentación; la perdida de agua por filtración a través de la presa y su cimentación dependerán de los materiales escogidos.

Para la construcción de la presa Yanaccocha se ha considerado un cuerpo de presa no uniforme compuesto por un núcleo de una grava arcillosa (**GC**) y espaldones de una grava limosa (**GM**). Esta selección se ha debido básicamente a que en la zona existen estos materiales cercanos a la ubicación de la presa.

El cuerpo de la presa esta constituido por un núcleo impermeable conformado por una grava arcillosa (**GC**) de mediana plasticidad con una cohesión de 0.40 $kg/cm^2$ y un ángulo de fricción de 32°, los espaldones de una grava limosa (**GM**) con una cohesión de 0.30 $kg/cm^2$ y un ángulo de fricción 33° y el material correspondiente a la cimentación esta conformado básicamente por material gravoso con una cohesión de 0.20 $kg/cm^2$ y un ángulo de fricción de 30°.

**Consideraciones Sísmicas**

Del mapa de zonificación sísmica del Perú, se concluye que la presa se ubica dentro de la zona II, de sismidad media y del mapa de distribución de isoaceleraciones para un 10% de excedencia en 50 años (Jorge Alva, Jorge Castillo, 1993) obtenemos un valor para la aceleración máxima de 0.32g y una magnitud de 7.5

**Resultados Obtenidos**

El análisis dinámico de la presa "Yanaccocha" realizado por el programa "GEODAM" indica que las deformaciones permanentes inducidas por sismo serían del orden de 0.015 cm para el caso de una sección de presa uniforme homogénea, de 0.372 cm para el caso de sección de presa uniforme no-homogénea, y de 2.321 cm para el caso de sección de presa no-uniforme; en los tres casos los resultados son satisfactorios, en consecuencia el diseño sísmico de la presa es adecuado.

### 6.2.1.4 Presa Huanahuiri

**Ubicación**

La presa Huanahuiri se encuentra ubicada en los Distritos de Cabana Sur y Aucará, Provincia de Lucanas Departamento de Ayacucho, a una altitud promedio de 5,130 msnm, el clima corresponde a una región de puna con grandes variaciones de temperatura. Esta presa tiene una capacidad para almacenar 3'300,000m$^3$ de agua. El acceso a la zona es a través de una carretera afirmada desde Puquio hasta la localidad de Cabana, de allí a través de una trocha carrozable hasta la zona de represamiento.

**Características Geométricas**

En la etapa de diseño de una presa es necesario atender a la definición de las propiedades geométricas; como la altura de la presa, longitud de la corona, ancho de la base, ancho de la corona, borde libre, inclinación de los taludes aguas arriba y aguas a bajo. La longitud de la presa es 210 m, la sección analizada tiene una altura de 12.60 m, un ancho de corona de 6 m y un ancho de la base de 50, los taludes aguas arriba y aguas abajo son 1V:2H y 1V:1.5H respectivamente. El borde libre considerado fue de 0.90 m.

Para el caso de una sección de presa no uniforme se ha asumido un talud para el núcleo impermeable de 1V:1H y el ancho en la corona de este material de 4.0m.

**Estimación de los Parámetro de los Materiales**

En la etapa de diseño es muy importante escoger los materiales constitutivos del cuerpo de la presa y de su cimentación; la perdida de agua por filtración a través de la presa y su cimentación dependerán de los materiales escogidos.

Para la construcción de la presa Huanahuiri se ha considerado el cuerpo de la presa homogéneo compuesto por material de enrocado. Esta selección se ha debido básicamente al no haber encontrado material arcilloso de buena calidad en las inmediaciones, que hubiese servido como material impermeable de una presa de tierra zonificada.

**El material de enrocado**

Correspondiente al cuerpo de la presa Huanahuiri esta constituido principalmente por material correspondiente a rocas volcánicas andesita-riolitas que existen en el afloramiento rocoso y que aparecen en forma de bloques y boleos en la superficie de la zona de la presa. Este material presenta gran dureza, bajos porcentajes de desgaste por abrasión y probablemente buena resistencia mecánica. Sobre la base de la revisión presentada anteriormente se concluye que un rango apropiado de ángulos de fricción para el material de enrocado del cuerpo de la presa sería de 38° a 42° con una cohesión nula.

**Material Superficial de la Cimentación**

Este material está constituido por arena y gravas limosas (**SM,GM**) con presencia de bolonería en forma discontinua. Como en el caso anterior en este tipo de materiales, debido a la presencia de partículas de gran dimensión, no es posible evaluar los parámetros de resistencia a través de ensayos de laboratorio. En este caso el ángulo de fricción de este material superficial fluvio-glaciar ha sido estimado basándose en la misma revisión bibliográfica presentada anteriormente e indirectamente a través de los Ensayos de Penetración Estándar (**SPT**) realizados en estos materiales. Por lo tanto, se recomienda utilizar un ángulo de fricción promedio de 30° y una cohesión nula para estos materiales.

**Material de Bolonería Masiva**

Análogamente como en los caso anteriores, se ha estimado un ángulo de fricción interna de 38° para los materiales compuestos de bolonería de gran dimensión en estado muy compacto. Debido a la presencia de una matriz cementante, identificada durante la excavación de calicatas, se asume una cohesión de 0.5 $kg/cm^2$.

**Material del Núcleo**

Para el caso de una sección de presa no uniforme se ha asumido un núcleo de un material grava-arcillosa (GC) con un ángulo de fricción de 33° y una cohesión de 0.30 kg/cm$^2$.

**Consideraciones Sísmicas**

Del mapa de zonificación sísmica del Perú, se concluye que la presa se ubica dentro de la zona III, de sismidad alta y del mapa de distribución de isoaceleraciones para un 10% de excedencia en 50 años (Jorge Alva, Jorge Castillo, 1993) obtenemos un valor para la aceleración máxima de 0.34g. con una magnitud 7.5.

**Resultados Obtenidos**

El análisis dinámico de la presa "Huanahuiri" realizado por el programa **"GEODAM"** indica que las deformaciones permanentes inducidas por sismo serían del orden de 9.079 cm para el caso de una sección de presa uniforme homogénea, de 26.768 cm para el caso de sección de presa uniforme no-homogénea, y de 25.819 cm para el caso de sección de presa no-uniforme; en los tres casos los resultados son satisfactorios, en consecuencia el diseño sísmico de la presa es adecuado.

**6.2.1.5 Presa Torata**

**Ubicación**

El Proyecto de Control de Avenidas del Río Torata está ubicado en las estribaciones occidentales de los Andes, en la latitud 17°02' Sur y longitud 70°43' Oeste, en el Río Torata, cerca de la Mina de Cuajone, en el Distrito de Torata, Provincia de Mariscal Nieto, Departamento de Moquegua, Perú.

**Características de la Presa Torata**

La Presa Torata estará conformada por una estructura de enrocado con una cara de paramento de concreto. La longitud de la presa es de 456.70 m, con una altura máxima en su sección central de 115 m y un ancho de corona 130 m. El ancho de la base en la sección central alcanza los 250 m. La mayor parte de la presa está formada por material de desmonte de mina acomodado por volteo a través del valle. La inclinación de los

taludes tiene una relación V:H de 1:1.4 para el talud aguas abajo y de 1:1.6 para el talud aguas arriba.

**Estimación de los Parámetro de los Materiales**

Las propiedades estáticas y dinámicas de los materiales que conforman la presa se muestran a continuación en el siguiente cuadro. Estos materiales corresponden a suelos granulares.

| Material | Densidad ($\rho$), ($kg/m^3$) | $K_0$ | C, ($T/m^2$) | $\phi(°)$ | Coeficiente Poisson ($\nu$) | $(K_2)max$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| ME-I | 193.9 | 0.8 | 0 | 34 | 0.30 | 120 |
| ME-II | 193.9 | 0.8 | 0 | 34 | 0.30 | 120 |
| ME-III | 193.9 | 0.8 | 0 | 34 | 0.30 | 120 |
| ME-IV | 193.9 | 0.8 | 0 | 36 | 0.30 | 120 |
| ME-VI | 193.9 | 0.8 | 0 | 34 | 0.30 | 120 |
| 2B | 214.3 | 0.8 | 0 | 38 | 0.35 | 130 |
| 3A | 214.3 | 0.8 | 0 | 38 | 0.35 | 130 |
| 3B | 214.3 | 0.8 | 0 | 38 | 0.35 | 130 |
| 3C | 193.9 | 0.8 | 0 | 34 | 0.30 | 120 |

**Consideraciones Sísmicas**

Según el estudio de peligro sísmico de la zona, para el sismo de diseño se ha determinado un valor de aceleración máxima de 0.36g con una magnitud de 7.5.

**Resultados Obtenidos**

El análisis dinámico de la presa "Torata" realizado por el programa **"GEODAM"** indica que las deformaciones permanentes inducidas por sismo serían del orden de 10.387 cm para el caso de una sección de presa uniforme homogénea, de 6.645 cm para el caso de sección de presa uniforme no-homogénea y de 15.615 cm para el caso de sección de presa no-uniforme; en los tres casos los resultados son satisfactorios, en consecuencia el diseño sísmico de la presa es adecuado.

### 6.2.2 Análisis de Depósitos de Relaves

Los depósitos de relaves existente en todo el mundo constituyen las mayores y más importantes estructuras hidráulicas que en la actualidad almacenan millones de toneladas

de relaves. Una eventual falla de estas estructuras tendría severas consecuencias en términos de perdidas de vida, daño al medio ambiente y pérdidas económicas. Las fallas de depósitos de relaves ocurridas en diversas partes del mundo, han servido para recordarnos que tanto fallas como accidentes ocurrirán con frecuencia, a menos que tales estructuras sean apropiadamente diseñadas y construidas para resistir con seguridad eventos extraordinarios, hidrológicos y sísmicos.

La estabilidad dinámica de un depósito de relaves está referida a la capacidad del mismo para soportar las solicitaciones dinámicas debido a la excitación que produce el terremoto, manteniendo su integridad y operatividad durante y después de la ocurrencia del evento sísmico.

Los resultados mostrados a continuación para los depósitos de relaves Bellavista y Yaulicacu Nuevo pertenecientes a la ex -minera Casapalca han sido modelados como presas de tierra. Para el depósito de relaves Bellavista se ha analizarlo por los tres casos de secciones de presas de tierra considerados en este trabajo (uniforme homogénea, uniforme no-homogénea y no-uniforme); esto debido a que el depósito presenta una conformación notoria de dos materiales diferentes, esta conformación es una característica de los depósitos de relaves que han sido almacenados por el método aguas arriba, un relave grueso clasificado como "**SM**" y un relave fino clasificado como "**ML**" según la clasificación SUCS para suelos. Para el caso del depósito de relaves Yauliyacu Nuevo se ha analizarlo por dos de los casos de secciones de presas de tierra considerados en este trabajo (uniforme homogénea y uniforme no-homogénea), esto bebido a la conformación de un relave grueso clasificado como "**SM**" que conforma la mayor parte del depósito, esta conformación es una característica de los depósitos almacenados por el método aguas abajo.

#### 6.2.2.1 Depósito de Relaves Bellavista

**Ubicación**

La ex - unidad minera Casapalca se encuentra ubicada a 117 Km aproximadamente al Este de la cuidad de Lima y a 20 Km al este del poblado de San Mateo, a una altitud de 4,191 msnm. El Depósito de Relaves Bellavista esta próximo a la carretera central,

principal vía de comunicación terrestre entre Lima y la Sierra Central Peruana. El Depósito de Relaves Bellavista se encuentra ubicado aguas abajo de la ex - unidad Casapalca en la margen izquierda del Río Rimac, en el extremo terminal de un pequeño valle delimitado por las laderas de los cerros Joñojpucro y Pucutan. Las coordenadas geográficas promedio son longitud 76°15' Oeste y 11° 41' de latitud Sur.

**Descripción del Depósito de Relaves**

La información obtenida de las perforaciones ejecutadas en la corona y a media altura del talud del depósito, así como los ensayos de penetración estándar (**SPT**) realizadas en las perforaciones a diferentes profundidades y los ensayos de laboratorio llevados a cabo en muestras obtenidas de las perforaciones y calicatas, han servido para caracterizar el perfil del depósito. En general se han encontrado materiales de relaves clasificados como arenas limosas (**SM**), limos arenosos (**ML**) no plásticos y arcillas limosas (**CL**) de mediana plasticidad. Estos materiales presentan diversos estados de compacidad y consistencia. Los materiales encontrados presentan superficialmente una cobertura de relave oxidado de un espesor promedio de 3m en su parte baja central, decreciendo conforme llega a la cresta del talud. El color de esta cobertura es amarillo y se encuentra en estado compacto. Subyaciendo a la capa superficial se presentan relaves formado por una arena limosa (**SM**) de color gris, húmeda, no plástica y en estado semi-compacto (Nspt varia entre 19 a 23 golpes/pie)

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

El depósito de relaves tiene un espesor variable, alcanzando una altura máxima en la parte superior de la corona de 48.15 m. subyace al material de relave, una capa de material cuaternario compuesto por gravas limosas (**GM**) en estado compacto y en un espesor promedio de 8.00m, debajo del cual se encuentra el material rocoso compacto. El sistema de deposición de los relaves en este deposito han sido por el método de aguas arriba, este método en la actualidad no es recomendado por la inestabilidad que representa.

Para obtener el ángulo de fricción interna de los materiales encontrados en las perforaciones ejecutadas, se utilizaron las correcciones empíricas existentes para suelos arenosos, basados en los valores **N** de resistencia a la penetración del ensayo de penetración estándar (**SPT**), que son representadas en la **Fig.6.1**. En esta se puede observar que la correlación propuesta por Ohsaki (1959) proporciona una curva promedio a las otras presentadas por diversos autores. La fórmula empírica propuesta por Ohsaki es la siguiente:

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

donde:

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

N = número de golpes /30cm de penetración del ensayo **SPT**.

$N_1$ = número de golpes corregido

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

$$N_1 = N\, C_N$$

donde:

$N_1$ = Resistencia a la penetración estándar normalizada

$C_N$ = Factor de corrección para normalizar la resistencia a la penetración a un esfuerzo efectivo de sobrecarga de 1.00 kg/cm$^2$.

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

$$C_N = \sqrt{(1/\bar{\sigma}_o)}\ ,\ \bar{\sigma}_o \text{ en kg/cm}^2 \quad C_N < 2.0$$

Donde $\bar{\sigma}_o$ es el valor del esfuerzo efectivo vertical inicial.

La corrección empírica utilizada en este estudio ha sido propuesta para suelos arenosos. Dadas las características de plasticidad nula de la mayoría de los limos arenosos

encontrados en los sondajes ejecutados, se puede concluir que la corrección presentada puede servir de referencia para estimar el ángulo de fricción de este tipo de materiales. En la siguiente tabla se encuentran los parámetros para cada uno de los materiales que conforman el Depósito de Relaves Bellavista y también de los materiales sobre el cual se encuentra el depósito.

| Material | $\bar{\phi}_o$ | $\bar{C}$ (kg/cm$^2$) | $\gamma$ (T/m$^3$) |
|---|---|---|---|
| Costra | 35 | 0.20 | 1.80 |
| Relave Grueso | 32 | 0.00 | 1.60 |
| Relave Fino | 25 | 0.00 | 1.50 |
| Cuaternario | 36 | 0.00 | 1.90 |
| Roca Alterado | 40 | 0.00 | 2.40 |

**Consideraciones Sísmicas**

A partir del Mapa de Estudio de Peligro Sísmico en el Perú elaborado por Castillo y Alva (1991) y de estudios de sismicidad realizados anteriormente en la zona de Casapalca, la aceleración máxima del sismo considerada fue 0.32g para una magnitud de 7.5. Este valor es consistente con un período de retorno de 475 años y probabilidad de excedencia de 10%.

**Resultados Obtenidos**

Para realizar el análisis dinámico del Depósito de Relaves "Bellavista", se ha modelado como una presa de tierra; los resultados obtenidos por el programa **"GEODAM"** indican que las deformaciones permanentes inducidas por sismo serían del orden de 39.472 cm para el caso de una sección de presa uniforme homogénea, de 38.961 cm para el caso de sección de presa uniforme no-homogénea y de 35.061 cm para el caso de sección de presa no-uniforme; en los tres casos los resultados son satisfactorios, en consecuencia el diseño sísmico de la presa es adecuado.

### 6.2.2.2 Depósito de Relaves Yauliyacu Nuevo

**Ubicación**

El depósito de Relaves Yauliyacu Nuevo se encuentra en la margen derecha del Río Rímax, a la altura del km 110 de la Carretera Central, presentando como límite por el

extremo norte el desmonte del tajo Rosaura y por el extremo nor-este el Depósito de relaves de Yauliyacu Antiguo. Las coordenadas geográficas son 76° 14' longitud Oeste y 11° 39' Latitud Sur. La altitud promedio es de 4080 msnm políticamente pertenece a la Provincia de Huarochiri, Departamento de Lima.

El depósito de Relaves Yauliyacu Nuevo fue utilizado para la deposición de los materiales de relave por la Ex - Unidad Minera de Producción Casapalca que perteneció a CENTROMIN PERU desde Enero de 1974 hasta su privatización de 1997.

**Descripción del Depósito de Relaves**

El depósito de Relaves Yauliyacu Nuevo fue construido mediante el sistema de deposición aguas abajo, a partir de un dique de arranque construido para las primeras etapas de deposición. La separación de los relaves gruesos y finos fue realizada mediante la utilización de hidrociclones. Los relaves gruesos así separados, eran utilizados para la construcción del dique que conforma el talud exterior del depósito, mientras que los relaves finos eran depositados hacia aguas arriba conformando el depósito propiamente dicho.

El área total del depósito es de 7.0 Ha, siendo el volumen almacenado de aproximadamente 2'100,000 $m^3$. El ángulo promedio del talud es de 2.5V:1H. La longitud de la cresta es de aproximadamente 185 m, presentando una altura máxima de 48 m, el material de cimentación de este depósito esta constituido por un suelo cuaternario reciente coluvial de espesor variable, que se encuentra cubriendo a las rocas sedimentarias de la formación Bellavista, que se encuentran en la margen derecha del depósito y a las rocas volcánicas de los Tufos Yauliyacu que se ubican en la margen derecha.

Los resultados de la estabilidad física obtenidos indican que el talud del mismo presenta aceptables condiciones de estabilidad, debido a su adecuada inclinación, como a la resistencia mecánica de los relaves gruesos que se ubican en esta zona.

**Consideraciones Sísmicas**

Las consideraciones sísmicas tomadas son las mismas que se han tomado para el Depósito de Relaves de Bellavista por pertenecer a la misma zona.

**Resultados obtenidos**

Para realizar el análisis dinámico del Depósito de Relaves "Yauliyacu Nuevo", se ha modelado como una presa de tierra; los resultados obtenidos por el programa **"GEODAM"** indican que las deformaciones permanentes inducidas por sismo serían del orden de 29.857 cm para el caso de una sección de presa uniforme homogénea, de 32.347 cm para el caso de sección de presa uniforme no-homogénea; en los dos casos los resultados son satisfactorios, en consecuencia el diseño sísmico de la presa es adecuado.

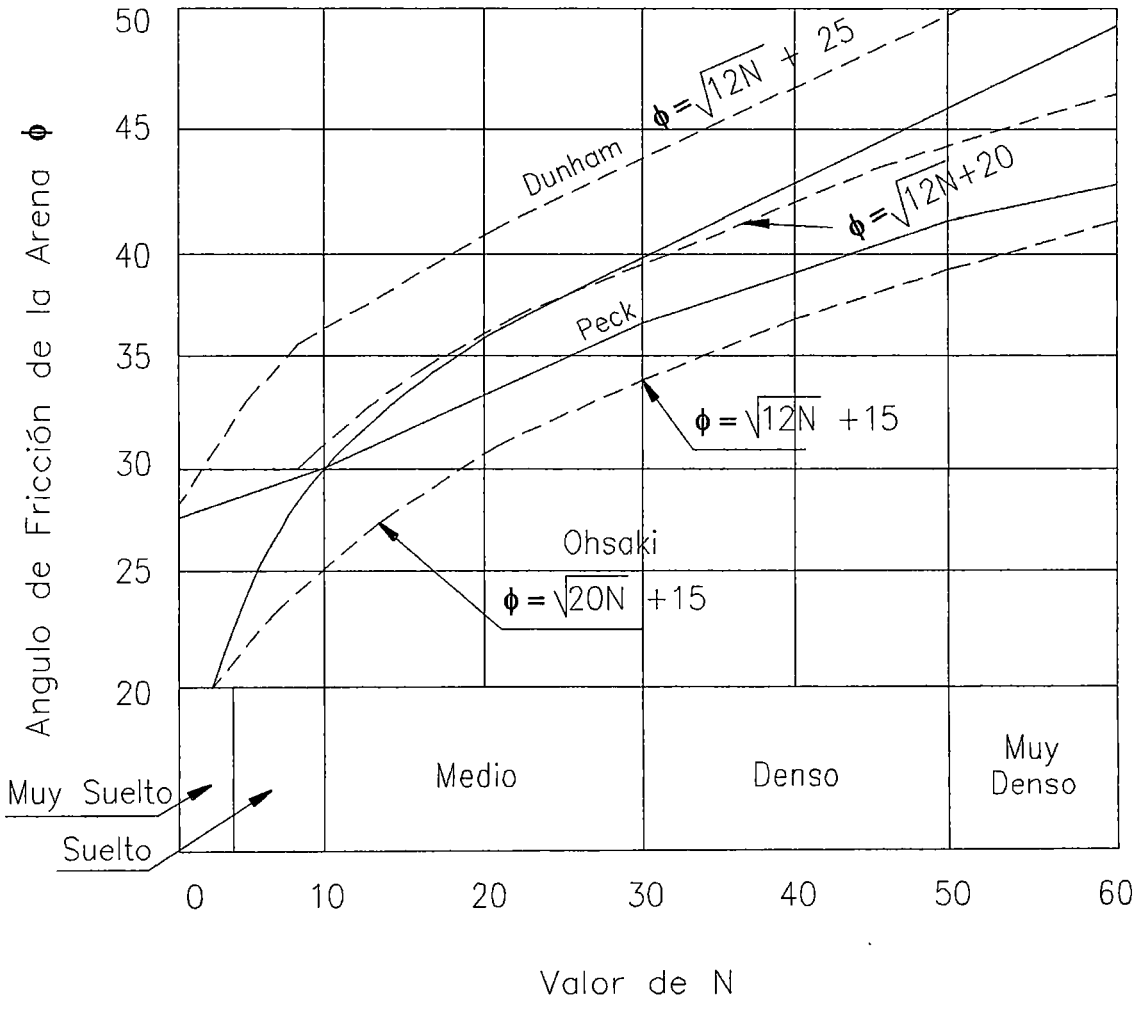



**Fig.6.1**: Angulo de Fricción de Arenas en Función del Valor **N** del **SPT**

## 6.3 Comentarios acerca del Programa GEODAM

El programa "**GEODAM**" evalúa tres casos de sección de presa diferentes. El primer caso para una sección de presa uniforme homogénea (un sólo material) donde el parámetro de no-homogeneidad "m = 0" y el módulo de corte es un valor promedio de la sección analizada, el segundo caso para una sección de presa uniforme no homogénea donde el parámetro "m ≠ 0" y el módulo de corte varía con la profundidad según la expresión $G = G_b.(z/H)^m$ donde $G_b$ es el módulo promedio en la base de la sección de la presa y "m" el parámetro de no homogeneidad y el tercer caso para una sección no uniforme (dos tipos de material, un núcleo de material impermeable y un espaldón de material granular) el módulo varía según la expresión mostrada para el segundo caso.

El programa "**GEODAM**" calcula la aceleración máxima en la corona por el procedimiento simplificado propuesto por Makdisi y Seed; pero haciendo un mejoramiento de este. El método de Makdisi y Seed asume una relación de reducción ($\lambda$ = h/H) igual cero, para la cual le corresponden valores de las raíces (ver Tabla B.1, Anexo B) para los cuatro primeros modos (2.405, 5.520, 8.654 y 11.792 respectivamente) y factores de participación modal para los cuatro modos (1.611, 1.062, 0.85 y 0.726 respectivamente), cuando lo real es calcular estos valores para la relación real (diferente de cero) de reducción $\lambda$ de la tabla presentada en el Anexo B. De los resultados obtenidos podemos concluir que el método de Makdisi y Seed es valido para valores de $\lambda$ cercanos a cero, mientras que para valores mayores hay una diferencia bastante apreciable como es el caso de la presa Torata, en los cuadros que se presentan a continuación podemos apreciar con mayor claridad lo expuesto en este párrafo.

| **Presa Palo Redondo** | | | |
|---|---|---|---|
| **Descripción** | **GEODAM** $\lambda/H = 0.037$ | **Makdisi y Seed** $\lambda/H = 0.00$ | |
| **y/H** | **Deformaciones Permanentes (cm)** | | **Diferencia (%)** |
| 0.25 | 70.455 | 77.381 | 9.83 |
| 0.50 | 25.648 | 28.021 | 9.25 |
| 0.75 | 8.624 | 9.296 | 7.79 |
| 1.00 | 3.192 | 3.738 | 17.11 |
| | | **Promedio** | **11.00** |

| Presa La Atarjea | | | |
|---|---|---|---|
| Descripción | GEODAM λ/H = 0.118 | Makdisi y Seed λ/H = 0.00 | |
| y/H | Deformaciones Permanentes (cm) | | Diferencia (%) |
| 0.25 | 3.983 | 5.261 | 32.09 |
| 0.50 | 1.761 | 2.496 | 41.74 |
| 0.75 | 0.605 | 0.853 | 40.99 |
| 1.00 | 0.023 | 0.055 | 139.13 |
| | | Promedio | 63.48 |

| Presa Yanaccocha | | | |
|---|---|---|---|
| Descripción | GEODAM λ/H = 0.082 | Makdisi y Seed λ/H = 0.00 | |
| y/H | Deformaciones Permanentes (cm) | | Diferencia (%) |
| 0.25 | 0.015 | 0.034 | 126.67 |
| 0.50 | 0.010 | 0.011 | 10.00 |
| 0.75 | 0.008 | 0.008 | 0.00 |
| 1.00 | 0.006 | 0.006 | 0.00 |
| | | Promedio | 34.17 |

| Presa Huanahuiri | | | |
|---|---|---|---|
| Descripción | GEODAM λ/H = 0.12 | Makdisi y Seed λ/H = 0.00 | |
| y/H | Deformaciones Permanentes (cm) | | Diferencia (%) |
| 0.25 | 9.079 | 11.168 | 23.02 |
| 0.50 | 2.678 | 3.718 | 38.87 |
| 0.75 | 0.950 | 13.340 | 41.05 |
| 1.00 | 0.694 | 1.001 | 44.38 |
| | | Promedio | 36.83 |

| Presa Torata | | | |
|---|---|---|---|
| Descripción | GEODAM λ/H = 0.52 | Makdisi y Seed λ/H = 0.00 | |
| y/H | Deformaciones Permanentes (cm) | | Diferencia (%) |
| 0.25 | 10.387 | 89.120 | 757.00 |
| 0.50 | 2.342 | 33.422 | 1327.07 |
| 0.75 | 0.505 | 14.823 | 2835.25 |
| 1.00 | 0.101 | 7.354 | 7181.19 |
| | | Promedio | 3025.13 |

| D.R. Bellavista | | | |
|---|---|---|---|
| Descripción | GEODAM λ/H = 0.047 | Makdisi y Seed λ/H = 0.00 | |
| y/H | Deformaciones Permanentes (cm) | | Diferencia (%) |
| 0.25 | 39.472 | 43.915 | 11.23 |
| 0.50 | 20.716 | 23.807 | 14.88 |
| 0.75 | 9.630 | 11.964 | 24.17 |
| 1.00 | 4.835 | 5.533 | 14.41 |
| | | **Promedio** | 16.17 |

| D.R. Yauliyacu Nuevo | | | |
|---|---|---|---|
| Descripción | GEODAM λ/H = 0.031 | Makdisi y Seed λ/H = 0.00 | |
| y/H | Deformaciones Permanentes (cm) | | Diferencia (%) |
| 0.25 | 29.857 | 33.025 | 10.68 |
| 0.50 | 9.010 | 9.838 | 9.25 |
| 0.75 | 3.777 | 4.412 | 16.91 |
| 1.00 | 0.976 | 1.245 | 27.82 |
| | | **Promedio** | 16.16 |

# CAPÍTULO 7

# CONCLUCIONES Y RECOMENDACIONES

## 7.1 CONCLUCIONES

En presas de menor altura construidas con materiales compactados, la estabilidad de sus taludes generalmente no es determinante en el diseño, a menos que la cimentación tenga baja resistencia al corte, es decir, que sea altamente compresible. Es muy importante determinar la zona de sismicidad del área en estudio; esto se consigue en base al mapa de zonificación sísmica del Perú y al mapa de distribución de máximas intensidades sísmicas.

Para el análisis de estabilidad de los taludes de las diferentes presas estudiadas en este trabajo, ha sido realizado por el método de Bishop Simplificado, los parámetros utilizados se han obtenidos de los informes de los proyectos realizados por el Laboratorio Geotécnico del CISMID para cada una de estas presas; a excepción de la Presa Palo Redondo cuyos datos se han obtenido del estudio de factibilidad del proyecto especial CHAVIMOCHIC para la Presa Palo Redondo.

Para el cálculo de las deformaciones permanentes realizadas por el programa "**GEODAM**"; los parámetros requeridos por este también han sido obtenidos de los informes mencionados en el párrafo anterior.

El análisis dinámico de la presa "**Palo Redondo**" realizado por el programa "**GEODAM**" indica que las deformaciones permanentes inducidas por sismo serían del orden de 70.455 cm para el caso de una sección de presa uniforme homogénea, de 86.602 cm para el caso de sección de presa uniforme no-homogénea, y de 238.077 cm para el caso de sección de presa no-uniforme; para los tres casos se ha considerado una aceleración efectiva de 0.38g y una magnitud del sismo de 7.5; en el primero y segundo caso el diseño sería adecuado debido a que se ha tomado parámetros bastante conservadores, en el tercer caso los resultados no son satisfactorios debido a las altas deformaciones permanentes que

presentan. La deformación permanente inducida por sismo en una presa no debe exceder de 3 pies (90 cm.)

El análisis dinámico del embalse regulador "**La Atarjea**" realizado por el programa "**GEODAM**" indica que las deformaciones permanentes inducidas por sismo serían del orden de 3.983 cm para el caso de una sección de presa uniforme homogénea, de 12.627 cm para el caso de una presa de sección uniforme no-homogénea y de 14.489 cm para el caso de una sección de presa no-uniforme; en los tres casos se ha considerado una aceleración efectiva del sismo de 0.32g y una magnitud de 7.5; en los tres casos los resultados son satisfactorios para este embancamiento. En consecuencia el diseño sísmico de la presa es adecuado.

El análisis dinámico de la presa "**Yanaccocha**" realizado por el programa "**GEODAM**" indica que las deformaciones permanentes inducidas por sismo serían del orden de 0.015 cm para el caso de una sección de presa uniforme homogénea, de 0.372 cm para el caso de sección de presa uniforme no-homogénea, y de 2.321 cm para el caso de sección de presa no-uniforme; para los tres casos se ha considerado una aceleración efectiva de 0.32g y una magnitud del sismo de 7.5; en los tres casos los resultados son satisfactorios, en consecuencia el diseño sísmico de la presa es adecuado.

El análisis dinámico de la presa "**Huanahuiri**" realizado por el programa "**GEODAM**" indica que las deformaciones permanentes inducidas por sismo serían del orden de 9.079 cm para el caso de una sección de presa uniforme homogénea, de 26.768 cm para el caso de sección de presa uniforme no-homogénea, y de 25.819 cm para el caso de sección de presa no-uniforme; para los tres casos se ha considerado una aceleración efectiva de 0.34g y una magnitud del sismo de 7.5; en los tres casos los resultados son satisfactorios, en consecuencia el diseño sísmico de la presa es adecuado.

El análisis dinámico de la presa "**Torata**" realizado por el programa "**GEODAM**" indica que las deformaciones permanentes inducidas por sismo serían del orden de 10.387 cm para el caso de una sección de presa uniforme homogénea, de 6.645 cm para el caso de sección de presa uniforme no-homogénea y de 15.615 cm para el caso de sección de presa no-uniforme, para los tres casos se ha considerado una aceleración efectiva de 0.36g y

una magnitud del sismo de 7.5; en los tres casos los resultados son satisfactorios, en consecuencia el diseño sísmico de la presa es adecuado.

Los resultados del análisis dinámico obtenidos para los depósitos de relaves analizados; los cuales han sido modelados como presas de tierra son satisfactorios.

Para realizar el análisis dinámico del Depósito de Relaves **"Bellavista"**, se ha modelado como una presa de tierra; los resultados obtenidos por el programa "**GEODAM**" indican que las deformaciones permanentes inducidas por sismo serían del orden de 39.472 cm para el caso de una sección de presa uniforme homogénea, de 38.961 cm para el caso de sección de presa uniforme no-homogénea y de 35.061 cm para el caso de una presa de sección no-uniforme; para los tres casos se ha considerado una aceleración efectiva de 0.32g y una magnitud del sismo de 7.5; en los tres casos los resultados son satisfactorios, en consecuencia el diseño sísmico de la presa es adecuado.

Para realizar el análisis dinámico del Depósito de Relaves **"Yauliyacu Nuevo"**, se ha modelado como una presa de tierra; los resultados obtenidos por el programa "**GEODAM**" indican que las deformaciones permanentes inducidas por sismo serían del orden de 29.857 cm para el caso de una sección de presa uniforme homogénea, de 32.347 cm para el caso de sección de presa uniforme no-homogénea, para los dos casos se ha considerado una aceleración efectiva de 0.32g y una magnitud del sismo de 7.5; en los dos casos los resultados son satisfactorios, en consecuencia el diseño sísmico de la presa es adecuado.

La diferencia de los valores de la aceleración máxima en la corona de la presa obtenidos por el procedimiento simplificado propuesto por Makdissi y Seed para calcular la aceleración máxima en la corona y los obtenidos por el programa **"GEODAM"** para el caso de sección de presa uniforme homogénea el valor promedio obtenido es aproximadamente 4 % en todos los casos analizados (para un valor de $\lambda$ que varía desde 0.037 a 0.120) a acepción de la presa Torata donde la relación de reducción $\lambda = 0.52$ esta diferencia es 65% .

La diferencia de los valores del período natural de vibración de la presa obtenidos por el procedimiento simplificado propuesto por Makdisi y Seed, y los obtenidos por el programa **"GEODAM"** para el caso de sección de presa uniforme homogénea el valor promedio obtenido es aproximadamente 1.26 % en todos los casos analizados (para un valor de $\lambda$ que varía desde 0.037 a 0.120) a acepción de la presa Torata donde la relación de reducción $\lambda = 0.52$ esta diferencia es 4.7 % .

Los resultados obtenidos por el procedimiento simplificado de Makdisi y Seed y Análisis de Elementos Finitos (para un ejemplo mostrado en el REPORT No. UCB/EERC-77, 1977) y los obtenidos por el programa **"GEODAM"** para una presa de sección uniforme de 46 m de altura, densidad del material 2.09 gr/cm$^2$, velocidad de onda cortante máxima 290 m/s ,módulo de corte máximo 1785.83 kg/cm$^2$, material de la sección es un suelo arenoso, aceleración máxima 0.2g escalada del registro Taft del terremoto de Kern County (1952) componente N-S; para el cálculo de la aceleración máxima en la corona de la presa se muestran en el siguiente cuadro con muy buena aproximación. El valor de $\lambda$ real usado por el programa **"GEODAM"** es de 0.0515.

| Descripción | ELEMENTOS FINITOS | MAKDISI-SEED $\lambda = 0.00$ | GEODAM $\lambda = 0.0515$ |
|---|---|---|---|
| Aceleración Máxima en la corona (g) | 0.51 | 0.57 | 0.59 |
| Período Natural (s) | 0.75 | 0.70 | 0.70 |
| Deformación Cortante Promedio (%) | 0.065 | 0.070 | 0.084 |
| Módulo de Corte | 689.87 | 621.37 | 620.73 |
| Amortiguamiento (%) | 11.00 | 14.00 | 14.34 |

También se realizó una comparación de los resultados obtenidos por el Ing. Miguel Infantes y el Dr. J. Alva H. (1999) con los resultados obtenidos por el programa **"GEODAM"**( para los casos: Sección Uniforme Homogénea y Sección Uniforme No-Homogénea) para la presa Palo Redondo; las características de esta han sido explicadas en el capítulo N°6. Se ha observa una buena aproximación; estos valores se muestran en el cuadro siguiente.

| Descripción | M. INFANTES Q. Dr. J. ALVA H. | GEODAM | |
|---|---|---|---|
| | | SUH | SUNH |
| Aceleración Máxima en la corona (g) | 1.130 | 1.065 | 0.825 |
| Período Natural (s) | 0.737 | 0.739 | 2.068 |
| Deformación Cortante Promedio (%) | 0.064 | 0.061 | 0.099 |
| Amortiguamiento (%) | 13.40 | 12.35 | 15.37 |

Los resultados de las deformaciones permanentes obtenidos a partir de los resultados de la tabla anterior se muestran a continuación.

| DESCRIPCIÓN | M. INFANTES Q. Dr. J. ALVA H. | GEODAM | |
|---|---|---|---|
| | | SUH | SUNH |
| y/H | Deformaciones Permanentes (cm) | | |
| 1/4 | 81.832 | 70.902 | 84.692 |
| 1/2 | 28.392 | 25.647 | 20.613 |
| 3/4 | 11.487 | 9.043 | 6.062 |
| 1 | 5.997 | 4.979 | 1.902 |

## 7.2 RECOMENDACIONES

Para obtener parámetros confiables se recomienda realizar ensayos de campo y laboratorio sobre los materiales constituyentes de la presa (en el caso que se este verificando el diseño de la presa) y sobre los posibles materiales que conformaran la presa en diseño.

También se recomienda realizar estudios hidrológicos utilizando información de precipitación promedio mensual y precipitación máxima de 24 horas para obtener una mayor confiabilidad acerca del volumen útil de almacenamiento y por consiguiente de la altura de la presa necesaria.

Se recomienda usar diferentes programas y métodos para el cálculo de las deformaciones permanentes y comparar estos resultados para obtener un diseño optimo, sobre todo si se trata de presas de gran altura.

**REFERENCIAS**


Alva, J. (1991), Memorias del Seminario Taller de Dinámica de Suelos. Características Dinámicas de los Suelos

Laboratorio Geotécnico-CISMID (1993), Estudio Geotécnico del Estanque Regulador de la Atarjea

Jorge L. Castillo y Jorge E. Alva H. (1993), Peligro Sísmico en el Perú, VII Congreso Nacional de Mecánica de Suelos é Ingeniería de Cimentaciones.

Joseph I. Sun, R. Golesorkhiand H. Bolton Seed (1988), Dynamic Moduli and Damping Ratios for Cohesive Soils, Report N°. UCR/EERC-88/15

F.I. Makdisi and H.Bolton Seed (1977), A Siplified Procedure for Estimating Earthquake-Induced Deformations in Dams and Embankments, Report N°. UCB/EERC-77/19

Ezio Baldovin and Paolo Paoliani, Dynamic Analysis of Embankment Dams, Chapter 4

Dakoulas, P. and Gazetas G. (1985), A Class Inhomogeneous Shear Models for Seismic Response of Dams and embankments, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol.4, N°.4, 166-182

Dakoulas P. and Gazetas G. (1986), Seismic shear strains and seismic coefficients in dams and embankments, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol.5, N°.2, 75-83

George Gazetas (1987), Seismic Response of Earth Dams, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 1987, Vol. 6, N°1

Kenji Ishihara (1993), Dynamic Properties of Soils and Gravels from Laboratory Tests, Department of Civil Engineering, University of Tokyo

Ambraseys, N. N. ( 1960), On the shear response of a two-dimensal truncated wedge subjected to an arbitrary disturbance, Bull. Seism. Soc. Am., 50(1), 45-56

Chopra, A. K. ( 1967), Earthquake response of earth dams, J. Soil Mech. and Found. Div., ASCE, 93, SM2

Chopra, A. K., Dibaj, M., Clough, R. W., Penzien, J. and Seed, H. B. (1969), Earthquake analysis of earth dams, Proc. 4th World Conf. on Earthq. Engrg., Santiago

Chopra, A. K. and Perumalswami, P. R. (1969), Dam-foundation interaction during earthquakes, Proc. 4th World Conf. on Earthq. Engrg., Santiago

Castro, G. (1975), Liquefaction and cyclic mobility of saturated sands, J. Geotech. Engrg., ASCE 101, GT6, 551-569

Castro, G. and Poulos, S. J. (1977), Factors affecting liquefaction and cyclic mobility, J. Geotech. Engrg., ASCE 103, GT6, 501-516

Constantinou, M. C., Gazetas, G. and Tadjbakhsh, I. (1985), Stochastic seismic sliding of rigid mass supported through non-symmetric friction, Earth. Engrg. and Struct. Dyn. 12, 777-793

Dakoulas, P. (1985), Contributions to seismic analysis of earth dams, PhD Thesis, Rensselaer Polytechnic Institute

Dakoulas, P. and Gazetas G. (1986), Seismic lateral vibration of embankment dams in semi-cylindrical valleys, Earthq. Engrg., and Struct. Dyn, N°14, 19-40

Dibaj, M. and Penzien, J. (1969), Response of earth dams to travelling seismic waves, J. Soil Mech. and Found. Div., ASCE 95, SM2

Dobry, R., Mohamad, R., Dakoulas, P. and Gazetas, G. (1984), Liquefaction evaluation of earth dams-a new approach, Proc. 8th World Conf. Earthq. Engrg., San Francisco, III, 33-340

Franklin, A. G. and Chang, F. K. (1977), Earthquake resistance of earth and rock-filled dams, rep. 5: permanents displacements of earth embankments by newmark sliding block analysis, Misc. Pap. S-71-17, Waterways Experimental Station, Vicksburg

Gazetas, G. (1981), A new dynamic model for earth dams evaluated through case histories, Soils and Foundations, 21(1), 67-68

Gazetas, G. (1982), Shear vibrations of vertically inhomogeneous earth dams, Int. J. for Num. and Anal. Methods in Geomech. 6(1), 219-241

Gazetas, G. (1981), Vertical oscillation of earth and rockfill dams: analysis and field observation, Soils and Foundations, 21(4), 265-277

Gazetas, G. and Abdel-Ghaffar, A. M. (1981), Earth dams characteristics from full-scale vibrations, Proc. X World Conf. Soil Mech. and Found. Engrg., Stockholm, III, 207-210

Ghaboussi, J. and Wilson, E. (1973), Seismic analysis of earth dam-reservoir systems, J. Soil Mech. and Found. Div., ASCE, 99, SM 10,849-862

Hatanaka, M. (1952), 3-Dimensional consideration on the vibration of earth dams, J. Jap. Soc.: Civ. Engrs., 37,10

Hatanaka, M. (1955), Fundamental consideration on the earthquake resistant properties of the earth dam, Bull. N° 11, Disaster Prevention Research Inst., Kyoto Univ.

Hynes-Griffin, M. E. and Franklin, A. G. Rationalizing the seismic coefficient method, Waterways Experiment Station Report, Vicksburg

Ishizaki and Hatekeyama (1963), Consideration on the dynamical behavior of earth dams, Bull. N° 52, Disaster Prevention Research Inst., Kyoto Univ.

Keightley, W. O. (1963), Vibration tests of structures, Earthquake Engineering Research laboratory, Caltech, Pasadena

Keightly, W. O. (1966), Vibrational characteristics of an earth dam, Bull. Seism. Soc. Am., 56(6), 1207-1226

Makdisi, F. I. and Seed, H. B. (1979), Simplified procedure for evaluating embankment response, J. Geotech. Engrg., ASCE, 105, GT12, 1427-1434

Makdisi, F. I., Kagawa, T. and Seed, H. B. (1982), Seismic response of earth dams in triangular canyons, J. Geotech. Engrg., ASCE, 108, GT10, 1328-1337

Mathur, J. N. (1969), Analysis of the response of earth dams to earthquakes, PhD Thesis, Univ. of Calif., Berkeley

Medvedev, S. and Sinitsym, A. (1965), Seismic effects on earth fill dams, Proc. 3rd World Conf. Earthq. Engrg., New Zealand, Paper IV/M/18

Mejia, L. H. and Seed, H. B. (1983), Comparison of 2-D and 3-D dynamic analyses of earth dams, J. Geotech., ASCE, 109, GT11, 1383-1398

Mohamad, R., Dakoulas, P., Gazetas, G. and Dobry, R. (1985), Liquefaction flow failure evaluation of earth dams, Proc. XI Conf. Soil Mech. Found. Engrg., San Francisco

Mohamad, R. (1985), Evaluation of seismically induced liquefaction flow failure of earth dams, PhD Dissertation, Rensselaer Polytechnic Institute

Mononobe, H. A. Et. al. (1936), Seismic Stability of the earth dam, Proc. 2nd congress on Large Dams, Washington DC, IV

Newmark, N. M. (1965), Effects of earthquakes on dams and embankments, Geotechnique, 15(2), 139-160

Ohmachi, T. (1981), Analysis of dynamic shear strain distributed in 3-dimensional earth dam models, Proc. Int. Conf. on Recent advances in Geotech. Earthq. Engrg. and Soil Dyn., St. Louis, 1, 459-464

Okamoto, S. et al. (1969), On the dynamical behavior of an earth dam during earthquakes, Proc. 4th World Conf. Earthq. Engrg., Santiago

Okamoto, S. (1973), Earthquake resistance of embankment dams, Chap. 15 in Introduction to earthquake Engineering, John Wiley and Sons, 427-490

Paulos, S. J., Castro, G. and France, J. W. (1985) Procedure for liquefaction evaluation, J. Geotech. Engrg., ASCE, 111(6), 772-792

Richart, F. E. and Hall, J. R. and Woods, R, D. (1970), Vibrations of Soils and Foundations, Prentice Hall

Sarma, S. K. (1975), Seismic stability of earth dams and embankments, Geotechnique, 25(4), 743-761

Seed, H. B. (1973), Stability of earth and rockfill dams during earthquakes, in Embankment-Dam Engrg., CasagrandeVol., (Eds Hirschfeld and Poulos), John Wiley

Seed, B. (1979), Considerations in the earthquake design of earth and rockfill dams, Geotechnique, 29(3), 215-263

Stara-Gazetas, E. (1986), Method for inelastic response analysis of earth dams, PhD Thesis, Rensselaer Polytechnic Institute

Terzaghi, K. (1950), Mechanics of landslides, The Geological Survey of America, Engineering Geology (Berkey) Volume

Tsiatas, g. and Gazetas, G. (1982), Plane-strain and shear beam free vibration of earth dams, Soil Dyn. and Earthq. Engrg., 1, 150-160

Atkinson, J. H. and Sallfors, G., (1991), Experimental determination of stress-strain-time characteristics in laboratory and in-situ tests, Proc. 10th Eur. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Firenze, 26-30 May.

Ishihara, K., (1982), Evaluation of soil properties for use in earthquake response analysis, Num. Mod. Geom., R. Dungar, G. N. Pande and J. A. Studer (eds)

Lin, J. S. and and Chao, B. K., (1990), estimation of shear modulus and damping factors of earth dam materials, J. Earthq. Eng. and Struct. Dyn., 19

Gazetas, G., (1987), Seismic response of earth dams: some recent developments, J. Soil Dyn. and Earthq. Eng., 6(1)

Vucetic, M. and Dobry, R. (1991), efect of soil plasticity on cyclic response, J. Geot. Eng. Div., ASCE, 117(GT1)

Seed, H. B., Wong, R. T., Idriss, I. M. and Tokimatsu, K. (1984), Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils, Report UCB-EERC, Univ. of calif., Berkeley, Cal., USA, 84(14)

Hardin, B. O. (1978), The nature of stress-strain behaviour for soils, ASCE, Geotech. Eng. Div. Spec. Conf. Earthquake Eng. Soil Dynamics, Pasadema, 1, 1-90

Anderson, D. G. and Woods, R. D. (1976), Time dependent increase in shear modulus of clay, ASCE, J. Geotech. Eng. Div., 102 (GT5)

Zeghal, M. and Abdel-Ghaffar, A. M. (1989), System indentification of earth dam using seismic record, Proc. ASCE, Struct. Congr. Seismic Eng., San Francisco, 179-188

Mononobe, H. A. (1936), Seismic stability of the earth dam, Proc. 2nd Congr. on Large Dams, Washington DC, USA, 4

Ambraseys, N. N. (1960), On the seismic behaviour of earth dams, Proc. 2nd World Conf. Earthquake Eng., Tokyo, 1, 331

Gazetas, G. (1981), A new dynamic model for earth dams evaluated through case histories, Soils and Foundations, Jap. Soc. SMFE, 21(1), 67-78

# ANEXO - A

## PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO PARA CALCULAR ACELERACIONES MÁXIMAS EN LA CORONA Y PERIODO NATURAL DE TERRAPLENES

# ANEXO "A"

# PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO PARA CALCULAR ACELERACIONES MÁXIMAS EN LA CORONA Y PERIODO NATURAL DE TERRAPLENES

## A.1 INTRODUCCION

Para muchos tipos de terraplenes, construidos con arenas secas o muy densas o suelos arcillosos, puede estimarse la magnitud de las deformaciones que podrían ser inducidas por un movimiento sísmico a partir del conocimiento de la aceleración de fluencia de una potencial masa deslizante, la aceleración máxima inducida en la corona de la presa por el sismo, y el período natural de vibración de la presa (Makdisi y Seed, 1977). La aceleración de fluencia, es decir, la aceleración promedio para la cual una falla inicial es inducida en una potencial masa deslizante, es determinado de los parámetros de resistencia del suelo y un método apropiado de análisis de estabilidad.

La aceleración máxima en la corona inducida en el terraplén y el período natural del terraplén pueden determinarse fácilmente mediante el análisis de elementos finitos (Clough y Chopra, 1966; Idriss y Seed, 1967) o por el análisis de rebanadas de corte (Ambraseys, 1960; Seed y Martin, 1966) de la sección del terraplén. Para muchos propósitos, sin embargo, un procedimiento simplificado puede proporcionar estimaciones de estas características del terraplén con suficiente aproximación para muchos propósitos prácticos. Tal procedimiento permite determinar manualmente los cálculos de la aceleración máxima y periodo natural de un terraplén debido a una carga sísmica especificada, este procedimiento se describe en las paginas siguientes. El método también permite, por medios iterativos, el uso de propiedades del material dependientes de la deformación. Los pasos involucrados en este procedimiento son descritos en los párrafos siguientes.

## A.2 EVALUACIÓN DE PROPIEDADES INICIALES

Considerando la sección de la presa mostrada en la **Fig.A.1(a)**, de altura **H**, velocidad de onda de corte $\mathbf{V_{max}}$, y una densidad de masa $\rho$. La sección se asume que es homogénea y

de longitud infinita. El módulo de corte máximo, $\mathbf{G_{max}}$, se relaciona a la velocidad de onda de corte, $\mathbf{V_{max}}$, por:

$$G_{max} = \rho . V_{max}^2 \qquad (1)$$

Para la primera iteración de los cálculos se asume cualquier valor inicial del módulo de corte **G**, y se determina la relación $\mathbf{G/G_{max}}$. De la **Fig.A.1(b)**, para el valor calculado de $\mathbf{G/G_{max}}$, los valores correspondientes de la deformación cortante $\gamma_{ave}$, y el amortiguamiento $\lambda$, entonces podría determinarse.

## A.3 CÁCULO DE LA ACELERACIÓN MÁXIMA Y EL PERIODO NATURAL

En la deducción de la teoría de rebanada de corte para una sección de presa con las propiedades descritas anteriormente, la expresión para la aceleración en cualquier nivel, y, como una función del tiempo esta dada por:

$$\ddot{u}(y,t) = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2J_o(\beta_n y/h)}{\beta_n J_1(\beta_n)} W_n V_n(t) \qquad (2)$$

donde:

$J_o$, $J_1$ = funciones Bessel de primera clase de orden cero y uno

$\beta_n$ = valor cero de la ecuación de frecuencia $J_o(Wh\sqrt{\rho/G}) = 0$

$W_n$ = $\beta_n V_s/h$, donde $V_s = \sqrt{\rho/G}$ = frecuencia natural del enésimo modo.

$V_n(t)$ conocida como la integral de Duhammel, está dada por la expresión:

$$V_n(t) = \int_0^t \ddot{\mu} g e^{-\lambda_n \omega_n (t-\tau)} \sin[W_{dn}(t-\tau)] d\tau \qquad (3)$$

donde:

$W_{dn}$ = $W_n \sqrt{1-\lambda_n^2} \approx W_n$ para valores pequeños de $\lambda_n$

$\lambda_n$ = fracción de amortiguamiento crítico.

Luego,

$$\ddot{\mu}(y,t)=\sum_{n=1}^{\infty} \phi_n(y)\, W_n V_n(t) \qquad (4)$$

donde:

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

Considerando los cuatro primeros modos de vibración, los valores correspondientes a $\beta_n$ son siempre: $\beta_1$= 2.405, $\beta_2$= 5.520, $\beta_3$= 8.654, $\beta_4$=11.792 y los valores correspondientes a las primeras frecuencias naturales son:

$$\begin{aligned} W_1 &= 2.405\ Vs/h \\ W_2 &= 5.520\ Vs/h \\ W_3 &= 8.654\ Vs/h \\ W_4 &= 11.792\ Vs/h \end{aligned} \qquad (5)$$

En la corona de la presa, y = 0, y los valores correspondientes de los factores de participación modal $\phi_n$ **(0)** para los cuatro primeros modos están dados por:

$$\begin{aligned} \phi_1(0) &= 1.61 \\ \phi_2(0) &= 1.07 \\ \phi_3(0) &= 0.85 \\ \phi_4(0) &= 0.73 \end{aligned} \qquad (6)$$

Por lo tanto, el valor de la aceleración en la corona para cada modo esta dado por la expresión:

$$\ddot{\mu}_n(0,t) = \phi_n(0)\, W_n\, V_n(t) \qquad (7)$$

y el valor máximo de la aceleración en la corona en cada modo esta dado por:

$$\ddot{\mu}_{n_{max}} = \phi_n(0) W_n S_{vn} \tag{8}$$

donde $S_{vn}$, conocido como velocidad espectral, es el valor máximo de $V_n$ (t), y es función de $W_n$, $\lambda_n$ y las características del movimiento del suelo $\ddot{u}_g$ (t). Para pequeños valores de $\lambda_n$ la aceleración espectral $S_{vn}$, es aproximadamente igual a $W_n S_{vn}$ y en consecuencia la expresión para la aceleración máxima en la corona para cada modo podría escribirse como:

$$\ddot{\mu}_{n_{max}} = \phi_n(0) S_{an} \tag{9}$$

El valor de $S_{vn}$, como una función de $W_n$ y $\lambda_n$ está fácilmente disponible para la mayoría de registros de movimientos sísmicos de la tierra, los valores promedios han sido publicados por varios autores (Housner, 1959; Newmark y Hall, 1969; Newmark, Blume y Kapur, 1973; Seed, Ugas y Lysmer, 1976).

La aceleración máxima en la corona para los cuatro primeros modos está dada por:

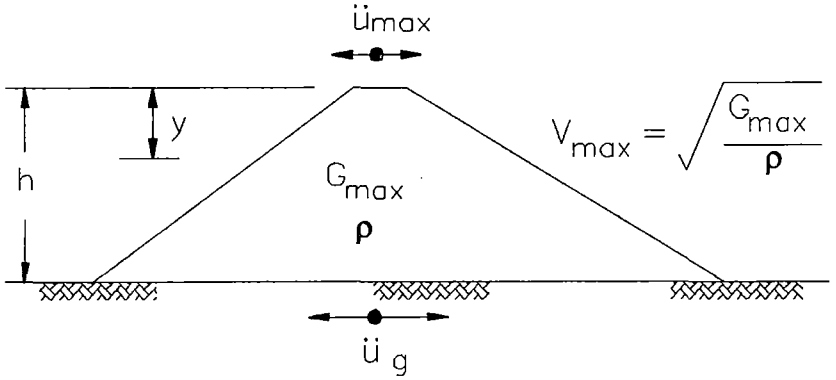
$$\begin{aligned} \ddot{u}_{1max} &= \phi_1(0)\, Sa_1 = 1.61\, Sa_1 \\ \ddot{u}_{2max} &= \phi_2(0)\, Sa_2 = 1.07\, Sa_2 \\ \ddot{u}_{3max} &= \phi_3(0)\, Sa_3 = 0.85\, Sa_3 \\ \ddot{u}_{4max} &= \phi_4(0)\, Sa_4 = 0.73\, Sa_4 \end{aligned} \tag{10}$$

Como los valores máximos en cada modo ocurren a diferentes tiempos, los valores máximos de la aceleración en la corona se determinan por la raíz cuadrada de la suma de cuadrados de las aceleraciones máximas de los cuatro primeros modos, luego:

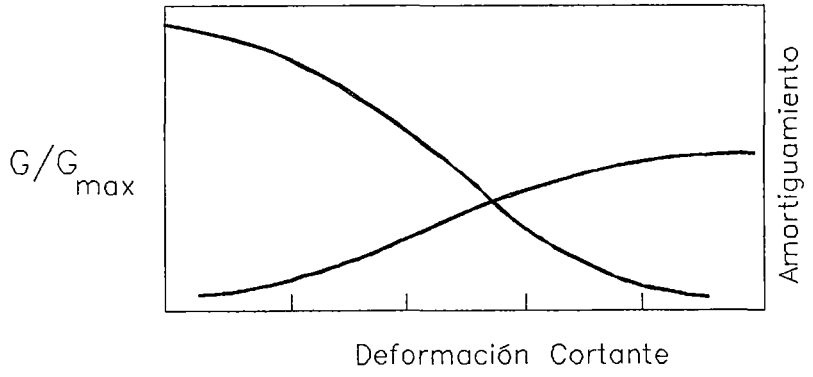
$$\ddot{u}_{max} = \left[ \sum_{n=1}^{4} (\ddot{u}_{n_{max}})^2 \right]^{1/2} \tag{11}$$

Por lo tanto, habiendo determinado el valor de $V_s$ y $\lambda$ en el paso (1), se emplea la ecuación (5) para determinar los valores correspondientes a las cuatro primeras

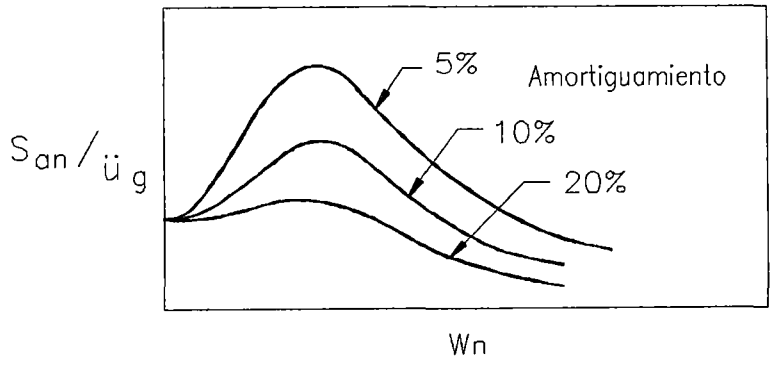
frecuencias naturales. Estas se emplean luego en la **Fig.A.1(c)** para determinar los valores correspondientes de aceleración espectral, y con las ecuaciones **10** y **11** se calcula el valor de la aceleración máxima en la corona.




(a) sección de presa homogénea




(b) Deformación Dependiente de las Propiedades del Suelo




(c) espectro de Respuesta de la Aceleración del Sismo

**Fig.A.1**: Calculo de la Aceleración Máxima en la Corona y el periodo natural de la presa (Procedimiento Aproximado)

## A.4 CÁCULO DE LA DEFORMACIÓN CORTANTE PROMEDIO

Para estimar la deformación compatible con las propiedades del material, debe determinarse una expresión para la deformación cortante promedio en la sección total. De la teoría de rebanadas de corte, la expresión para la deformación cortante a cualquier nivel en el terraplén esta en función del tiempo y está dada por:

$$\gamma(y,t) = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2J_1(\beta_n y/h)}{hW_n J_1(\beta_n)} V_n(t) = \frac{h}{Vs^2} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2J_1(\beta_n y/h)}{\beta_n^2 J_1(\beta_n)} W_n V_n(t) \quad (12)$$

Luego:

$$\gamma(y,t) = \frac{h}{V_s^2} \sum_{n=1}^{\infty} \phi'_n(y) W_n V_n(t) \quad (13)$$

donde:

$$\phi'_n(y) = \frac{2J_1(\beta_n y/h)}{\beta_n^2 J_1(\beta_n)} = \text{FPM de la Deformación Cortante} \quad (14)$$

La variación de $\phi'_n$ con la profundidad para los tres primeros modos (Martin, 1965), se muestra en la **Fig.A.2**. Considerando las pequeñas contribuciones de los modos superiores comparadas con el primer modo en toda la profundidad, es suficiente para todos los propósitos prácticos, considerar solamente la contribución del primer modo en el cálculo de la deformación cortante promedio. En consecuencia de la expresión de la ecuación 13 para la deformación cortante máxima en cualquier nivel, puede escribirse como:

$$\gamma_{max}(y) = \frac{h}{V_s^2} \phi'_1(y) S_{a1} \quad (15)$$

Donde $\phi'_1$ es el factor de participación del primer modo, como se muestra en la **Fig.A.2**, y $S_{a1}$ es la aceleración espectral correspondiente a la primera frecuencia natural $W_1$. La deformación cortante máxima promedio para la sección total puede determinarse mediante el cálculo de un valor promedio $(\phi'_1)_{ave}$ del primer factor de participación modal en la **Fig.A.2**:

$$\therefore (\phi'1)_{ave} = (0.38 + 0.41 + 0.35 + 0.24 + 0.1)/5 \approx 0.3 \quad (16)$$

$$(\gamma_{ave})_{\max} = \frac{h}{V_s^2}(\phi'_1)_{ave} S_{a1} \qquad (17)$$

Asumiendo que la deformación cortante cíclica equivalente es aproximadamente el **65%** de la deformación cortante promedio máxima, $(\gamma_{ave})_{max}$, luego:

$$(\gamma_{ave})_{eq} = 0.65 x 0.3 x \frac{h}{V_s^2} S_{a1} \qquad (18)$$

Habiendo obtenido un nuevo valor para la deformación cortante promedio de la ecuación **18**, un nuevo conjunto de valores del módulo y amortiguamiento puede determinarse de la **Fig.A.1(b)**. Si estos valores son diferentes de aquellos asumidos en el paso (**1**), debe realizarse una nueva iteración comenzando del paso (**2**), debiendo repetirse el proceso hasta obtener propiedades compatibles con la deformación. El proceso converge usualmente en tres iteraciones.

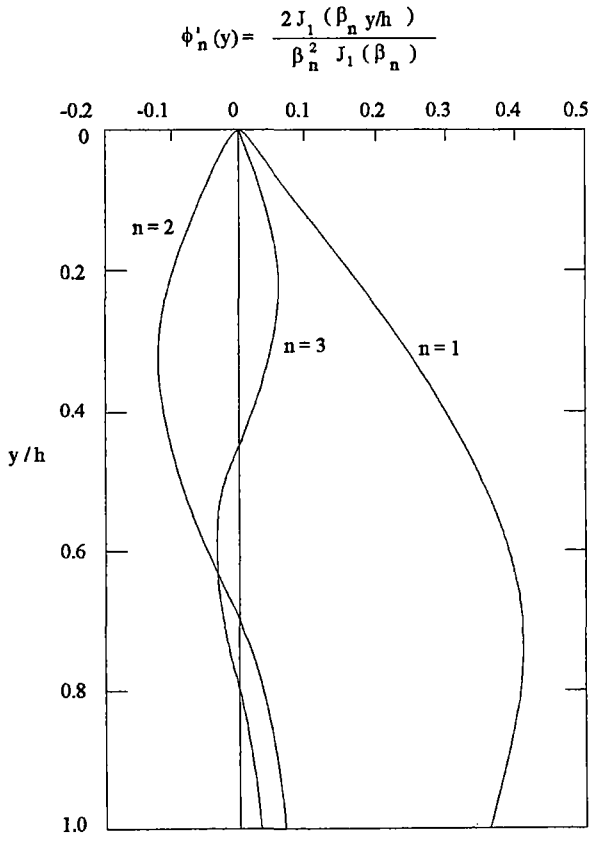



**Fig.A.2**: Variación de los Factores de Participación Modal de la Deformación Cortante con la Profundidad – Teoría de Rebanada de Corte (Después de Martín, 1965).

# ANEXO – B

## MODELOS DE VIGAS DE CORTE NO-HOMOGÉNEOS: VIBRACIONES LATERALES LIBRES

# ANEXO "B"

# MODELOS DE VIGA DE CORTE NO-HOMOGÉNEOS: VIBRACIONES LATERALES LIBRES

Refiriéndose a la **Fig.B.1**, la ecuación que gobierna el movimiento es deducida considerando el equilibrio dinámico de un cuerpo infinitesimal de volumen b*dz*1 junto con la relación elástica entre el esfuerzo de corte (promedio) y deformación cortante. Para vibraciones libres no amortiguadas:

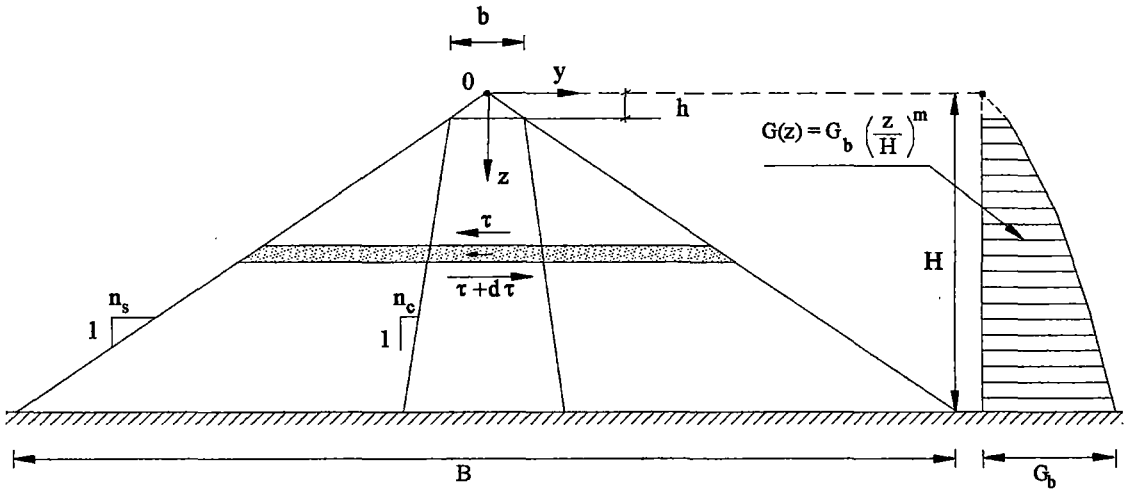



**Fig.B.1**: Sección Transversal de la Presa y Distribución del Módulo de Corte con la Profundidad

$$\rho \frac{\partial^2 \mu}{\partial t^2} = \frac{1}{z}\frac{\partial}{\partial z}\left[ G(z) z \frac{\partial \mu}{\partial z} \right] \qquad (1)$$

Donde $\mu(z,t)$ es el desplazamiento lateral horizontal, y $\rho$ es la densidad de masa del suelo. Introduciendo la velocidad de onda de corte en la base $C_b = (G_b/\rho)^{1/2}$

y utilizando la expresión $G = G_b . \zeta^m$, la ecuación (1) toma la siguiente forma:

$$\frac{\partial^2 \mu}{\partial t^2} = \frac{C_b^2}{H^m}\frac{1}{z}\frac{\partial}{\partial z}\left( z^{m+1} \frac{\partial \mu}{\partial z} \right) \qquad (2)$$

Colocando:

$$\mu(z,t) = U(z)e^{iwt} \tag{3}$$

y sustituyendo en la ecuación (**2**), tenemos

$$z^2U'' + (m+1)zU' + k^2z^{2-m}U = 0 \tag{4}$$

donde:

$$k = \frac{wH^{m/2}}{C_b} \tag{5}$$

La ecuación (**4**) es una ecuación de Bessel y su solución es:

$$U(z) = z^{-m/2}\left\{Aj_q\left[k(1+q)z^{1-m/2}\right] + BY_q\left[k(1+q)z^{1-m/2}\right]\right\} \tag{6}$$

Donde $\mathbf{J_q}$ y $\mathbf{Y_q}$ son las funciones Bessel de primera y segunda clase, respectivamente, y de orden "q". Mientras que **A** y **B** son constantes de integración.

$$q = \frac{m}{2-m} \tag{7}$$

Aplicando los requerimientos de frontera para el desplazamiento relativo cero en la base y el esfuerzo de corte cero producido en la corona, respectivamente,

$$H^{-m/2}\left\{AJ_q\left[k(1+q)H^{1-m/2}\right] + BY_q\left[k(1+q)H^{1-m/2}\right]\right\} = 0 \tag{8a}$$

y

$$-\frac{G_b k}{H^m}\left\{AJ_{q+1}\left[k(1+q)h^{1-m/2}\right] + BY_{q+1}\left[k(1+q)h^{1-m/2}\right]\right\} = 0 \tag{8b}$$

de la cual, eliminando **A** y **B**, obtenemos una relación característica

$$J_{q+1}(a\lambda^{1-m/2})Y_q(a) - Y_{q+1}(a\lambda^{1-m/2})J_q(a) = 0 \qquad (9)$$

en la cual

$$a = \frac{wH}{C_b}(1+q) \qquad (10)$$

y $\lambda$ es la relación de reducción

$$\lambda = \frac{h}{H} \qquad (11)$$

La ecuación (9) tiene un número discretamente infinito de raíces, $\mathbf{a_n} = a_n(m)$, n=1,2,..., las cuales deben ser derivadas numéricamente. Sustituyendo cada uno de los valores de $\mathbf{a_n}$ en la ecuación (6) obtenemos la siguiente expresión general para la forma de desplazamiento en el enésimo modo de vibración:

$$U_n(\zeta) = \zeta^{-m/2} N_q\left(a_n \zeta^{1-m/2}\right), \text{ n=1,2,...} \qquad (12)$$

donde $\mathbf{N_p()}$ denota la función cilíndrica:

$$N_p() = Y_q(a_n).J_p() - J_q(a_n).Y_p() \qquad (13)$$

y

$\zeta$=z/H.

**B.1 FRECUENCIAS NATURALES Y FORMAS DE MODO**

La enésima frecuencia y el periodo de la presa expresados en términos de velocidad de onda de corte en la base están dados por:

$$w_n = \frac{a_n(2-m)}{2}\frac{C_b}{H} \quad \text{y} \quad T_n = \frac{4\pi}{a_n(2-m)}\frac{H}{C_b} \qquad (14)$$

Los valores de $\mathbf{a_n}$ dependen de la no-homogeneidad "**m**", para cada valor de la relación de reducción $\lambda$=**h/H**. Las **Tablas B.1** al **B.5** presentan los valores de $\mathbf{a_n}$ para n=1 a 4, correspondiente a 5 valores característicos del parámetro de no-homogeneidad (m=0, 1/2, 4/7, 2/3 y 1) y un amplio rango de las relaciones de reducción. Los valores pequeños de $\lambda$(0.02 a 0.1) son típicos en presas de tierra y enrocamiento, mientras que los valores grandes (0.2 a 0.5) son típicos en terraplenes.

Alternativamente, $\mathbf{w_n}$ y $\mathbf{T_n}$ se pueden re-escribir en términos de la velocidad de onda de corte promedio, $\bar{C}$, de la presa:

$$\bar{C} = \frac{\int_\lambda^1 C(\zeta)\zeta d\zeta}{\int_\lambda^1 \zeta d\zeta} = \frac{4}{4+m}\frac{1-\lambda^{2+m/2}}{1-\lambda^2}C_b \qquad (15)$$

Las expresiones correspondientes para el periodo fundamental $\mathbf{T_1}$ y la enésima frecuencia $\mathbf{w_n}$ están dados en la **Tabla B.6**, junto con las expresiones para las formas de desplazamiento modal y el factor de participación modal, para $\lambda$=0.00 (típico para presas de tierra y enrocamiento altas). También se da a conocer en esta tabla la fórmula deducida de las expresiones generales para cuatro valores característicos del parámetro de la no-homogeneidad: m = 0 (homogénea), m = 1/2, 2/3 y 3/4.

Para ilustrar los efectos de la no-homogeneidad sobre las características dinámicas de presas y terraplenes **Figs.B.2** y **B.3** del contraste de los periodos naturales $\mathbf{T_n}$ de 5 presas no-homogéneas con periodos correspondientes a $\mathbf{T_{no}}$ de una presa homogénea que tiene la misma altura y velocidad de onda de corte promedio. Específicamente, la **Fig.B.2** graficada como una función de "**m**" de la relación $\mathbf{T_n}$ / $\mathbf{T_{no}}$ para n=1...4. Para $\lambda$=0.00 (**Fig.B.2a**), el grado de no-homogeneidad tiene un efecto insignificante sobre los primeros modos (diferencia menor que 2%), pero puede afectar apreciablemente para modos más altos. Por ejm., para m=2/3, el cuarto periodo natural es aproximadamente 20% mayor que el mismo periodo natural de la presa homogénea. Por el contrario, para $\lambda$=0.50 (**Fig.B.2**) el efecto de la no-homogeneidad sobre los periodos naturales parece ser insignificante, especialmente para modos mayores. En la **Fig.B.3** se gráfica "**m**" vs la relación $\mathbf{T_n/T_1}$, n=1..4. Es evidente que esta relación decrece con el incremento de "**m**",

por ejemplo los periodos naturales consecutivos se acercan a cada uno de los otros en más presas de tierra no-homogéneas. Naturalmente, este efecto es apenas distinguible para $\lambda$=0.50.

La influencia del tipo de no-homogeneidad sobre las primeras 4 formas es proyectada en la **Fig.B.4** para m = 0, m = 1/2, m = 4/7, m = 2/3 y 1. Solamente los resultados para $\lambda$ = 0.00 son mostrados, como las diferencias entre las formas son despreciables para $\lambda$ = 0.50. Se observa que para cada uno y todos los modos del modelo homogéneo no predice una clara 'desamplificación' con la profundidad como el calculado para presas con m > 0 – un fenómeno notado previamente por Gazetas para el caso particular de m = 2/3. Presas con valores grandes de "**m**" casi deforme como los modelos de viga uniforme en flexión a pesar del hecho que sólo las deformaciones de corte tienen lugar. Este comportamiento de flexión aparente es particularmente bien acentuado cuando m = 1 (presas fuertemente no-homogéneas). Se nota, no obstante, que el rango de valores de "**m**" usualmente se espera en la practica (0.4 <= m <= 0.75), las formas de desplazamiento modal no son alterables para rangos pequeños de "**m**". En consecuencia, incertidumbres al evaluar el valor apropiado de "**m**" en análisis en practicas no son análisis ente influyentes el análisis para un grado muy significante.

**Tabla B.1**: Raíces $a_n$ para el Coeficiente de No-homogeneidad (m = 0)

| | **Modo "n"** | | | |
|---|---|---|---|---|
| $\Lambda$ | 1 | 2 | 3 | 4 |
| 0.00 | 2.405 | 5.520 | 8.654 | 11.792 |
| 0.03 | 2.409 | 5.541 | 8.703 | 11.880 |
| 0.05 | 2.416 | 5.576 | 8.783 | 12.016 |
| 0.10 | 2.448 | 5.726 | 9.096 | 12.510 |
| 0.15 | 2.501 | 5.948 | 9.525 | 13.153 |
| 0.20 | 2.574 | 6.233 | 10.048 | 13.917 |
| 0.25 | 2.668 | 6.580 | 10.666 | 14.804 |
| 0.30 | 2.786 | 6.994 | 11.388 | 15.831 |
| 0.35 | 2.930 | 7.485 | 12.231 | 17.024 |
| 0.40 | 3.107 | 8.067 | 13.222 | 18.421 |
| 0.45 | 3.323 | 8.763 | 14.400 | 20.078 |
| 0.50 | 3.588 | 9.605 | 15.818 | 22.070 |

**Tabla B.2**: Raíces $a_n$ para el Coeficiente de No-homogeneidad (m = 1/2)

| | Modo "n" | | | |
|---|---|---|---|---|
| Λ | 1 | 2 | 3 | 4 |
| 0.00 | 2.903 | 6.033 | 9.171 | 12.310 |
| 0.03 | 2.910 | 6.078 | 9.295 | 12.549 |
| 0.05 | 2.921 | 6.148 | 9.465 | 12.844 |
| 0.10 | 2.974 | 6.415 | 10.035 | 13.740 |
| 0.15 | 3.055 | 6.775 | 10.727 | 14.769 |
| 0.20 | 3.164 | 7.209 | 11.521 | 15.919 |
| 0.25 | 3.301 | 7.718 | 12.422 | 17.208 |
| 0.30 | 3.468 | 8.309 | 13.449 | 18.666 |
| 0.35 | 3.671 | 8.997 | 14.630 | 20.334 |
| 0.40 | 3.915 | 9.802 | 16.001 | 22.266 |
| 0.45 | 4.212 | 10.757 | 17.614 | 24.535 |
| 0.50 | 4.574 | 11.903 | 19.544 | 27.245 |

**Tabla B.3**: Raíces $a_n$ para el Coeficiente de No-homogeneidad (m = 4/7)

| | Modo "n" | | | |
|---|---|---|---|---|
| Λ | 1 | 2 | 3 | 4 |
| 0.00 | 2.999 | 6.133 | 9.273 | 12.413 |
| 0.03 | 3.007 | 6.185 | 9.417 | 12.694 |
| 0.05 | 3.020 | 6.264 | 9.610 | 13.026 |
| 0.10 | 3.076 | 6.557 | 10.234 | 14.005 |
| 0.15 | 3.164 | 6.945 | 10.980 | 15.110 |
| 0.20 | 3.280 | 7.409 | 11.827 | 16.336 |
| 0.25 | 3.426 | 7.950 | 12.784 | 17.704 |
| 0.30 | 3.604 | 8.577 | 13.871 | 19.247 |
| 0.35 | 3.818 | 9.304 | 15.118 | 21.009 |
| 0.40 | 4.077 | 10.154 | 16.564 | 23.046 |
| 0.45 | 4.389 | 11.159 | 18.264 | 25.436 |
| 0.50 | 4.771 | 12.366 | 20.295 | 28.289 |

**Tabla B.4**: Raíces $a_n$ para el Coeficiente de No-homogeneidad (m = 2/3)

| | Modo "n" | | | |
|---|---|---|---|---|
| λ | 1 | 2 | 3 | 4 |
| 0.00 | 3.142 | 6.283 | 9.425 | 12.566 |
| 0.03 | 3.150 | 6.346 | 9.604 | 12.918 |
| 0.05 | 3.165 | 6.439 | 9.831 | 13.307 |
| 0.10 | 3.229 | 6.772 | 10.539 | 14.412 |
| 0.15 | 3.327 | 7.203 | 11.364 | 16.631 |
| 0.20 | 3.455 | 7.712 | 12.291 | 16.969 |
| 0.25 | 3.614 | 8.301 | 13.331 | 18.455 |
| 0.30 | 3.807 | 8.980 | 14.508 | 20.124 |
| 0.35 | 4.039 | 9.765 | 15.854 | 22.025 |
| 0.40 | 4.318 | 10.682 | 17.412 | 24.220 |
| 0.45 | 4.655 | 11.764 | 19.241 | 26.791 |
| 0.50 | 5.065 | 13.061 | 21.424 | 29.857 |

**Tabla B.5**: Raíces $a_n$ para el Coeficiente de No-homogeneidad (m = 1.0)

| Modo "n" | | | | |
|---|---|---|---|---|
| λ | 1 | 2 | 3 | 4 |
| 0.00 | 3.832 | 7.016 | 10.174 | 13.324 |
| 0.03 | 3.849 | 7.155 | 10.594 | 14.153 |
| 0.05 | 3.875 | 7.330 | 11.012 | 14.842 |
| 0.10 | 3.981 | 7.879 | 12.145 | 16.568 |
| 0.15 | 4.130 | 8.527 | 13.360 | 18.342 |
| 0.20 | 4.319 | 9.261 | 14.677 | 20.232 |
| 0.25 | 4.547 | 10.088 | 16.126 | 22.294 |
| 0.30 | 4.819 | 11.027 | 17.745 | 24.586 |
| 0.35 | 5.141 | 12.102 | 19.581 | 27.176 |
| 0.40 | 5.524 | 13.348 | 21.693 | 30.150 |
| 0.45 | 5.983 | 14.811 | 24.163 | 33.621 |
| 0.50 | 6.540 | 16.558 | 27.102 | 37.747 |

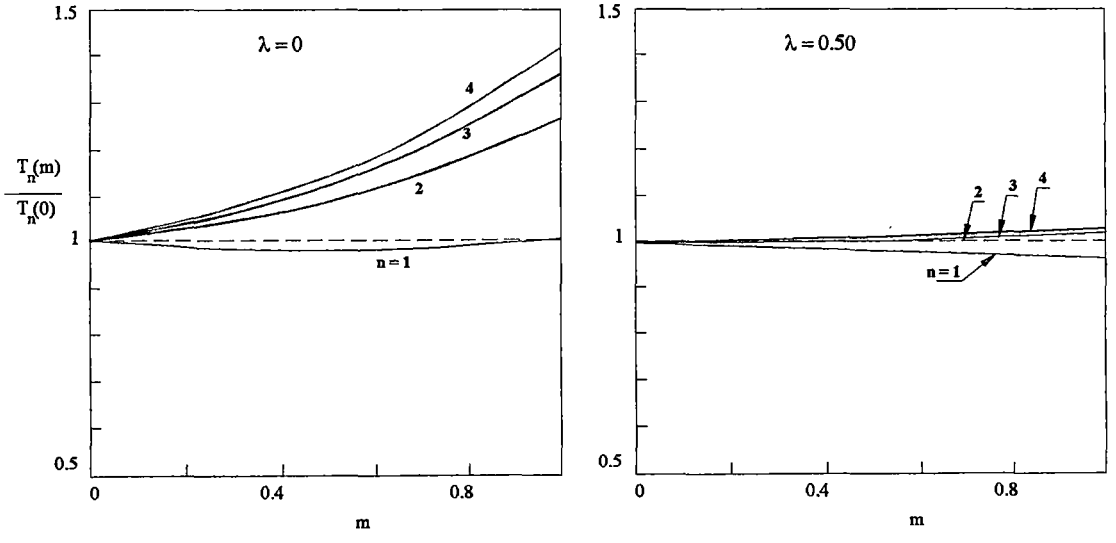



**Fig.B.2**: Efecto de la No-Homogeneidad sobre la Relación de los Periodos Naturales de Presas Homogéneas y No-Homogéneas para: (a) λ = 0 y (b) λ = 0.50

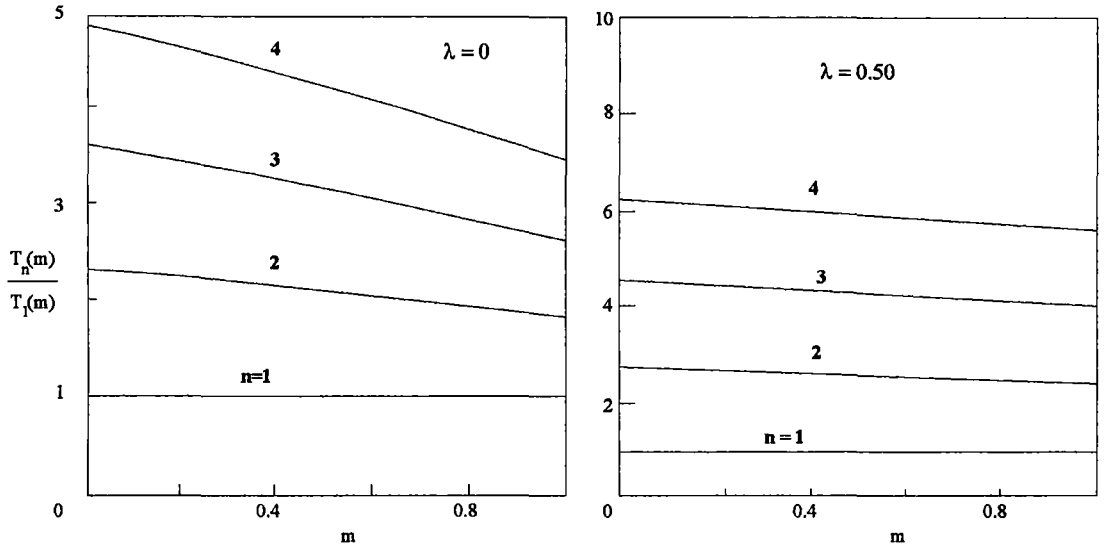



**Fig.B.3**: Efectos de la No-Homogeneidad sobre la Relación del Periodo Fundamental y el enésimo Periodo Natural para: (a) $\lambda = 0$ y (b) $\lambda = 0.50$

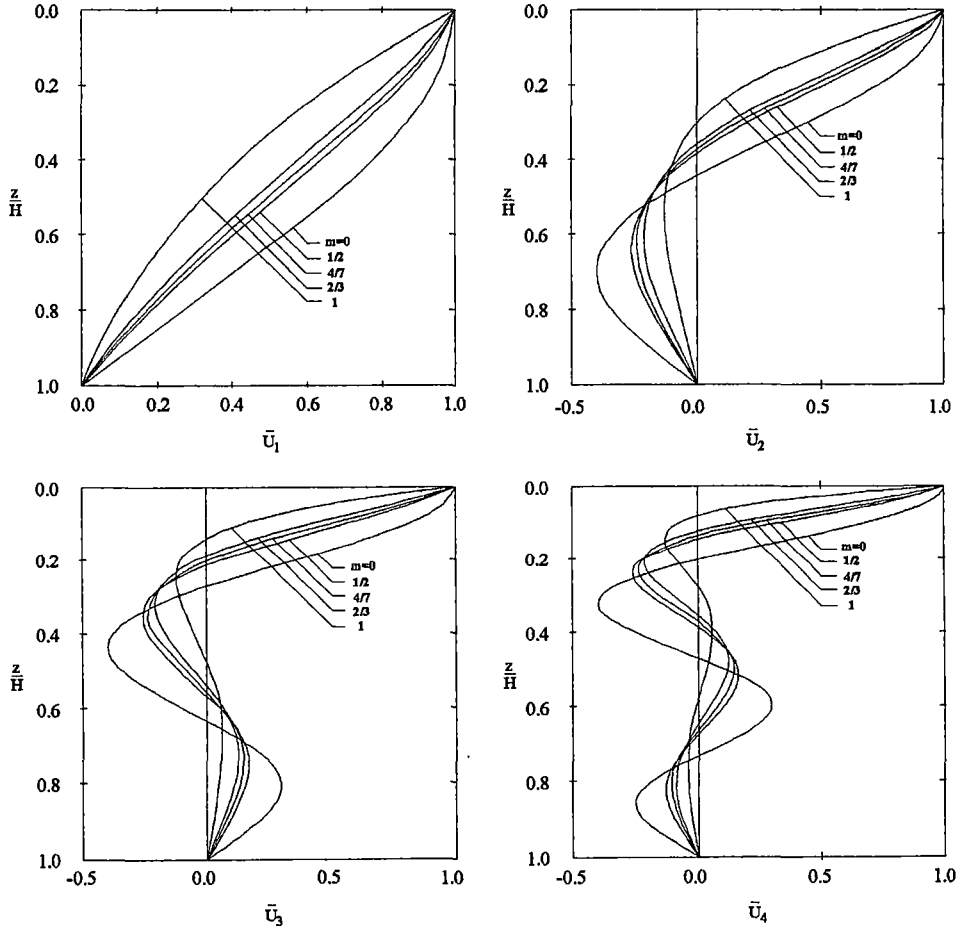



**Fig.B.4:** Formas de Deslizamiento Modal para 5 Valores del Parámetro de No-Homogeneidad (m = 0, 1/2 4/7, 2/3 y 1)

**Tabla B.6:** Resultados de análisis de amortiguamiento con $G=G_b\zeta^m$ y $\lambda= 0$ (típico para todas presas tierra/enrocado)

| **Factor de No Homogeneidad "m"** | **Periodo Fundamental $T_1$ ( $\bar{C}$/H)** | **Nth Frecuencia Natural Circular $\omega_n$(H/ $\bar{C}$)** | **Nth Desplazamiento de Forma Modal $U_n$** | **Nth Factor de Participación Modal $P_n$** | **Función de Amplificación de la Aceleración AF ($\zeta$)** | **Función Amplificación de Corona** |
|---|---|---|---|---|---|---|
| m (expresión general) | $\frac{16\pi}{(4+m)(2-m)a_1}$ | $\frac{(4+m)(2-m)a_n}{8}$ | $\zeta^{-m/2}J_q\left[a_n\zeta^{1-m/2}\right]$ | $\frac{2}{a_n}\frac{1}{J_{q+1}(a_n)}$ | $\zeta^{-m/2}\frac{J_q\left(a\zeta^{1-m/2}\right)}{J_q(a)}$ | $\left(\frac{q}{2}\right)^q\frac{1}{\Gamma(q+1)J_q(a)}$ |
| 0 (homogénea) | 2.613 | $a_n(0)$ | $J_0\left[a_n(0)\zeta\right]$ | $\frac{2}{a_n(0)}\frac{1}{J_1[a_n(0)]}$ | $\frac{J_0(a\zeta)}{J_0(a)}$ | $\frac{1}{J_0(a)}$ |
| 1/2 | 2.565 | $0.843a_n(1/2)$ | $\zeta^{-1/4}J_{1/3}\left[a_n(1/2)\zeta^{3/4}\right]$ | $\frac{2}{a_n(1/2)}\frac{1}{J_{4/3}[a_n(1/2)]}$ | $\zeta^{-1/4}\frac{J_{1/3}\left(a\zeta^{3/4}\right)}{J_{1/3}(a)}$ | $0.8888\frac{a^{1/3}}{J_{1/3}(a)}$ |
| 2/3 | 2.571 | $0.788n\pi$ | $\zeta^{-2/3}\sin\left[n\pi\left(1-\zeta^{2/3}\right)\right]$ | $\frac{2}{n\pi}$ | $\zeta^{-2/3}\frac{\sin\left(a\zeta^{2/3}\right)}{\sin a}$ | $\frac{a}{\sin a}$ |
| 3/4 | 2.579 | $0.742a_n(3/4)$ | $\zeta^{-3/8}J_{3/5}\left[a_n(3/4)\zeta^{5/8}\right]$ | $\frac{2}{a_n(3/4)}\frac{1}{J_{8/5}[a_n(3/4)]}$ | $\zeta^{-3/8}\frac{J_{3/5}\left(a\zeta^{5/8}\right)}{J_{3/5}(a)}$ | $0.7384\frac{a^{3/5}}{J_{3/5}(a)}$ |

$a_n = a_n(m)$ han sido tabulados en las **Tablas B.1-B.5**; $q = m/(2-m)$; $a = \omega H (1+q)/Cb$; rc); $\Gamma()$ denota la función gamma.

## B.2 RESPUESTA SÍSMICA A LA EXCITACIÓN DE LA BASE

Para una oscilación (en fase) de la base rígida descrita por la aceleración ü = üg(t) en la dirección "y", la ecuación que gobierna el movimiento toma la siguiente forma.

$$\frac{1}{z}\frac{\partial}{\partial z}\left[C^2(z).z\frac{\partial \mu}{\partial z}\right] = \ddot{\mu} + \ddot{\mu} g \tag{16}$$

En la cual μ=μ(z,t) es el desplazamiento para una profundidad "z", relativa a la base. La condición de ortogonalidad (qué, como sencillamente mostrado, está satisfecho en este caso) permite usar la superposición. Por lo tanto, **μ(z,t)** es obtenido como una sumatoria de un número infinito discretamente de las historias de los desplazamientos, correspondiente a cada una de las frecuencias naturales de la presa:

$$\mu(z,t) = \sum_{n=1}^{\infty} P_n.U_n(z).D_n(t) \tag{17}$$

Donde $\mathbf{P_n}$ es el factor de participación modal del enésimo modo

$$P_n = \frac{\int_\lambda^1 \zeta U_n(\zeta)d\zeta}{\int_\lambda^1 \zeta U_n^2(\zeta)d\zeta} = \frac{2}{a_n}\frac{N_{q+1}(a_n)}{N_{q+1}^2(a_n) - \lambda^{2-m}N_q^2(a_n\lambda^{1-m/2})} \tag{18}$$

y $D_n(t)$ es la respuesta de un sistema simple de un grado de libertad que tiene una frecuencia $\omega_n$ y un amortiguamiento $\beta_n$:

$$D_n(y) = \frac{1}{\omega_n^*}\int_0^t \ddot{\mu}_g(\tau)e^{-\beta_n\omega_n(t-\tau)}sin\omega_n^*(t-\tau).d\tau \tag{19}$$

En la cual $\omega_n^* = \omega_n(1-\beta_n^2)^{1/2}$. Expresiones para $\mathbf{P_n}$ de algunas presas no-homogéneas son descritas en la **Tabla B.6**, para λ=0.0.

La aceleración absoluta para una profundidad "**z**" es $\ddot{\mu}+\ddot{\mu}_g$. Haciendo uso de la ecuación (**17**) se descubrió que $\ddot{\mu}_a$ es igual a:

$$\ddot{\mu}_a(z,t)=\sum_{n=1}^{\infty}P_nU_n(z)D_{an}(t)+\ddot{\mu}_g\left[1-\sum_{n=1}^{\infty}P_nU_n(z)\right] \qquad (20)$$

Donde $\mathbf{D_{an}}$ es la expresión

$$D_{an}=\frac{1-2\beta_n^2}{(1-\beta_n^2)^{1/2}}\omega_n\int_0^t\ddot{\mu}_g(\tau)e^{-\beta_n\omega_n(t-\tau)}\sin\omega_n^*(t-\tau)d\tau+2\beta_n\omega_n\int_0^t\ddot{\mu}_g(\tau)e^{-\beta_n\omega_n(t-\tau)}\cos\omega_n^*(t-\tau)d\tau \qquad (21)$$

Para evaluar los desplazamientos, los primeros términos de la serie (3 ó 4) son suficientes. La aceleración absoluta, sin embargo, demanda un número mayor de términos (aproximadamente 10 o más) como la convergencia de la serie al valor exacto de $\ddot{\mathbf{u}}_\mathbf{a}$ es más lento.

Es de interés enfocar sobre el desplazamiento de participación modal definido como el producto del factor de participación de los tiempos de la respectiva forma del desplazamiento modal.

$$\phi_n=\phi_n(z)=P_nU_n(z) \qquad (22)$$

En la **Fig.B.5** se delinea la variación del valor de $\phi_n$ en la corona de la presa, $\phi_n$ (h), como una función de la relación de reducción "**λ**", el parámetro de no-homogeneidad "**m**", para n = 1-8. Nótese que para λ = 0, mientras que en presas con m = 2/3 el valor de $|\phi_n|$ en la corona permanece constante (independiente de n) e igual a 2, valores menores de "**m**" conducen a valores de $|\phi_n|$ que decrecen monótonamente con el incremento del número de modos "**n**". En el caso extremo de un modelo homogéneo (m = 0): $|\phi_1|\cong 1.61$, $|\phi_2|\cong 1.07$, $|\phi_3|\cong 0.85$, $|\phi_4|\cong 0.73$, y así sucesivamente. Por consiguiente, uno debe esperar que, en general, la contribución relativa de modos mayores sobre la respuesta cerca de la

corona aumente con el incremento del grado de homogeneidad. Esto verdaderamente se ha evidenciado en los resultados del análisis del tiempo-historia de la aceleración y el estado-constante de la aceleración que transfiere funciones a la excitación armónica de la base presentado en la siguiente **Fig.B.6a**.

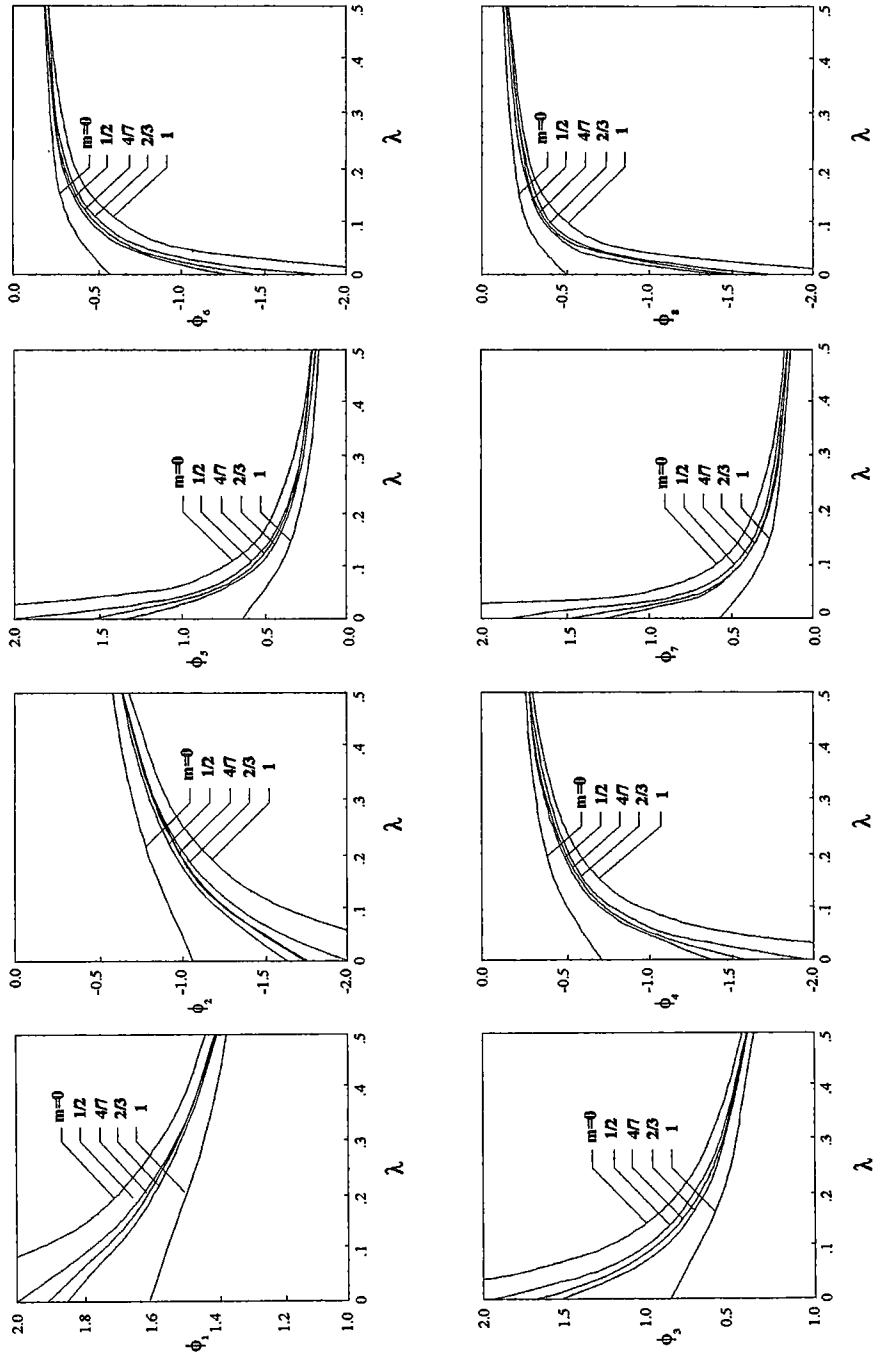



**Fig.B.5**: Participación Modal en el Desplazamiento de la Corona $[\phi_n(0) = P_n U_n(0)]$ vs la Relación de Reducción.

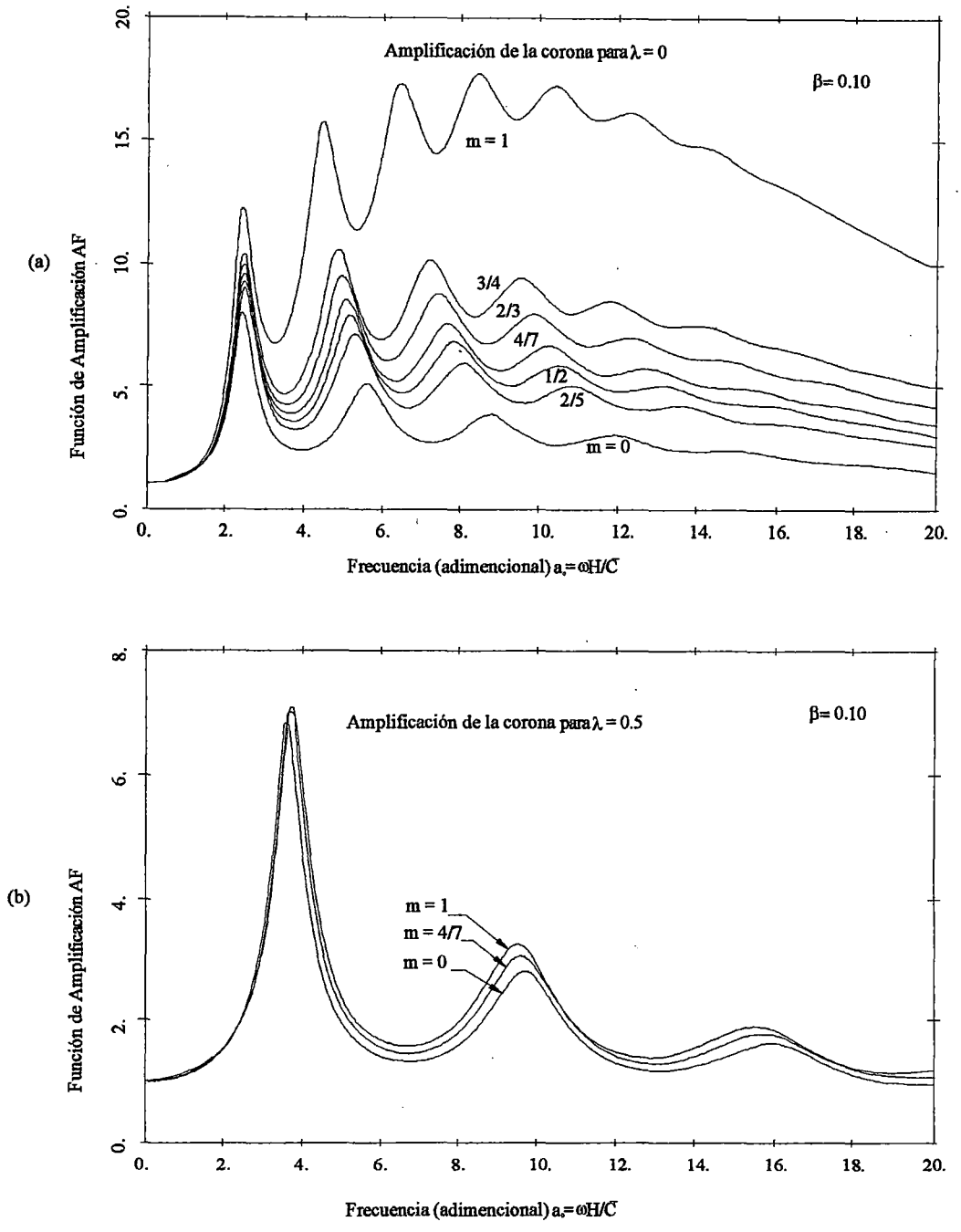



**Fig.B.6**: Respuesta al Estado-Constante para la Excitación Armónica: Amplificación de la Corona de Presas Homogéneas No-Homogéneas para (a) $\lambda = 0$ y (b) $\lambda = 0.50$

## B.3 ESTADO-CONSTANTE DE LA RESPUESTA PARA EL MOVIMIENTO ARMÓNICO DE LA BASE

Es de interés mostrar que una expresión analítica de forma-cerrada puede ser derivada del estado-constante de los desplazamientos y las aceleraciones que surgen de una excitación

de la base armónica. Realmente, la ecuación (16) produce para el desplazamiento relativo $\mu(\zeta;t) = \mu(\zeta).e^{i\omega t}$:

$$\frac{\mu(\zeta)}{\mu_g} = \zeta^{-m/2}.\frac{J_{q+1}(a\lambda^{1-m/2})Y_q(a\zeta^{1-m/2}) - Y_{q+1}(a\lambda^{1-m/2})J_q(a\zeta^{1-m/2})}{J_{q+1}(a\lambda^{1-m/2})Y_q(a) - Y_{q+1}(a\lambda^{1-m/2})J_q(a)} - 1 \qquad (23)$$

En la cual

$$a = \frac{\omega H}{C_b^*}.(1+I) \qquad (24)$$

La ecuación (23) es valida para velocidades de ondas de corte reales $C_b^* = C_b$ (apropiado para casos con material con amortiguamiento igual cero) y velocidades de ondas de corte complejas $C_b^* = C_b\sqrt{(1+2i\beta)}$ (para casos con material con relación de amortiguamiento histerético = β).

De la ecuación (23) la función de transferencia de la aceleración absoluta, $\ddot{\mu}+\ddot{\mu}_g$, usualmente llamada función de "amplificación", es determinada:

$$AF(\zeta) = \frac{\ddot{\mu}(\zeta)+\ddot{\mu}_g}{\ddot{\mu}_g} = \frac{\mu(\zeta)}{\mu_g} + 1 \qquad (25)$$

De especial interés es la "amplificación" en la corona ($\zeta = \lambda$):

$$AF(\lambda) = \frac{2}{\pi a \lambda}\left[J_{q+1}(a\lambda^{1-m/2})Y_q(a) - J_q(a)Y_{q+1}(a\lambda^{1-m/2})\right]^{-1} \qquad (26)$$

Además para todas las presas ($\lambda \to 0$) las ecuaciones (16) y (26) simplificadas, respectivamente, a

$$AF(\zeta)_{\lambda=0} = \zeta^{-m/2} \frac{J_q(a\zeta^{1-m/2})}{J_q(a)} \tag{27}$$

y

$$AF(0)_{\lambda=0} = \left(\frac{a}{2}\right)^q \left[\Gamma(q+1).J_q(a)\right]^{-1} \tag{28}$$

En la cual Γ() denota la función Gamma.

Notase que la **Tabla B.6** describe las expresiones generales anteriores para **AF(ζ)** y **AF(0)**, así como las expresiones especiales para m = 0, 1/2, 2/3 y 3/4

Las amplificaciones en la corona **AF(0)** de la ecuación (28) (λ=0) es graficado en la **Fig.B.6a** como una función de $a_0 = \omega H / \bar{C}$, para 7 valores del parámetro de no-homogeneidad, m = 0, 2/5, 1/2, 4/7, 2/3, 3/4 y 1, y un único valor de la relación de amortiguamiento β=0.10 de la histéresis. Es evidente que, además de frecuencias naturales más bajas, incrementando la no-homogeneidad conduce a:

**1.** Amplitudes mayores para la primera resonancia y
**2.** Incrementando la importancia relativa de la resonancia mayor.

Nótese, sin embargo, que para λ = 0.50 (terraplenes) la amplificación AF(λ) de la ecuación (26) no muestra ninguna sensibilidad para variaciones en "m" (**Fig.B.6b**).

La dependencia de la función de amplificación sobre el parámetro de profundidad, **AF(ζ)**, ilustrado en la **Fig.B.7** para una presa con m = 4/7 y λ = 0. Nótese que la importancia relativa de las resonancias mayores disminuye a profundidades mayores de la corona - esto es bastante natural a partir del efecto de la cuerda de alta frecuencia en estructuras flexibles sólo se observa cerca de la corona. Finalmente el efecto de la relación de amortiguamiento histerético sobre las amplificaciones de la corona se ilustra en la **Fig.B.8**.

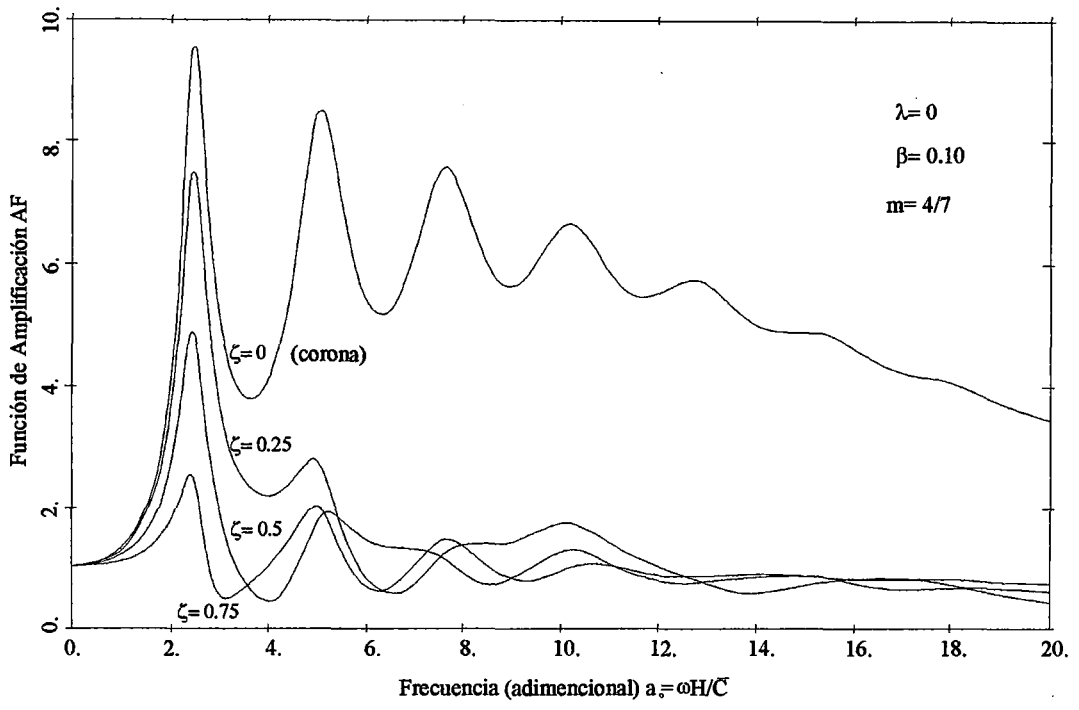



**Fig.B.7**: Funciones de Amplificación Típica para Varias Profundidades en una Presa No-Homogénea (m = 4/7).

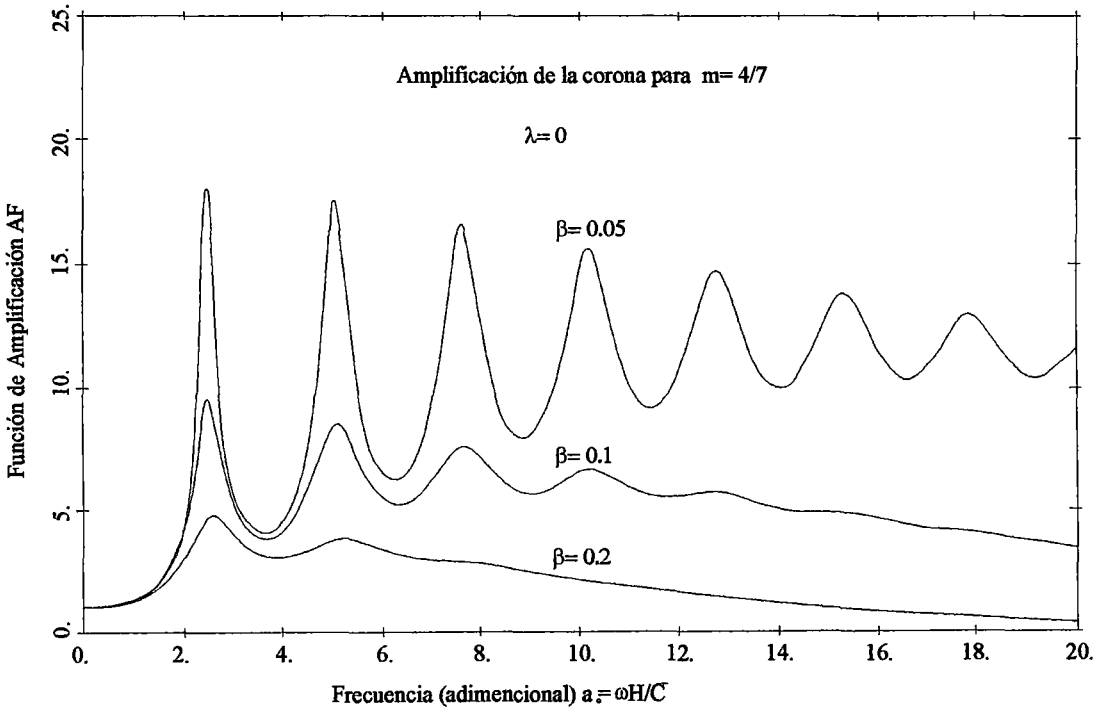


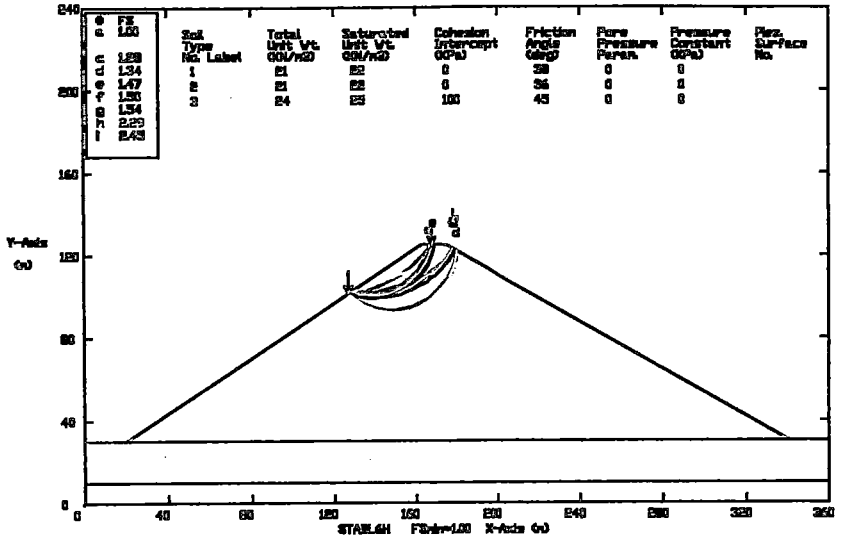

**Fig.B.8**: Efecto de la Relación de Amortiguamiento Histerétidco sobre la Amplificación de la Corona para una Presa Típica No-Homogénea (m = 4/7).

# ANEXO - C

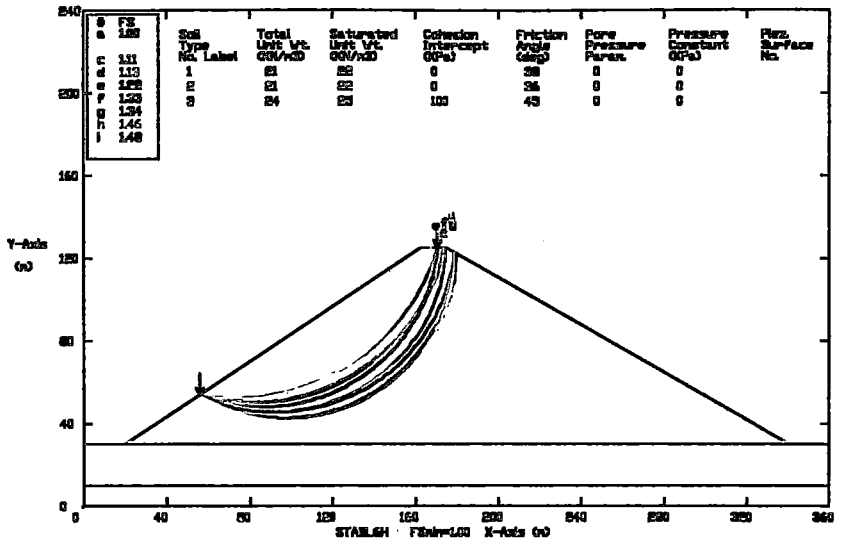
RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD Y ANÁLISIS DINÁMICO DE LAS 5 PRESAS DE TIERRA ESTUDIADAS

# CASO N°1

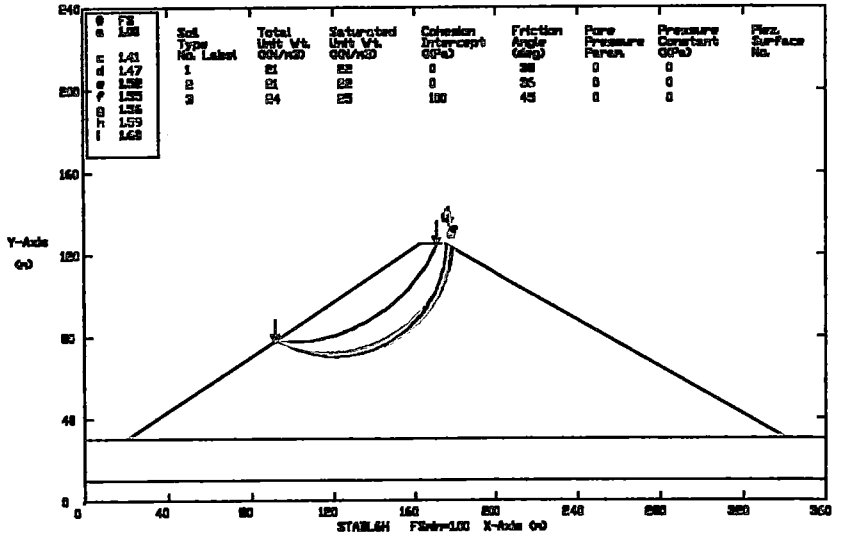
# PRESA PALO REDONDO



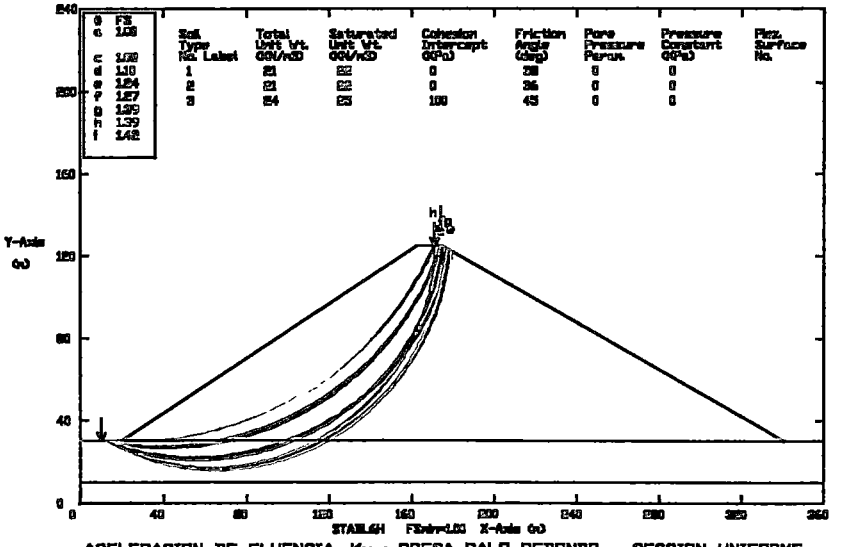

ACELERACION DE FLUENCIA, Ky : PRESA PALO REDONDO - SECCION UNIFORME
TALUD AGUAS ABAJO : y/H=1/4 - PROGRAMA : STABL6H - Ky=0.315




ACELERACION DE FLUENCIA, Ky : PRESA PALO REDONDO - SECCION UNIFORME
TALUD AGUAS ABAJO : y/H=3/4 - PROGRAMA : STABL6H - Ky=0.260




ACELERACION DE FLUENCIA, Ky : PRESA PALO REDONDO - SECCION UNIFORME
TALUD AGUAS ABAJO : y/H=1/2 - PROGRAMA : STABL6H - Ky=0.285




ACELERACION DE FLUENCIA, Ky : PRESA PALO REDONDO - SECCION UNIFORME
TALUD AGUAS ABAJO : y/H=1 - PROGRAMA : STABL6H - Ky=0.245

PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO POR MAKDISI Y SEED PARA CALCULAR LA ACELERACIÓN MÁXIMA EN LA CORONA Y PERÍODO NATURAL DE LA PRESA

# REPORTE GENERAL

## DATOS GENERALES DEL PROYECTO

**Solicitante** : Proyecto Especial CHAVIMOCHIC
**Proyecto** : Análisis Dinámico de la Presa Palo Redondo
**Ubicación** : Departamento de La libertad
**Responsable** : Laboratorio Geotécnico CISMID-UNI
**Fecha** : 20/06/02

## DATOS DEL SISMO

**Magnitud** : 7.5 Ms
**Aceleración Máxima** : 0.38 g
**Espectro Normalizado** : Lima - Perú (1974)

**Sección de la Presa** : Uniforme Homogenea

## CARACTERÍSTICAS DE LA SECCIÓN

**Material** : Grava
**Densidad** : 2.10 gr/cm³
**Vsmax** : 609.748 m/s
**Gmax** : 7961.577 Kg/cm²
**IP** : 0 %

# RESULTADOS

## Iteración 1

**G (1)** = 7961.577 Kg/cm²
**Vs (1)** = 609.748 m/s²
**Umax (1)** = 1.796 g
**DCeq (1)** = 0.042 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,1) = 15.479 rad/s | T (1,1) = 0.406 s | U1max (1,1) = 1.331 g |
| W (2,1) = 35.647 rad/s | T (2,1) = 0.176 s | U2max (2,1) = 0.907 g |
| W (3,1) = 56.049 rad/s | T (3,1) = 0.112 s | U3max (3,1) = 0.633 g |
| W (4,1) = 76.573 rad/s | T (4,1) = 0.082 s | U4max (4,1) = 0.481 g |

## Iteración 2

**G (2)** = 2679.697 Kg/cm²
**Vs (2)** = 353.748 m/s²
**Umax (2)** = 1.145 g
**DCeq (2)** = 0.059 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,2) = 8.980 rad/s | T (1,2) = 0.700 s | U1max (1,2) = 0.638 g |
| W (2,2) = 20.681 rad/s | T (2,2) = 0.304 s | U2max (2,2) = 0.679 g |
| W (3,2) = 32.517 rad/s | T (3,2) = 0.193 s | U3max (3,2) = 0.521 g |
| W (4,2) = 44.424 rad/s | T (4,2) = 0.141 s | U4max (4,2) = 0.417 g |

## Iteración 3

**G (3)** = 2351.521 Kg/cm²
**Vs (3)** = 331.379 m/s²
**Umax (3)** = 1.059 g
**DCeq (3)** = 0.062 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,3) = 8.412 rad/s | T (1,3) = 0.747 s | U1max (1,3) = 0.581 g |
| W (2,3) = 19.373 rad/s | T (2,3) = 0.324 s | U2max (2,3) = 0.618 g |
| W (3,3) = 30.461 rad/s | T (3,3) = 0.206 s | U3max (3,3) = 0.491 g |
| W (4,3) = 41.615 rad/s | T (4,3) = 0.151 s | U4max (4,3) = 0.401 g |

## Iteración 4

**G (4)** = 2308.512 Kg/cm²
**Vs (4)** = 328.335 m/s²
**Umax (4)** = 1.046 g
**DCeq (4)** = 0.061 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,4) = 8.335 rad/s | T (1,4) = 0.754 s | U1max (1,4) = 0.570 g |
| W (2,4) = 19.195 rad/s | T (2,4) = 0.327 s | U2max (2,4) = 0.608 g |
| W (3,4) = 30.181 rad/s | T (3,4) = 0.208 s | U3max (3,4) = 0.490 g |
| W (4,4) = 41.233 rad/s | T (4,4) = 0.152 s | U4max (4,4) = 0.400 g |

# DEFORMACIONES PERMANENTES

**DATOS GENERALES DEL PROYECTO**

**Solicitante** : Proyecto Especial CHAVIMOCHIC
**Proyecto** : Análisis Dinámico de la Presa Palo Redondo
**Ubicación** : Departamento de La libertad
**Responsable** : Laboratorio Geotécnico CISMID-UNI
**Fecha** : 20/06/02

# RESULTADOS

| n | y/H | Ky | Kmax/Umax | Kmax | Ky/Kmax | U/Kmax.g.To | U(cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.250 | 0.315 | 0.857 | 0.896 | 0.351 | 0.1063 | 70.455 |
| 2 | 0.500 | 0.285 | 0.593 | 0.620 | 0.460 | 0.0559 | 25.648 |
| 3 | 0.750 | 0.260 | 0.445 | 0.465 | 0.559 | 0.0251 | 8.624 |
| 4 | 1.000 | 0.245 | 0.353 | 0.369 | 0.664 | 0.0117 | 3.192 |

PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO POR MAKDISI Y SEED PARA CALCULAR LA ACELERACIÓN MÁXIMA EN LA CORONA Y PERÍODO NATURAL DE LA PRESA

# REPORTE GENERAL

**DATOS GENERALES DEL PROYECTO**

**Solicitante** : Proyecto Especial CHAVIMOCHIC
**Proyecto** : Análisis Dinámico de la Presa Palo Redondo
**Ubicación** : Departamento de La libertad
**Responsable** : Pedro Mendoza - Denys Parra - CISMID-UNI
**Fecha** : 20/06/02

**DATOS DEL SISMO**

**Magnitud** : 7.5 Ms
**Aceleración Máxima** : 0.38 g
**Espectro Normalizado** : Lima - Perú (1974)

**Sección de la Presa** : Uniforme No Homogenea

**CARACTERÍSTICAS DE LA SECCIÓN**

**Material** : Grava
**Densidad** : 2.10 gr/cm³
**Vs** : 711.606 m/s
**Gb** : 10843.720 Kg/cm²
**IP** : 0 %

# RESULTADOS

## Iteración 1

**G (1)** = 1509.329 Kg/cm²
**Vs (1)** = 265.487 m/s²
**Umax (1)** = 2.535 g
**DCeq (1)** = 0.080 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,1) = 6.616 rad/s | T (1,1) = 0.950 s | U1max (1,1) = 0.552 g |
| W (2,1) = 13.565 rad/s | T (2,1) = 0.463 s | U2max (2,1) = 1.533 g |
| W (3,1) = 20.677 rad/s | T (3,1) = 0.304 s | U3max (3,1) = 1.356 g |
| W (4,1) = 27.914 rad/s | T (4,1) = 0.225 s | U4max (4,1) = 1.391 g |

## Iteración 2

**G (2)** = 373.747 Kg/cm²
**Vs (2)** = 132.111 m/s²
**Umax (2)** = 0.961 g
**DCeq (2)** = 0.095 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,2) = 3.292 rad/s | T (1,2) = 1.909 s | U1max (1,2) = 0.163 g |
| W (2,2) = 6.750 rad/s | T (2,2) = 0.931 s | U2max (2,2) = 0.351 g |
| W (3,2) = 10.289 rad/s | T (3,2) = 0.611 s | U3max (3,2) = 0.607 g |
| W (4,2) = 13.891 rad/s | T (4,2) = 0.452 s | U4max (4,2) = 0.637 g |

## Iteración 3

**G (3)** = 320.105 Kg/cm²
**Vs (3)** = 122.264 m/s²
**Umax (3)** = 0.826 g
**DCeq (3)** = 0.099 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,3) = 3.047 rad/s | T (1,3) = 2.062 s | U1max (1,3) = 0.145 g |
| W (2,3) = 6.247 rad/s | T (2,3) = 1.006 s | U2max (2,3) = 0.320 g |
| W (3,3) = 9.522 rad/s | T (3,3) = 0.660 s | U3max (3,3) = 0.520 g |
| W (4,3) = 12.855 rad/s | T (4,3) = 0.489 s | U4max (4,3) = 0.538 g |

## Iteración 4

**G (4)** = 306.354 Kg/cm²
**Vs (4)** = 119.609 m/s²
**Umax (4)** = 0.817 g
**DCeq (4)** = 0.101 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,4) = 2.980 rad/s | T (1,4) = 2.108 s | U1max (1,4) = 0.142 g |
| W (2,4) = 6.111 rad/s | T (2,4) = 1.028 s | U2max (2,4) = 0.308 g |
| W (3,4) = 9.315 rad/s | T (3,4) = 0.674 s | U3max (3,4) = 0.509 g |
| W (4,4) = 12.576 rad/s | T (4,4) = 0.500 s | U4max (4,4) = 0.542 g |

## Iteración 5

**G (5)** = 301.277 Kg/cm²
**Vs (5)** = 118.613 m/s²
**Umax (5)** = 0.814 g
**DCeq (5)** = 0.102 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,5) = 2.956 rad/s | T (1,5) = 2.126 s | U1max (1,5) = 0.141 g |
| W (2,5) = 6.061 rad/s | T (2,5) = 1.037 s | U2max (2,5) = 0.304 g |
| W (3,5) = 9.238 rad/s | T (3,5) = 0.680 s | U3max (3,5) = 0.506 g |
| W (4,5) = 12.471 rad/s | T (4,5) = 0.504 s | U4max (4,5) = 0.543 g |

# DEFORMACIONES PERMANENTES

**DATOS GENERALES DEL PROYECTO**

**Solicitante** : Proyecto Especial CHAVIMOCHIC
**Proyecto** : Análisis Dinámico de la Presa Palo Redondo
**Ubicación** : Departamento de La libertad
**Responsable** : Pedro Mendoza - Denys Parra - CISMID-UNI
**Fecha** : 20/06/02

# RESULTADOS

| n | y/H | Ky | Kmax/Umax | Kmax | Ky/Kmax | U/Kmax.g.To | U(cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.250 | 0.315 | 0.857 | 0.698 | 0.451 | 0.0595 | 86.602 |
| 2 | 0.500 | 0.285 | 0.593 | 0.483 | 0.590 | 0.0211 | 21.220 |
| 3 | 0.750 | 0.260 | 0.445 | 0.362 | 0.717 | 0.0076 | 5.717 |
| 4 | 1.000 | 0.245 | 0.353 | 0.288 | 0.852 | 0.0015 | 0.912 |

PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO POR MAKDISI Y SEED PARA CALCULAR LA ACELERACIÓN MÁXIMA EN LA CORONA Y PERÍODO NATURAL DE LA PRESA

# REPORTE GENERAL

**DATOS GENERALES DEL PROYECTO**

**Solicitante** : Proyecto Especial CHAVIMOCHIC
**Proyecto** : Análisis Dinámico de la Presa Palo Redondo
**Ubicación** : Departamento de La Libertad
**Responsable** : Pedro Mendoza - Denys Parra - CISMID - UNI
**Fecha** : 20/06/02

**DATOS DEL SISMO**

**Magnitud** : 7.5 Ms
**Aceleración Máxima** : 0.38 g
**Espectro Normalizado** : Lima - Perú (1974)

**Sección de la Presa** : No Uniforme

**CARACTERÍSTICAS DEL NÚCLEO**

**Material** : Arcilla
**Densidad** : 1.95 gr/cm³
**Vs** : 440.977 m/s
**Gb** : 3866.750 Kg/cm²
**IP** : 15 %

**CARACTERÍSTICAS DEL ESPALDÓN**

**Material** : Grava
**Densidad** : 2.10 gr/cm³
**Vs** : 711.612 m/s
**Gb** : 10843.890 Kg/cm²
**IP** : 0 %

# RESULTADOS

## Iteración 1

**G (1)** = 944.100 Kg/cm²
**Vs (1)** = 217.897 m/s²
**Umax (1)** = 2.206 g
**DCeq (1)** = 0.099 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,1) = 5.428 rad/s | T (1,1) = 1.158 s | U1max (1,1) = 0.468 g |
| W (2,1) = 11.071 rad/s | T (2,1) = 0.568 s | U2max (2,1) = 1.363 g |
| W (3,1) = 16.851 rad/s | T (3,1) = 0.373 s | U3max (3,1) = 1.045 g |
| W (4,1) = 22.738 rad/s | T (4,1) = 0.276 s | U4max (4,1) = 1.303 g |

## Iteración 2

**G (2)** = 385.542 Kg/cm²
**Vs (2)** = 139.245 m/s²
**Umax (2)** = 1.137 g
**DCeq (2)** = 0.100 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,2) = 3.469 rad/s | T (1,2) = 1.811 s | U1max (1,2) = 0.193 g |
| W (2,2) = 7.075 rad/s | T (2,2) = 0.888 s | U2max (2,2) = 0.398 g |
| W (3,2) = 10.768 rad/s | T (3,2) = 0.583 s | U3max (3,2) = 0.696 g |
| W (4,2) = 14.531 rad/s | T (4,2) = 0.432 s | U4max (4,2) = 0.782 g |

## Iteración 3

**G (3)** = 383.258 Kg/cm²
**Vs (3)** = 138.832 m/s²
**Umax (3)** = 1.133 g
**DCeq (3)** = 0.100 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,3) = 3.458 rad/s | T (1,3) = 1.817 s | U1max (1,3) = 0.191 g |
| W (2,3) = 7.054 rad/s | T (2,3) = 0.891 s | U2max (2,3) = 0.396 g |
| W (3,3) = 10.737 rad/s | T (3,3) = 0.585 s | U3max (3,3) = 0.694 g |
| W (4,3) = 14.487 rad/s | T (4,3) = 0.434 s | U4max (4,3) = 0.781 g |

# DEFORMACIONES PERMANENTES

**DATOS GENERALES DEL PROYECTO**

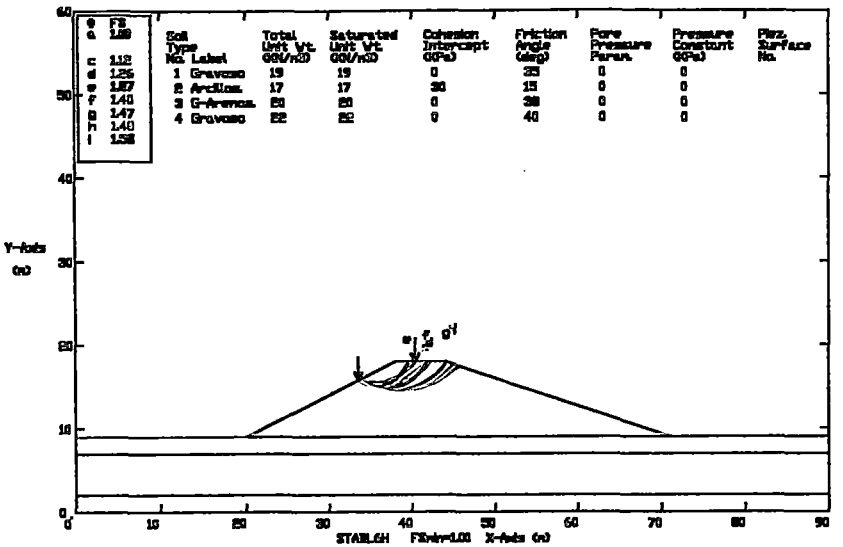
**Solicitante** : Proyecto Especial CHAVIMOCHIC
**Proyecto** : Análisis Dinámico de la Presa Palo Redondo
**Ubicación** : Departamento de La Libertad
**Responsable** : Pedro Mendoza - Denys Parra - CISMID - UNI
**Fecha** : 20/06/02

# RESULTADOS

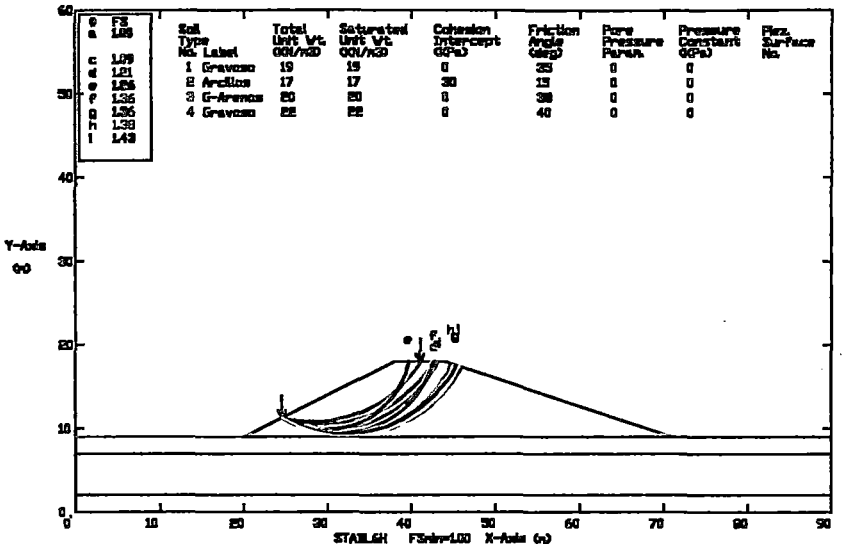
| n | y/H | Ky | Kmax/Umax | Kmax | Ky/Kmax | U/Kmax.g.To | U(cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.250 | 0.315 | 0.857 | 0.971 | 0.324 | 0.1376 | 238.077 |
| 2 | 0.500 | 0.285 | 0.593 | 0.672 | 0.424 | 0.0712 | 85.262 |
| 3 | 0.750 | 0.260 | 0.445 | 0.504 | 0.516 | 0.0319 | 28.687 |
| 4 | 1.000 | 0.245 | 0.353 | 0.400 | 0.612 | 0.0182 | 12.996 |

# CASO N°2

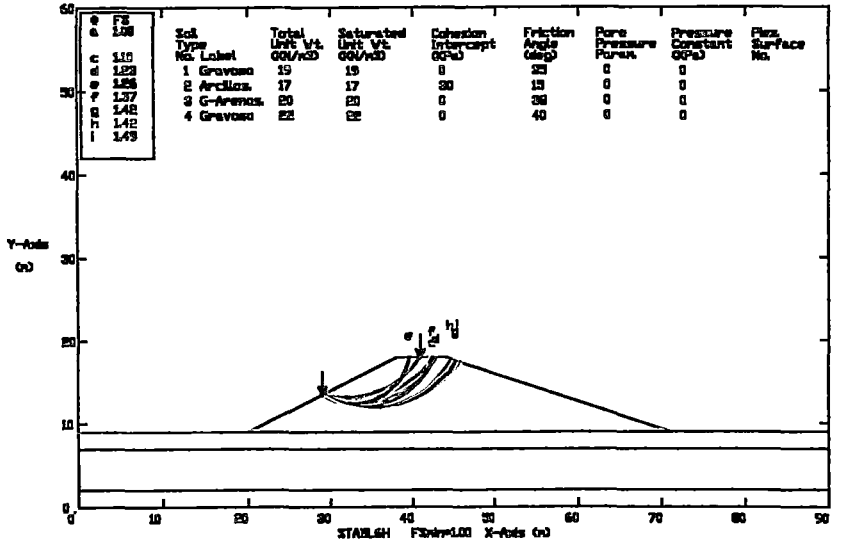
# EMBALSE REGULADOR DE LA ATARJEA



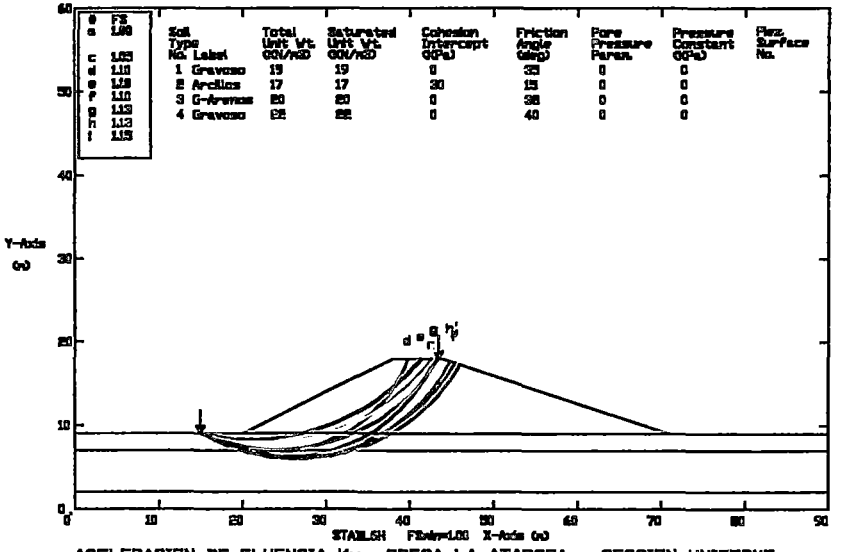

ACELERACION DE FLUENCIA Ky : PRESA LA ATARGEA - SECCION UNIFORME
TALUD AGUAS ABAJO : y/H=1/4 - PROGRMA : STABL6H - Ky=0.365




ACELERACION DE FLUENCIA Ky : PRESA LA ATARGEA - SECCION UNIFORME
TALUD AGUAS ABAJO : y/H=3/4 - PROGRMA : STABL6H - Ky=0.255




ACELERACION DE FLUENCIA Ky : PRESA LA ATARGEA - SECCION UNIFORME
TALUD AGUAS ABAJO : y/H=1/2 - PROGRMA : STABL6H - Ky=0.275




ACELERACION DE FLUENCIA Ky : PRESA LA ATARGEA - SECCION UNIFORME
TALUD AGUAS ABAJO : y/H=1 - PROGRMA : STABL6H - Ky=0.280

PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO POR MAKDISI Y SEED PARA CALCULAR LA ACELERACIÓN MÁXIMA EN LA CORONA Y PERÍODO NATURAL DE LA PRESA

# REPORTE GENERAL

## DATOS GENERALES DEL PROYECTO

**Solicitante** : Sedapal S.A.
**Proyecto** : Estanque Regulador de la Atargea
**Ubicación** : Lima Perú
**Responsable** : Laboratorio Geotécnico
**Fecha** : 18/06/02

## DATOS DEL SISMO

**Magnitud** : 7.5 Ms
**Aceleración Máxima** : 0.30 g
**Espectro Normalizado** : Newmark y Hall (1982)

**Sección de la Presa** : Uniforme Homogenea

## CARACTERÍSTICAS DE LA SECCIÓN

**Material** : Grava
**Densidad** : 1.90 gr/cm³
**Vsmax** : 293.921 m/s
**Gmax** : 1673.758 Kg/cm²
**IP** : 0 %

# RESULTADOS

## Iteración 1

**G (1)** = 1673.758 Kg/cm²
**Vs (1)** = 293.921 m/s²
**Umax (1)** = 1.058 g
**DCeq (1)** = 0.012 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,1) = 80.557 rad/s | T (1,1) = 0.078 s | U1max (1,1) = 0.971 g |
| W (2,1) = 189.559 rad/s | T (2,1) = 0.033 s | U2max (2,1) = 0.296 g |
| W (3,1) = 302.000 rad/s | T (3,1) = 0.021 s | U3max (3,1) = 0.225 g |
| W (4,1) = 415.960 rad/s | T (4,1) = 0.015 s | U4max (4,1) = 0.196 g |

## Iteración 2

**G (2)** = 860.505 Kg/cm²
**Vs (2)** = 210.747 m/s²
**Umax (2)** = 0.997 g
**DCeq (2)** = 0.022 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,2) = 57.761 rad/s | T (1,2) = 0.109 s | U1max (1,2) = 0.885 g |
| W (2,2) = 135.917 rad/s | T (2,2) = 0.046 s | U2max (2,2) = 0.350 g |
| W (3,2) = 216.540 rad/s | T (3,2) = 0.029 s | U3max (3,2) = 0.225 g |
| W (4,2) = 298.251 rad/s | T (4,2) = 0.021 s | U4max (4,2) = 0.196 g |

## Iteración 3

**G (3)** = 732.607 Kg/cm²
**Vs (3)** = 194.455 m/s²
**Umax (3)** = 0.881 g
**DCeq (3)** = 0.022 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,3) = 53.296 rad/s | T (1,3) = 0.118 s | U1max (1,3) = 0.754 g |
| W (2,3) = 125.411 rad/s | T (2,3) = 0.050 s | U2max (2,3) = 0.344 g |
| W (3,3) = 199.800 rad/s | T (3,3) = 0.031 s | U3max (3,3) = 0.225 g |
| W (4,3) = 275.195 rad/s | T (4,3) = 0.023 s | U4max (4,3) = 0.196 g |

## Iteración 4

**G (4)** = 732.278 Kg/cm²
**Vs (4)** = 194.411 m/s²
**Umax (4)** = 0.881 g
**DCeq (4)** = 0.022 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,4) = 53.284 rad/s | T (1,4) = 0.118 s | U1max (1,4) = 0.754 g |
| W (2,4) = 125.382 rad/s | T (2,4) = 0.050 s | U2max (2,4) = 0.344 g |
| W (3,4) = 199.755 rad/s | T (3,4) = 0.031 s | U3max (3,4) = 0.225 g |
| W (4,4) = 275.133 rad/s | T (4,4) = 0.023 s | U4max (4,4) = 0.196 g |

# DEFORMACIONES PERMANENTES

**DATOS GENERALES DEL PROYECTO**

**Solicitante** : Sedapal S.A.
**Proyecto** : Estanque Regulador de la Atargea
**Ubicación** : Lima Perú
**Responsable** : Laboratorio Geotécnico
**Fecha** : 18/06/02

# RESULTADOS

| n | y/H | Ky | Kmax/Umax | Kmax | Ky/Kmax | U/Kmax.g.To | U(cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.250 | 0.365 | 0.857 | 0.755 | 0.484 | 0.0456 | 3.983 |
| 2 | 0.500 | 0.275 | 0.593 | 0.522 | 0.527 | 0.0292 | 1.761 |
| 3 | 0.750 | 0.255 | 0.445 | 0.392 | 0.651 | 0.0134 | 0.605 |
| 4 | 1.000 | 0.280 | 0.353 | 0.311 | 0.901 | 0.0006 | 0.023 |

PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO POR MAKDISI Y SEED PARA CALCULAR LA ACELERACIÓN MÁXIMA EN LA CORONA Y PERÍODO NATURAL DE LA PRESA

# REPORTE GENERAL

## DATOS GENERALES DEL PROYECTO

**Solicitante** : Sedapal S.A.
**Proyecto** : Estanque Regulador de la Atargea
**Ubicación** : Lima Perú
**Responsable** : Laboratorio Geotécnico
**Fecha** : 20/06/02

## DATOS DEL SISMO

**Magnitud** : 7.5 Ms
**Aceleración Máxima** : 0.30 g
**Espectro Normalizado** : Newmark y Hall (1982)

**Sección de la Presa** : Uniforme No Homogenea

## CARACTERÍSTICAS DE LA SECCIÓN

**Material** : Grava
**Densidad** : 1.90 gr/cm³
**Vs** : 350.568 m/s
**Gb** : 2381.099 Kg/cm²
**IP** : 0 %

# RESULTADOS

## Iteración 1

**G (1)** = 659.365 Kg/cm²
**Vs (1)** = 184.479 m/s²
**Umax (1)** = 1.801 g
**DCeq (1)** = 0.055 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,1) = 45.920 rad/s | T (1,1) = 0.137 s | U1max (1,1) = 1.640 g |
| W (2,1) = 98.465 rad/s | T (2,1) = 0.064 s | U2max (2,1) = 0.644 g |
| W (3,1) = 154.289 rad/s | T (3,1) = 0.041 s | U3max (3,1) = 0.310 g |
| W (4,1) = 213.078 rad/s | T (4,1) = 0.029 s | U4max (4,1) = 0.204 g |

## Iteración 2

**G (2)** = 201.237 Kg/cm²
**Vs (2)** = 101.915 m/s²
**Umax (2)** = 0.972 g
**DCeq (2)** = 0.081 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,2) = 25.368 rad/s | T (1,2) = 0.248 s | U1max (1,2) = 0.740 g |
| W (2,2) = 54.397 rad/s | T (2,2) = 0.116 s | U2max (2,2) = 0.495 g |
| W (3,2) = 85.236 rad/s | T (3,2) = 0.074 s | U3max (3,2) = 0.315 g |
| W (4,2) = 117.714 rad/s | T (4,2) = 0.053 s | U4max (4,2) = 0.228 g |

## Iteración 3

**G (3)** = 160.605 Kg/cm²
**Vs (3)** = 91.046 m/s²
**Umax (3)** = 0.941 g
**DCeq (3)** = 0.097 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,3) = 22.663 rad/s | T (1,3) = 0.277 s | U1max (1,3) = 0.705 g |
| W (2,3) = 48.596 rad/s | T (2,3) = 0.129 s | U2max (2,3) = 0.487 g |
| W (3,3) = 76.146 rad/s | T (3,3) = 0.083 s | U3max (3,3) = 0.314 g |
| W (4,3) = 105.161 rad/s | T (4,3) = 0.060 s | U4max (4,3) = 0.230 g |

## Iteración 4

**G (4)** = 136.401 Kg/cm²
**Vs (4)** = 83.906 m/s²
**Umax (4)** = 0.922 g
**DCeq (4)** = 0.111 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,4) = 20.886 rad/s | T (1,4) = 0.301 s | U1max (1,4) = 0.684 g |
| W (2,4) = 44.784 rad/s | T (2,4) = 0.140 s | U2max (2,4) = 0.482 g |
| W (3,4) = 70.174 rad/s | T (3,4) = 0.090 s | U3max (3,4) = 0.313 g |
| W (4,4) = 96.913 rad/s | T (4,4) = 0.065 s | U4max (4,4) = 0.231 g |

## Iteración 5

**G (5)** = 128.559 Kg/cm²
**Vs (5)** = 81.458 m/s²
**Umax (5)** = 0.914 g
**DCeq (5)** = 0.116 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,5) = 20.276 rad/s | T (1,5) = 0.310 s | U1max (1,5) = 0.675 g |
| W (2,5) = 43.478 rad/s | T (2,5) = 0.145 s | U2max (2,5) = 0.479 g |
| W (3,5) = 68.127 rad/s | T (3,5) = 0.092 s | U3max (3,5) = 0.312 g |
| W (4,5) = 94.086 rad/s | T (4,5) = 0.067 s | U4max (4,5) = 0.231 g |

## Iteración 6

**G (6)** = 126.938 Kg/cm²
**Vs (6)** = 80.943 m/s²
**Umax (6)** = 0.912 g
**DCeq (6)** = 0.117 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,6) = 20.148 rad/s | T (1,6) = 0.312 s | U1max (1,6) = 0.673 g |
| W (2,6) = 43.203 rad/s | T (2,6) = 0.145 s | U2max (2,6) = 0.478 g |
| W (3,6) = 67.697 rad/s | T (3,6) = 0.093 s | U3max (3,6) = 0.312 g |
| W (4,6) = 93.491 rad/s | T (4,6) = 0.067 s | U4max (4,6) = 0.231 g |

# DEFORMACIONES PERMANENTES

**DATOS GENERALES DEL PROYECTO**

**Solicitante** : Sedapal S.A.
**Proyecto** : Estanque Regulador de la Atargea
**Ubicación** : Lima Perú
**Responsable** : Laboratorio Geotécnico
**Fecha** : 20/06/02

# RESULTADOS

| n | y/H | Ky | Kmax/Umax | Kmax | Ky/Kmax | U/Kmax.g.To | U(cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.250 | 0.365 | 0.857 | 0.782 | 0.467 | 0.0528 | 12.627 |
| 2 | 0.500 | 0.275 | 0.593 | 0.541 | 0.508 | 0.0350 | 5.790 |
| 3 | 0.750 | 0.255 | 0.445 | 0.406 | 0.628 | 0.0162 | 2.014 |
| 4 | 1.000 | 0.280 | 0.353 | 0.322 | 0.870 | 0.0011 | 0.107 |

PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO POR MAKDISI Y SEED PARA CALCULAR LA ACELERACIÓN MÁXIMA EN LA CORONA Y PERÍODO NATURAL DE LA PRESA

# REPORTE GENERAL

**DATOS GENERALES DEL PROYECTO**

**Solicitante** : Sedapal S.A.
**Proyecto** : Estanque Regulador de la Atargea
**Ubicación** : Lima Perú
**Responsable** : Laboratorio Geotécnico
**Fecha** : 20/06/02

**DATOS DEL SISMO**

**Magnitud** : 7.5 Ms
**Aceleración Máxima** : 0.30 g
**Espectro Normalizado** : Newmark y Hall (1982)

**Sección de la Presa** : No Uniforme

**CARACTERÍSTICAS DEL NÚCLEO**

**Material** : Arcilla
**Densidad** : 1.80 gr/cm³
**Vs** : 263.714 m/s
**Gb** : 1276.493 Kg/cm²
**IP** : 15 %

**CARACTERÍSTICAS DEL ESPALDÓN**

**Material** : Grava
**Densidad** : 1.90 gr/cm³
**Vs** : 353.194 m/s
**Gb** : 2416.907 Kg/cm²
**IP** : 0 %

# RESULTADOS

## Iteración 1

**G (1)** = 450.080 Kg/cm²
**Vs (1)** = 156.592 m/s²
**Umax (1)** = 2.026 g
**DCeq (1)** = 0.084 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,1) = 38.977 rad/s | T (1,1) = 0.161 s | U1max (1,1) = 1.826 g |
| W (2,1) = 82.784 rad/s | T (2,1) = 0.076 s | U2max (2,1) = 0.762 g |
| W (3,1) = 129.509 rad/s | T (3,1) = 0.049 s | U3max (3,1) = 0.374 g |
| W (4,1) = 181.413 rad/s | T (4,1) = 0.035 s | U4max (4,1) = 0.220 g |

## Iteración 2

**G (2)** = 205.565 Kg/cm²
**Vs (2)** = 105.828 m/s²
**Umax (2)** = 1.010 g
**DCeq (2)** = 0.077 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,2) = 26.341 rad/s | T (1,2) = 0.239 s | U1max (1,2) = 0.769 g |
| W (2,2) = 55.947 rad/s | T (2,2) = 0.112 s | U2max (2,2) = 0.515 g |
| W (3,2) = 87.524 rad/s | T (3,2) = 0.072 s | U3max (3,2) = 0.328 g |
| W (4,2) = 122.602 rad/s | T (4,2) = 0.051 s | U4max (4,2) = 0.236 g |

## Iteración 3

**G (3)** = 214.877 Kg/cm²
**Vs (3)** = 108.198 m/s²
**Umax (3)** = 1.015 g
**DCeq (3)** = 0.075 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,3) = 26.931 rad/s | T (1,3) = 0.233 s | U1max (1,3) = 0.775 g |
| W (2,3) = 57.200 rad/s | T (2,3) = 0.110 s | U2max (2,3) = 0.516 g |
| W (3,3) = 89.485 rad/s | T (3,3) = 0.070 s | U3max (3,3) = 0.328 g |
| W (4,3) = 125.348 rad/s | T (4,3) = 0.050 s | U4max (4,3) = 0.235 g |

## Iteración 4

**G (4)** = 218.855 Kg/cm²
**Vs (4)** = 109.195 m/s²
**Umax (4)** = 1.016 g
**DCeq (4)** = 0.074 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,4) = 27.180 rad/s | T (1,4) = 0.231 s | U1max (1,4) = 0.778 g |
| W (2,4) = 57.727 rad/s | T (2,4) = 0.109 s | U2max (2,4) = 0.516 g |
| W (3,4) = 90.309 rad/s | T (3,4) = 0.070 s | U3max (3,4) = 0.327 g |
| W (4,4) = 126.504 rad/s | T (4,4) = 0.050 s | U4max (4,4) = 0.235 g |

# DEFORMACIONES PERMANENTES

**DATOS GENERALES DEL PROYECTO**

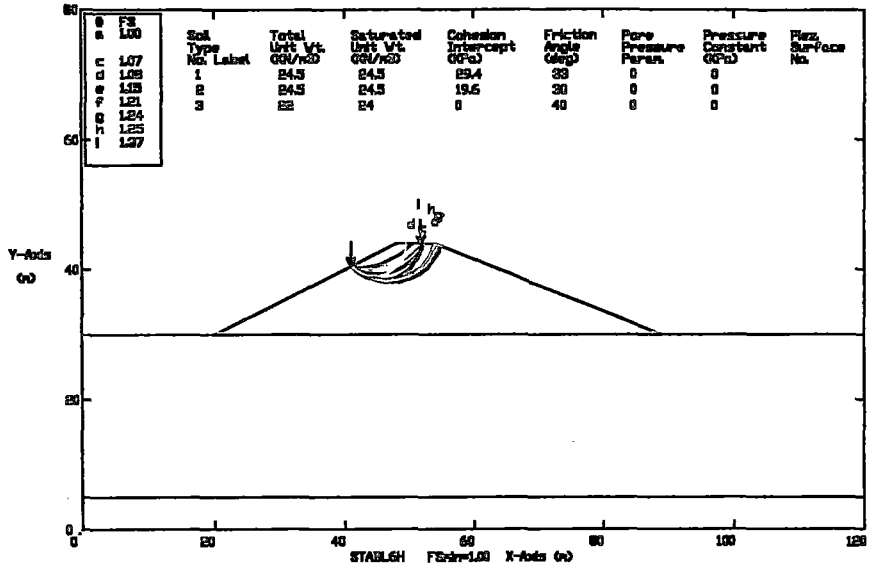
**Solicitante** : Sedapal S.A.
**Proyecto** : Estanque Regulador de la Atargea
**Ubicación** : Lima Perú
**Responsable** : Laboratorio Geotécnico
**Fecha** : 20/06/02

# RESULTADOS

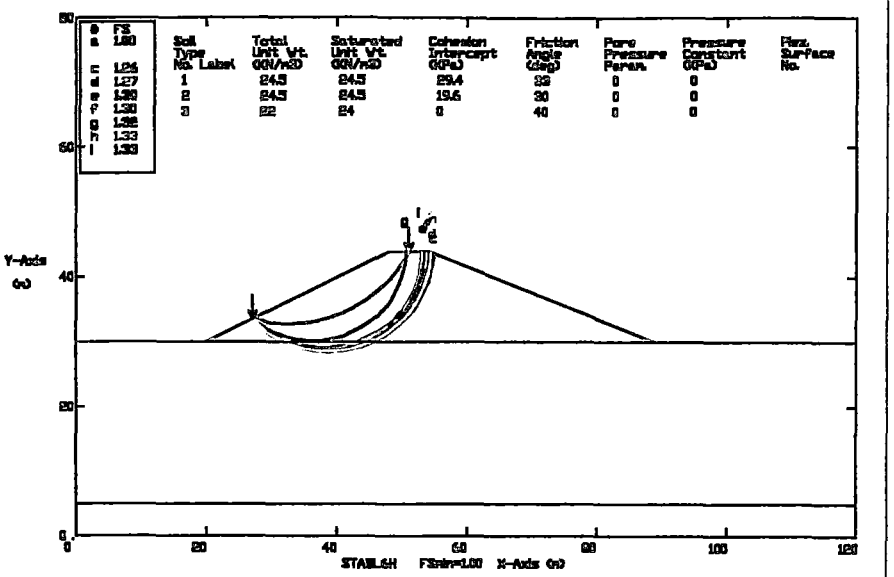
| n | y/H | Ky | Kmax/Umax | Kmax | Ky/Kmax | U/Kmax.g.To | U(cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.250 | 0.365 | 0.857 | 0.871 | 0.419 | 0.0734 | 14.489 |
| 2 | 0.500 | 0.275 | 0.593 | 0.603 | 0.456 | 0.0574 | 7.841 |
| 3 | 0.750 | 0.255 | 0.445 | 0.452 | 0.564 | 0.0244 | 2.505 |
| 4 | 1.000 | 0.280 | 0.353 | 0.359 | 0.780 | 0.0038 | 0.306 |

# CASO N°3

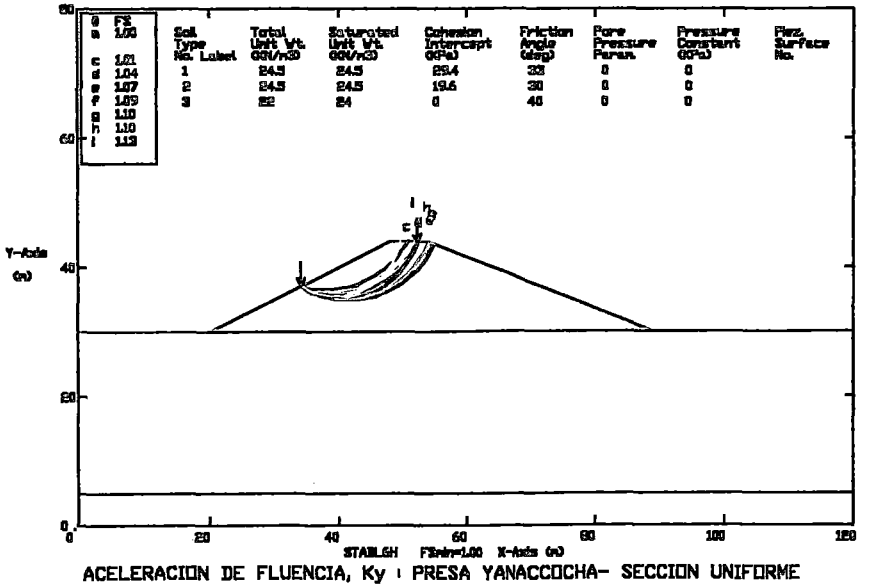
# PRESA YANACCOCHA



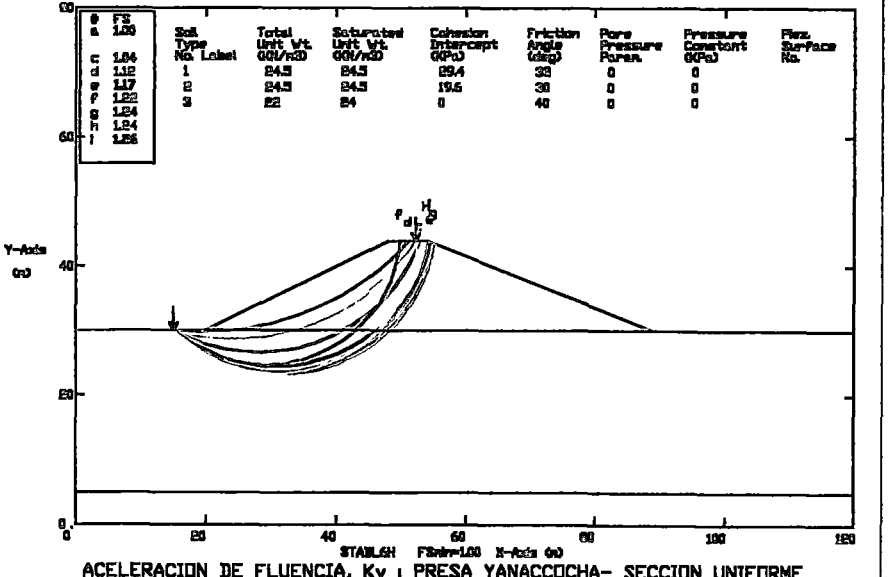

ACELERACION DE FLUENCIA, Ky : PRESA YANACCOCHA- SECCION UNIFORME
TALUD AGUAS ABABO : y/H=1/4 - PROGRAMA : STABL6H - Ky=0.790




ACELERACION DE FLUENCIA, Ky : PRESA YANACCOCHA- SECCION UNIFORME
TALUD AGUAS ABABO : y/H=3/4 - PROGRAMA : STABL6H - Ky=0.500




ACELERACION DE FLUENCIA, Ky : PRESA YANACCOCHA- SECCION UNIFORME
TALUD AGUAS ABABO : y/H=1/2 - PROGRAMA : STABL6H - Ky=0.590




ACELERACION DE FLUENCIA, Ky : PRESA YANACCOCHA- SECCION UNIFORME
TALUD AGUAS ABABO : y/H=1 - PROGRAMA : STABL6H - Ky=0.425

PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO POR MAKDISI Y SEED PARA CALCULAR LA ACELERACIÓN MÁXIMA EN LA CORONA Y PERÍODO NATURAL DE LA PRESA

# REPORTE GENERAL

## DATOS GENERALES DEL PROYECTO

**Solicitante** : Consejo Transitorio Regional los Libertadores-Wari
**Proyecto** : Analisis de Estabilidad de la Presa- Yanaccocha
**Ubicación** : Prov. de Huanta -Dpto. Ayacucho
**Responsable** : CISMID - UNI
**Fecha** : 20/06/02

## DATOS DEL SISMO

**Magnitud** : 7.5 Ms
**Aceleración Máxima** : 0.32 g
**Espectro Normalizado** : Newmark y Hall (1982)

**Sección de la Presa** : Uniforme Homogenea

## CARACTERÍSTICAS DE LA SECCIÓN

**Material** : Grava
**Densidad** : 2.45 gr/cm³
**Vsmax** : 349.064 m/s
**Gmax** : 3044.080 Kg/cm²
**IP** : 0 %

# RESULTADOS

## Iteración 1

**G (1)** = 3044.080 Kg/cm²
**Vs (1)** = 349.064 m/s²
**Umax (1)** = 1.485 g
**DCeq (1)** = 0.021 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,1) = 56.693 rad/s | T (1,1) = 0.111 s | U1max (1,1) = 1.379 g |
| W (2,1) = 131.967 rad/s | T (2,1) = 0.048 s | U2max (2,1) = 0.446 g |
| W (3,1) = 208.996 rad/s | T (3,1) = 0.030 s | U3max (3,1) = 0.251 g |
| W (4,1) = 286.896 rad/s | T (4,1) = 0.022 s | U4max (4,1) = 0.208 g |

## Iteración 2

**G (2)** = 1360.469 Kg/cm²
**Vs (2)** = 233.358 m/s²
**Umax (2)** = 1.075 g
**DCeq (2)** = 0.031 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,2) = 37.900 rad/s | T (1,2) = 0.166 s | U1max (1,2) = 0.918 g |
| W (2,2) = 88.223 rad/s | T (2,2) = 0.071 s | U2max (2,2) = 0.438 g |
| W (3,2) = 139.719 rad/s | T (3,2) = 0.045 s | U3max (3,2) = 0.280 g |
| W (4,2) = 191.797 rad/s | T (4,2) = 0.033 s | U4max (4,2) = 0.208 g |

## Iteración 3

**G (3)** = 1112.935 Kg/cm²
**Vs (3)** = 211.063 m/s²
**Umax (3)** = 0.955 g
**DCeq (3)** = 0.032 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,3) = 34.279 rad/s | T (1,3) = 0.183 s | U1max (1,3) = 0.784 g |
| W (2,3) = 79.794 rad/s | T (2,3) = 0.079 s | U2max (2,3) = 0.416 g |
| W (3,3) = 126.371 rad/s | T (3,3) = 0.050 s | U3max (3,3) = 0.280 g |
| W (4,3) = 173.473 rad/s | T (4,3) = 0.036 s | U4max (4,3) = 0.213 g |

## Iteración 4

**G (4)** = 1091.040 Kg/cm²
**Vs (4)** = 208.977 m/s²
**Umax (4)** = 0.943 g
**DCeq (4)** = 0.032 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,4) = 33.941 rad/s | T (1,4) = 0.185 s | U1max (1,4) = 0.771 g |
| W (2,4) = 79.006 rad/s | T (2,4) = 0.080 s | U2max (2,4) = 0.414 g |
| W (3,4) = 125.121 rad/s | T (3,4) = 0.050 s | U3max (3,4) = 0.280 g |
| W (4,4) = 171.758 rad/s | T (4,4) = 0.037 s | U4max (4,4) = 0.213 g |

## Iteración 5

**G (5)** = 1090.382 Kg/cm²
**Vs (5)** = 208.914 m/s²
**Umax (5)** = 0.943 g
**DCeq (5)** = 0.032 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,5) = 33.930 rad/s | T (1,5) = 0.185 s | U1max (1,5) = 0.771 g |
| W (2,5) = 78.982 rad/s | T (2,5) = 0.080 s | U2max (2,5) = 0.414 g |
| W (3,5) = 125.084 rad/s | T (3,5) = 0.050 s | U3max (3,5) = 0.280 g |
| W (4,5) = 171.706 rad/s | T (4,5) = 0.037 s | U4max (4,5) = 0.213 g |

# DEFORMACIONES PERMANENTES

**DATOS GENERALES DEL PROYECTO**

**Solicitante** : Consejo Transitorio Regional los Libertadores-Wari
**Proyecto** : Analisis de Estabilidad de la Presa- Yanaccocha
**Ubicación** : Prov. de Huanta -Dpto. Ayacucho
**Responsable** : CISMID - UNI
**Fecha** : 20/06/02

# RESULTADOS

| n | y/H | Ky | Kmax/Umax | Kmax | Ky/Kmax | U/Kmax.g.To | U(cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.250 | 0.790 | 0.857 | 0.808 | 0.973 | 0.0001 | 0.015 |
| 2 | 0.500 | 0.590 | 0.593 | 0.559 | 0.973 | 0.0001 | 0.010 |
| 3 | 0.750 | 0.500 | 0.445 | 0.420 | 0.973 | 0.0001 | 0.008 |
| 4 | 1.000 | 0.425 | 0.353 | 0.333 | 0.973 | 0.0001 | 0.006 |

PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO POR MAKDISI Y SEED PARA CALCULAR LA ACELERACIÓN MÁXIMA EN LA CORONA Y PERÍODO NATURAL DE LA PRESA

# REPORTE GENERAL

## DATOS GENERALES DEL PROYECTO

**Solicitante** : Consejo Transitorio Regional los Libertadores-Wari
**Proyecto** : Analisis de Estabilidad de la Presa- Yanaccocha
**Ubicación** : Prov. de Huanta -Dpto. Ayacucho
**Responsable** : CISMID - UNI
**Fecha** : 20/06/02

## DATOS DEL SISMO

**Magnitud** : 7.5 Ms
**Aceleración Máxima** : 0.32 g
**Espectro Normalizado** : Newmark y Hall (1982)

**Sección de la Presa** : Uniforme No Homogenea

## CARACTERÍSTICAS DE LA SECCIÓN

**Material** : Grava
**Densidad** : 2.45 gr/cm³
**Vs** : 412.196 m/s
**Gb** : 4244.766 Kg/cm²
**IP** : 0 %

# RESULTADOS

## Iteración 1

**G (1)** = 944.000 Kg/cm²
**Vs (1)** = 194.385 m/s²
**Umax (1)** = 2.400 g
**DCeq (1)** = 0.093 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,1) = 29.703 rad/s | T (1,1) = 0.212 s | U1max (1,1) = 1.995 g |
| W (2,1) = 62.364 rad/s | T (2,1) = 0.101 s | U2max (2,1) = 1.120 g |
| W (3,1) = 96.638 rad/s | T (3,1) = 0.065 s | U3max (3,1) = 0.607 g |
| W (4,1) = 131.765 rad/s | T (4,1) = 0.048 s | U4max (4,1) = 0.396 g |

## Iteración 2

**G (2)** = 203.991 Kg/cm²
**Vs (2)** = 90.361 m/s²
**Umax (2)** = 1.125 g
**DCeq (2)** = 0.165 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,2) = 13.808 rad/s | T (1,2) = 0.455 s | U1max (1,2) = 0.762 g |
| W (2,2) = 28.990 rad/s | T (2,2) = 0.217 s | U2max (2,2) = 0.596 g |
| W (3,2) = 44.923 rad/s | T (3,2) = 0.140 s | U3max (3,2) = 0.450 g |
| W (4,2) = 61.252 rad/s | T (4,2) = 0.103 s | U4max (4,2) = 0.360 g |

## Iteración 3

**G (3)** = 160.598 Kg/cm²
**Vs (3)** = 80.176 m/s²
**Umax (3)** = 1.074 g
**DCeq (3)** = 0.198 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,3) = 12.251 rad/s | T (1,3) = 0.513 s | U1max (1,3) = 0.722 g |
| W (2,3) = 25.723 rad/s | T (2,3) = 0.244 s | U2max (2,3) = 0.564 g |
| W (3,3) = 39.859 rad/s | T (3,3) = 0.158 s | U3max (3,3) = 0.435 g |
| W (4,3) = 54.348 rad/s | T (4,3) = 0.116 s | U4max (4,3) = 0.352 g |

## Iteración 4

**G (4)** = 145.931 Kg/cm²
**Vs (4)** = 76.428 m/s²
**Umax (4)** = 1.052 g
**DCeq (4)** = 0.213 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,4) = 11.679 rad/s | T (1,4) = 0.538 s | U1max (1,4) = 0.707 g |
| W (2,4) = 24.520 rad/s | T (2,4) = 0.256 s | U2max (2,4) = 0.552 g |
| W (3,4) = 37.996 rad/s | T (3,4) = 0.165 s | U3max (3,4) = 0.426 g |
| W (4,4) = 51.807 rad/s | T (4,4) = 0.121 s | U4max (4,4) = 0.348 g |

## Iteración 5

**G (5)** = 139.252 Kg/cm²
**Vs (5)** = 74.658 m/s²
**Umax (5)** = 1.042 g
**DCeq (5)** = 0.221 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,5) = 11.408 rad/s | T (1,5) = 0.551 s | U1max (1,5) = 0.700 g |
| W (2,5) = 23.952 rad/s | T (2,5) = 0.262 s | U2max (2,5) = 0.547 g |
| W (3,5) = 37.116 rad/s | T (3,5) = 0.169 s | U3max (3,5) = 0.422 g |
| W (4,5) = 50.608 rad/s | T (4,5) = 0.124 s | U4max (4,5) = 0.346 g |

## Iteración 6

**G (6)** = 135.744 Kg/cm²
**Vs (6)** = 73.712 m/s²
**Umax (6)** = 1.037 g
**DCeq (6)** = 0.226 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,6) = 11.264 rad/s | T (1,6) = 0.558 s | U1max (1,6) = 0.696 g |
| W (2,6) = 23.649 rad/s | T (2,6) = 0.266 s | U2max (2,6) = 0.544 g |
| W (3,6) = 36.646 rad/s | T (3,6) = 0.171 s | U3max (3,6) = 0.420 g |
| W (4,6) = 49.966 rad/s | T (4,6) = 0.126 s | U4max (4,6) = 0.345 g |

## Iteración 7

**G (7)** = 133.764 Kg/cm²
**Vs (7)** = 73.172 m/s²
**Umax (7)** = 1.034 g
**DCeq (7)** = 0.229 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,7) = 11.181 rad/s | T (1,7) = 0.562 s | U1max (1,7) = 0.694 g |
| W (2,7) = 23.476 rad/s | T (2,7) = 0.268 s | U2max (2,7) = 0.543 g |
| W (3,7) = 36.377 rad/s | T (3,7) = 0.173 s | U3max (3,7) = 0.418 g |
| W (4,7) = 49.600 rad/s | T (4,7) = 0.127 s | U4max (4,7) = 0.345 g |

# DEFORMACIONES PERMANENTES

**DATOS GENERALES DEL PROYECTO**

**Solicitante** : Consejo Transitorio Regional los Libertadores-Wari
**Proyecto** : Analisis de Estabilidad de la Presa- Yanaccocha
**Ubicación** : Prov. de Huanta -Dpto. Ayacucho
**Responsable** : CISMID - UNI
**Fecha** : 20/06/02

# RESULTADOS

| n | y/H | Ky | Kmax/Umax | Kmax | Ky/Kmax | U/Kmax.g.To | U(cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.250 | 0.790 | 0.857 | 0.886 | 0.891 | 0.0008 | 0.372 |
| 2 | 0.500 | 0.590 | 0.593 | 0.613 | 0.962 | 0.0001 | 0.050 |
| 3 | 0.750 | 0.500 | 0.445 | 0.460 | 0.973 | 0.0001 | 0.025 |
| 4 | 1.000 | 0.425 | 0.353 | 0.365 | 0.973 | 0.0001 | 0.020 |

PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO POR MAKDISI Y SEED PARA CALCULAR LA ACELERACIÓN MÁXIMA EN LA CORONA Y PERÍODO NATURAL DE LA PRESA

# REPORTE GENERAL

**DATOS GENERALES DEL PROYECTO**

**Solicitante** : Consejo Transitorio Regional los Libertadores-Wari
**Proyecto** : Análisis de Estabilidad de la Presa- Yanaccocha
**Ubicación** : Prov. de Huanta -Dpto. Ayacucho
**Responsable** : CISMID - UNI
**Fecha** : 20/06/02

**DATOS DEL SISMO**

**Magnitud** : 7.5 Ms
**Aceleración Máxima** : 0.32 g
**Espectro Normalizado** : Newmark y Hall (1982)

**Sección de la Presa** : No Uniforme

**CARACTERÍSTICAS DEL NÚCLEO**

**Material** : Arcilla
**Densidad** : 2.10 gr/cm³
**Vs** : 285.440 m/s
**Gb** : 1744.734 Kg/cm²
**IP** : 15 %

**CARACTERÍSTICAS DEL ESPALDÓN**

**Material** : Grava
**Densidad** : 2.45 gr/cm³
**Vs** : 412.196 m/s
**Gb** : 4244.766 Kg/cm²
**IP** : 0 %

# RESULTADOS

## Iteración 1

**G (1)** = 579.643 Kg/cm²
**Vs (1)** = 164.525 m/s²
**Umax (1)** = 2.577 g
**DCeq (1)** = 0.130 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,1) = 25.125 rad/s | T (1,1) = 0.250 s | U1max (1,1) = 2.024 g |
| W (2,1) = 52.223 rad/s | T (2,1) = 0.120 s | U2max (2,1) = 1.326 g |
| W (3,1) = 80.759 rad/s | T (3,1) = 0.078 s | U3max (3,1) = 0.738 g |
| W (4,1) = 110.053 rad/s | T (4,1) = 0.057 s | U4max (4,1) = 0.490 g |

## Iteración 2

**G (2)** = 222.780 Kg/cm²
**Vs (2)** = 101.997 m/s²
**Umax (2)** = 1.230 g
**DCeq (2)** = 0.138 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,2) = 15.576 rad/s | T (1,2) = 0.403 s | U1max (1,2) = 0.827 g |
| W (2,2) = 32.376 rad/s | T (2,2) = 0.194 s | U2max (2,2) = 0.660 g |
| W (3,2) = 50.066 rad/s | T (3,2) = 0.125 s | U3max (3,2) = 0.490 g |
| W (4,2) = 68.228 rad/s | T (4,2) = 0.092 s | U4max (4,2) = 0.392 g |

## Iteración 3

**G (3)** = 219.316 Kg/cm²
**Vs (3)** = 101.201 m/s²
**Umax (3)** = 1.227 g
**DCeq (3)** = 0.140 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,3) = 15.454 rad/s | T (1,3) = 0.407 s | U1max (1,3) = 0.825 g |
| W (2,3) = 32.123 rad/s | T (2,3) = 0.196 s | U2max (2,3) = 0.658 g |
| W (3,3) = 49.676 rad/s | T (3,3) = 0.126 s | U3max (3,3) = 0.490 g |
| W (4,3) = 67.695 rad/s | T (4,3) = 0.093 s | U4max (4,3) = 0.392 g |

# DEFORMACIONES PERMANENTES

**DATOS GENERALES DEL PROYECTO**

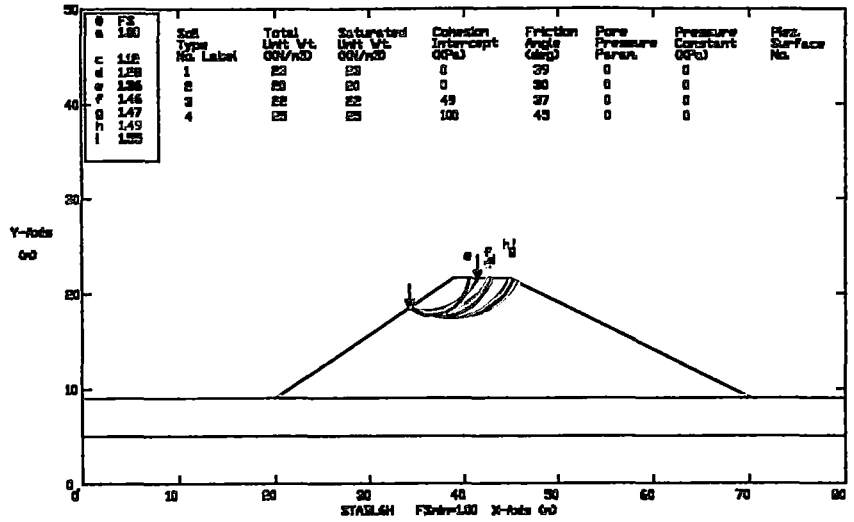
**Solicitante** : Consejo Transitorio Regional los Libertadores-Wari
**Proyecto** : Análisis de Estabilidad de la Presa- Yanaccocha
**Ubicación** : Prov. de Huanta -Dpto. Ayacucho
**Responsable** : CISMID - UNI
**Fecha** : 20/06/02

# RESULTADOS

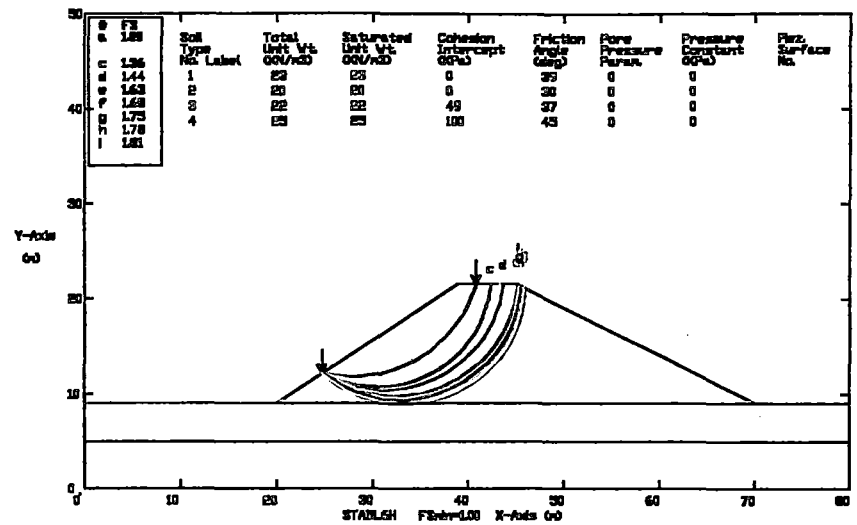
| n | y/H | Ky | Kmax/Umax | Kmax | Ky/Kmax | U/Kmax.g.To | U(cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.250 | 0.790 | 0.857 | 1.052 | 0.751 | 0.0055 | 2.321 |
| 2 | 0.500 | 0.590 | 0.593 | 0.728 | 0.811 | 0.0026 | 0.743 |
| 3 | 0.750 | 0.500 | 0.445 | 0.546 | 0.915 | 0.0005 | 0.098 |
| 4 | 1.000 | 0.425 | 0.353 | 0.433 | 0.973 | 0.0001 | 0.017 |

# CASO N°4

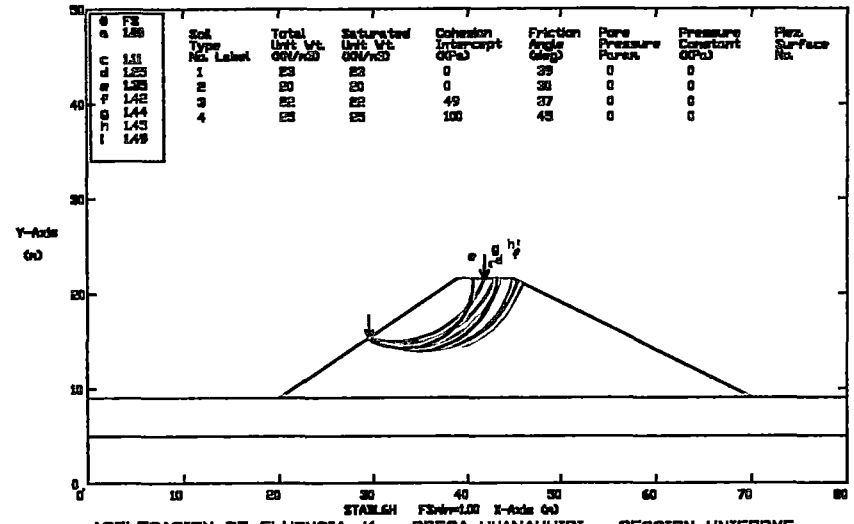
# PRESA HUANAHUIRI



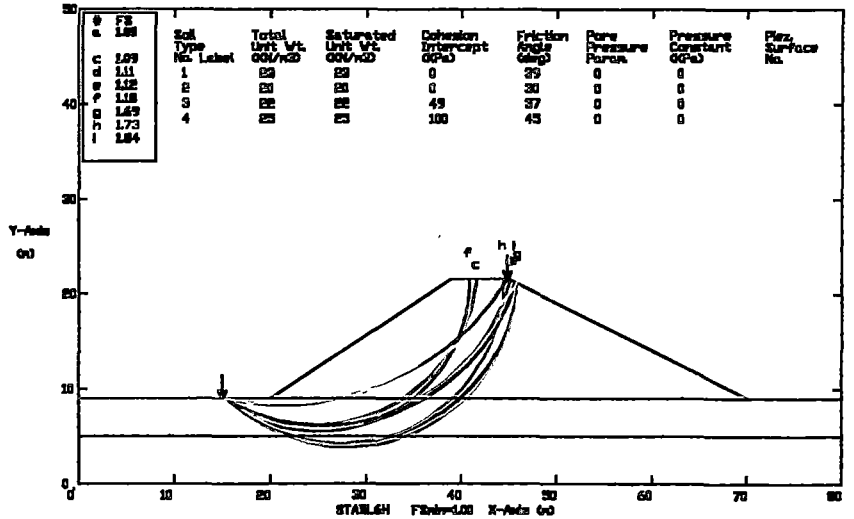

ACELERACION DE FLUENCIA, Ky : PRESA HUANAHUIRI - SECCION UNIFORME
TALUD AGUAS ABAJO : y/H=1/4 - PROGRAMA : STABL6H - Ky=0.360




ACELERACION DE FLUENCIA, Ky : PRESA HUANAHUIRI - SECCION UNIFORME
TALUD AGUAS ABAJO : y/H=3/4 - PROGRAMA : STABL6H - Ky=0.280




ACELERACION DE FLUENCIA, Ky : PRESA HUANAHUIRI - SECCION UNIFORME
TALUD AGUAS ABAJO : y/H=1/2 - PROGRAMA : STABL6H - Ky=0.305




ACELERACION DE FLUENCIA, Ky : PRESA HUANAHUIRI - SECCION UNIFORME
TALUD AGUAS ABAJO : y/H=1 - PROGRAMA : STABL6H - Ky=0.225

PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO POR MAKDISI Y SEED PARA CALCULAR LA ACELERACIÓN MÁXIMA EN LA CORONA Y PERÍODO NATURAL DE LA PRESA

# REPORTE GENERAL

## DATOS GENERALES DEL PROYECTO

**Solicitante** : Proyecto Especial Sierra-Centro-Sur
**Proyecto** : Estabilidad Presa Huanahuiri
**Ubicación** : Departamento de Ayacucho
**Responsable** : Laboratorio Geotécnico -CISMID
**Fecha** : 20/06/02

## DATOS DEL SISMO

**Magnitud** : 7.5 Ms
**Aceleración Máxima** : 0.34 g
**Espectro Normalizado** : Newmark y Hall (1982)

**Sección de la Presa** : Uniforme Homogenea

## CARACTERÍSTICAS DE LA SECCIÓN

**Material** : Grava
**Densidad** : 2.30 gr/cm³
**Vsmax** : 323.697 m/s
**Gmax** : 2457.445 Kg/cm²
**IP** : 0 %

# RESULTADOS

## Iteración 1

**G (1)** = 2457.445 Kg/cm²
**Vs (1)** = 323.697 m/s²
**Umax (1)** = 1.434 g
**DCeq (1)** = 0.020 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,1) = 63.434 rad/s | T (1,1) = 0.099 s | U1max (1,1) = 1.332 g |
| W (2,1) = 149.384 rad/s | T (2,1) = 0.042 s | U2max (2,1) = 0.410 g |
| W (3,1) = 238.087 rad/s | T (3,1) = 0.026 s | U3max (3,1) = 0.254 g |
| W (4,1) = 327.992 rad/s | T (4,1) = 0.019 s | U4max (4,1) = 0.223 g |

## Iteración 2

**G (2)** = 1121.643 Kg/cm²
**Vs (2)** = 218.687 m/s²
**Umax (2)** = 1.112 g
**DCeq (2)** = 0.031 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,2) = 42.856 rad/s | T (1,2) = 0.147 s | U1max (1,2) = 0.964 g |
| W (2,2) = 100.923 rad/s | T (2,2) = 0.062 s | U2max (2,2) = 0.429 g |
| W (3,2) = 160.850 rad/s | T (3,2) = 0.039 s | U3max (3,2) = 0.270 g |
| W (4,2) = 221.589 rad/s | T (4,2) = 0.028 s | U4max (4,2) = 0.223 g |

## Iteración 3

**G (3)** = 896.206 Kg/cm²
**Vs (3)** = 195.479 m/s²
**Umax (3)** = 0.985 g
**DCeq (3)** = 0.033 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,3) = 38.308 rad/s | T (1,3) = 0.164 s | U1max (1,3) = 0.823 g |
| W (2,3) = 90.212 rad/s | T (2,3) = 0.070 s | U2max (2,3) = 0.411 g |
| W (3,3) = 143.780 rad/s | T (3,3) = 0.044 s | U3max (3,3) = 0.273 g |
| W (4,3) = 198.073 rad/s | T (4,3) = 0.032 s | U4max (4,3) = 0.223 g |

## Iteración 4

**G (4)** = 875.796 Kg/cm²
**Vs (4)** = 193.240 m/s²
**Umax (4)** = 0.969 g
**DCeq (4)** = 0.033 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,4) = 37.869 rad/s | T (1,4) = 0.166 s | U1max (1,4) = 0.805 g |
| W (2,4) = 89.179 rad/s | T (2,4) = 0.070 s | U2max (2,4) = 0.408 g |
| W (3,4) = 142.133 rad/s | T (3,4) = 0.044 s | U3max (3,4) = 0.273 g |
| W (4,4) = 195.805 rad/s | T (4,4) = 0.032 s | U4max (4,4) = 0.223 g |

## Iteración 5

**G (5)** = 875.558 Kg/cm²
**Vs (5)** = 193.214 m/s²
**Umax (5)** = 0.969 g
**DCeq (5)** = 0.033 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,5) = 37.864 rad/s | T (1,5) = 0.166 s | U1max (1,5) = 0.805 g |
| W (2,5) = 89.167 rad/s | T (2,5) = 0.070 s | U2max (2,5) = 0.408 g |
| W (3,5) = 142.114 rad/s | T (3,5) = 0.044 s | U3max (3,5) = 0.273 g |
| W (4,5) = 195.778 rad/s | T (4,5) = 0.032 s | U4max (4,5) = 0.223 g |

# DEFORMACIONES PERMANENTES

**DATOS GENERALES DEL PROYECTO**

**Solicitante** : Proyecto Especial Sierra-Centro-Sur
**Proyecto** : Estabilidad Presa Huanahuiri
**Ubicación** : Departamento de Ayacucho
**Responsable** : Laboratorio Geotécnico -CISMID
**Fecha** : 20/06/02

# RESULTADOS

| n | y/H | Ky | Kmax/Umax | Kmax | Ky/Kmax | U/Kmax.g.To | U(cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.250 | 0.360 | 0.857 | 0.831 | 0.433 | 0.0672 | 9.079 |
| 2 | 0.500 | 0.305 | 0.593 | 0.575 | 0.531 | 0.0286 | 2.678 |
| 3 | 0.750 | 0.280 | 0.445 | 0.431 | 0.649 | 0.0135 | 0.950 |
| 4 | 1.000 | 0.225 | 0.353 | 0.342 | 0.658 | 0.0125 | 0.694 |

PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO POR MAKDISI Y SEED PARA CALCULAR LA ACELERACIÓN MÁXIMA EN LA CORONA Y PERÍODO NATURAL DE LA PRESA

# REPORTE GENERAL

## DATOS GENERALES DEL PROYECTO

**Solicitante** : Proyecto Especial Sierra-Centro-Sur
**Proyecto** : Estabilidad de la Presa Huanahuiri
**Ubicación** : Departamento de Ayacucho
**Responsable** : Laboratorio Geotécnico - CISMID
**Fecha** : 20/06/02

## DATOS DEL SISMO

**Magnitud** : 7.5 Ms
**Aceleración Máxima** : 0.34 g
**Espectro Normalizado** : Newmark y Hall (1982)

**Sección de la Presa** : Uniforme No Homogenea

## CARACTERÍSTICAS DE LA SECCIÓN

**Material** : Grava
**Densidad** : 2.30 gr/cm³
**Vs** : 386.341 m/s
**Gb** : 3500.648 Kg/cm²
**IP** : 0 %

# RESULTADOS

## Iteración 1

**G (1)** = 980.973 Kg/cm²
**Vs (1)** = 204.515 m/s²
**Umax (1)** = 2.276 g
**DCeq (1)** = 0.078 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,1) = 36.315 rad/s | T (1,1) = 0.173 s | U1max (1,1) = 2.041 g |
| W (2,1) = 77.980 rad/s | T (2,1) = 0.081 s | U2max (2,1) = 0.877 g |
| W (3,1) = 122.266 rad/s | T (3,1) = 0.051 s | U3max (3,1) = 0.426 g |
| W (4,1) = 169.057 rad/s | T (4,1) = 0.037 s | U4max (4,1) = 0.252 g |

## Iteración 2

**G (2)** = 245.864 Kg/cm²
**Vs (2)** = 102.387 m/s²
**Umax (2)** = 1.087 g
**DCeq (2)** = 0.123 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,2) = 18.180 rad/s | T (1,2) = 0.346 s | U1max (1,2) = 0.802 g |
| W (2,2) = 39.039 rad/s | T (2,2) = 0.161 s | U2max (2,2) = 0.573 g |
| W (3,2) = 61.210 rad/s | T (3,2) = 0.103 s | U3max (3,2) = 0.370 g |
| W (4,2) = 84.635 rad/s | T (4,2) = 0.074 s | U4max (4,2) = 0.270 g |

## Iteración 3

**G (3)** = 185.834 Kg/cm²
**Vs (3)** = 89.014 m/s²
**Umax (3)** = 1.036 g
**DCeq (3)** = 0.154 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,3) = 15.806 rad/s | T (1,3) = 0.398 s | U1max (1,3) = 0.758 g |
| W (2,3) = 33.941 rad/s | T (2,3) = 0.185 s | U2max (2,3) = 0.542 g |
| W (3,3) = 53.216 rad/s | T (3,3) = 0.118 s | U3max (3,3) = 0.363 g |
| W (4,3) = 73.581 rad/s | T (4,3) = 0.085 s | U4max (4,3) = 0.269 g |

## Iteración 4

**G (4)** = 171.837 Kg/cm²
**Vs (4)** = 85.596 m/s²
**Umax (4)** = 1.018 g
**DCeq (4)** = 0.163 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,4) = 15.199 rad/s | T (1,4) = 0.413 s | U1max (1,4) = 0.744 g |
| W (2,4) = 32.637 rad/s | T (2,4) = 0.193 s | U2max (2,4) = 0.532 g |
| W (3,4) = 51.172 rad/s | T (3,4) = 0.123 s | U3max (3,4) = 0.360 g |
| W (4,4) = 70.756 rad/s | T (4,4) = 0.089 s | U4max (4,4) = 0.268 g |

## Iteración 5

**G (5)** = 167.586 Kg/cm²
**Vs (5)** = 84.531 m/s²
**Umax (5)** = 1.013 g
**DCeq (5)** = 0.166 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,5) = 15.010 rad/s | T (1,5) = 0.419 s | U1max (1,5) = 0.739 g |
| W (2,5) = 32.231 rad/s | T (2,5) = 0.195 s | U2max (2,5) = 0.529 g |
| W (3,5) = 50.535 rad/s | T (3,5) = 0.124 s | U3max (3,5) = 0.359 g |
| W (4,5) = 69.875 rad/s | T (4,5) = 0.090 s | U4max (4,5) = 0.267 g |

## Iteración 6

**G (6)** = 166.154 Kg/cm²
**Vs (6)** = 84.169 m/s²
**Umax (6)** = 1.011 g
**DCeq (6)** = 0.167 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,6) = 14.946 rad/s | T (1,6) = 0.420 s | U1max (1,6) = 0.738 g |
| W (2,6) = 32.093 rad/s | T (2,6) = 0.196 s | U2max (2,6) = 0.528 g |
| W (3,6) = 50.319 rad/s | T (3,6) = 0.125 s | U3max (3,6) = 0.359 g |
| W (4,6) = 69.576 rad/s | T (4,6) = 0.090 s | U4max (4,6) = 0.267 g |

# DEFORMACIONES PERMANENTES

**DATOS GENERALES DEL PROYECTO**

**Solicitante** : Proyecto Especial Sierra-Centro-Sur
**Proyecto** : Estabilidad de la Presa Huanahuiri
**Ubicación** : Departamento de Ayacucho
**Responsable** : Laboratorio Geotécnico - CISMID
**Fecha** : 20/06/02

# RESULTADOS

| n | y/H | Ky | Kmax/Umax | Kmax | Ky/Kmax | U/Kmax.g.To | U(cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.250 | 0.360 | 0.857 | 0.867 | 0.415 | 0.0749 | 26.768 |
| 2 | 0.500 | 0.305 | 0.593 | 0.600 | 0.509 | 0.0349 | 8.625 |
| 3 | 0.750 | 0.280 | 0.445 | 0.450 | 0.622 | 0.0170 | 3.150 |
| 4 | 1.000 | 0.225 | 0.353 | 0.357 | 0.630 | 0.0159 | 2.347 |

PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO POR MAKDISI Y SEED PARA CALCULAR LA ACELERACIÓN MÁXIMA EN LA CORONA Y PERÍODO NATURAL DE LA PRESA

# REPORTE GENERAL

**DATOS GENERALES DEL PROYECTO**

**Solicitante** : Proyecto Especial Sierra-Centro-Sur
**Proyecto** : Estabilidad Presa Huanahuiri
**Ubicación** : Departamento de Ayacucho
**Responsable** : Laboratorio Geotécnico - CISMID
**Fecha** : 20/06/02

**DATOS DEL SISMO**

**Magnitud** : 7.5 Ms
**Aceleración Máxima** : 0.34 g
**Espectro Normalizado** : Newmark y Hall (1982)

**Sección de la Presa** : No Uniforme

**CARACTERÍSTICAS DEL NÚCLEO**

**Material** : Arcilla
**Densidad** : 1.80 gr/cm³
**Vs** : 287.049 m/s
**Gb** : 1512.385 Kg/cm²
**IP** : 15 %

**CARACTERÍSTICAS DEL ESPALDÓN**

**Material** : Grava
**Densidad** : 2.30 gr/cm³
**Vs** : 386.341 m/s
**Gb** : 3500.648 Kg/cm²
**IP** : 0 %

# RESULTADOS

## Iteración 1

**G (1)** = 654.786 Kg/cm²
**Vs (1)** = 188.875 m/s²
**Umax (1)** = 2.328 g
**DCeq (1)** = 0.092 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,1) = 33.551 rad/s | T (1,1) = 0.187 s | U1max (1,1) = 2.054 g |
| W (2,1) = 71.663 rad/s | T (2,1) = 0.088 s | U2max (2,1) = 0.953 g |
| W (3,1) = 112.261 rad/s | T (3,1) = 0.056 s | U3max (3,1) = 0.466 g |
| W (4,1) = 156.628 rad/s | T (4,1) = 0.040 s | U4max (4,1) = 0.274 g |

## Iteración 2

**G (2)** = 282.735 Kg/cm²
**Vs (2)** = 124.112 m/s²
**Umax (2)** = 1.141 g
**DCeq (2)** = 0.089 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,2) = 22.047 rad/s | T (1,2) = 0.285 s | U1max (1,2) = 0.857 g |
| W (2,2) = 47.090 rad/s | T (2,2) = 0.133 s | U2max (2,2) = 0.594 g |
| W (3,2) = 73.768 rad/s | T (3,2) = 0.085 s | U3max (3,2) = 0.377 g |
| W (4,2) = 102.922 rad/s | T (4,2) = 0.061 s | U4max (4,2) = 0.271 g |

## Iteración 3

**G (3)** = 289.117 Kg/cm²
**Vs (3)** = 125.505 m/s²
**Umax (3)** = 1.144 g
**DCeq (3)** = 0.087 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,3) = 22.294 rad/s | T (1,3) = 0.282 s | U1max (1,3) = 0.860 g |
| W (2,3) = 47.619 rad/s | T (2,3) = 0.132 s | U2max (2,3) = 0.594 g |
| W (3,3) = 74.596 rad/s | T (3,3) = 0.084 s | U3max (3,3) = 0.377 g |
| W (4,3) = 104.077 rad/s | T (4,3) = 0.060 s | U4max (4,3) = 0.271 g |

## Iteración 4

**G (4)** = 292.527 Kg/cm²
**Vs (4)** = 126.243 m/s²
**Umax (4)** = 1.145 g
**DCeq (4)** = 0.086 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,4) = 22.425 rad/s | T (1,4) = 0.280 s | U1max (1,4) = 0.862 g |
| W (2,4) = 47.899 rad/s | T (2,4) = 0.131 s | U2max (2,4) = 0.594 g |
| W (3,4) = 75.035 rad/s | T (3,4) = 0.084 s | U3max (3,4) = 0.376 g |
| W (4,4) = 104.689 rad/s | T (4,4) = 0.060 s | U4max (4,4) = 0.271 g |

# DEFORMACIONES PERMANENTES

**DATOS GENERALES DEL PROYECTO**

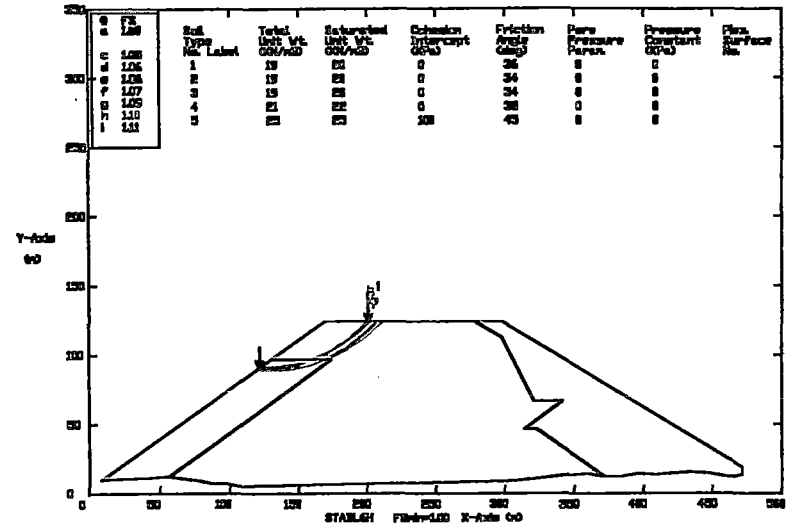
**Solicitante** : Proyecto Especial Sierra-Centro-Sur
**Proyecto** : Estabilidad Presa Huanahuiri
**Ubicación** : Departamento de Ayacucho
**Responsable** : Laboratorio Geotécnico - CISMID
**Fecha** : 20/06/02

# RESULTADOS

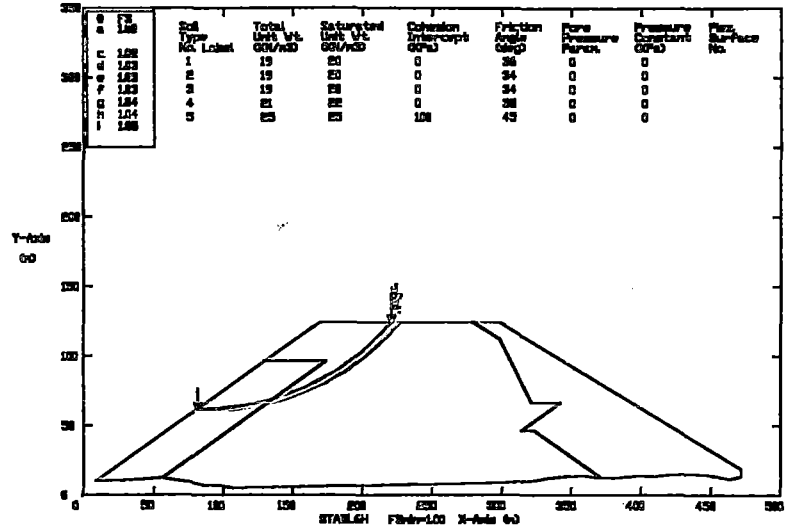
| n | y/H | Ky | Kmax/Umax | Kmax | Ky/Kmax | U/Kmax.g.To | U(cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.250 | 0.360 | 0.857 | 0.981 | 0.367 | 0.0958 | 25.819 |
| 2 | 0.500 | 0.305 | 0.593 | 0.679 | 0.449 | 0.0604 | 11.270 |
| 3 | 0.750 | 0.280 | 0.445 | 0.510 | 0.550 | 0.0262 | 3.673 |
| 4 | 1.000 | 0.225 | 0.353 | 0.404 | 0.557 | 0.0253 | 2.813 |

# CASO N°5

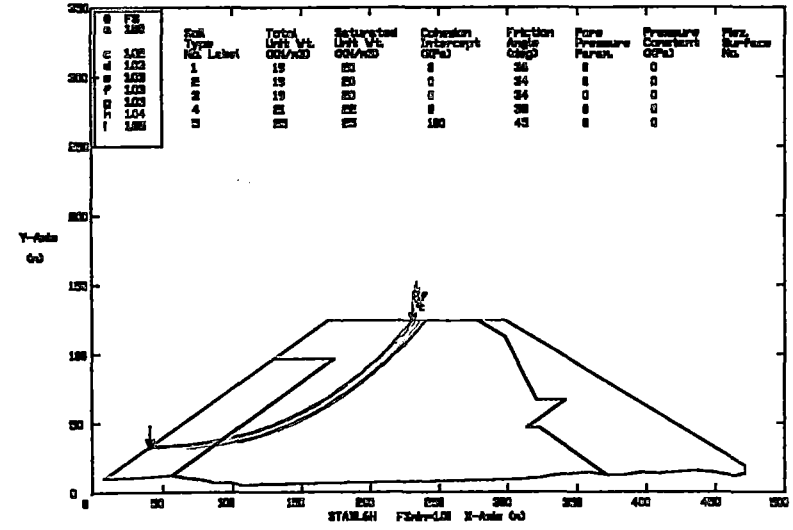
# PRESA TORATA



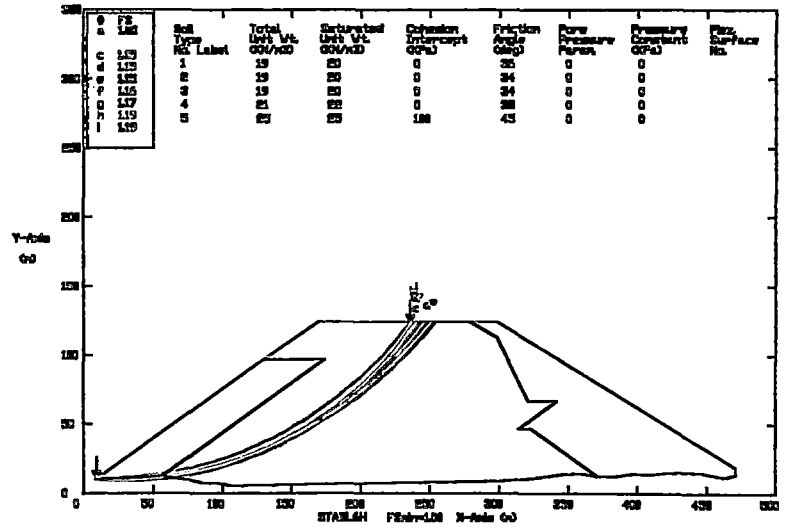
ACELERACION DE FLUENCIA, Ky : PRESA TORATA - SECCION UNIFORME
TALUD AGUAS ABAJO : y/H=1/4 - PROGRAMA STABL6H - Ky = 0.270



ACELERACION DE FLUENCIA, Ky : PRESA TORATA - SECCION UNIFORME
TALUD AGUAS ABAJO : y/H=1/2 - PROGRAMA STABL6H - Ky = 0.240



ACELERACION DE FLUENCIA, Ky : PRESA TORATA - SECCION UNIFORME
TALUD AGUAS ABAJO : y/H=3/4 - PROGRAMA STABL6H - Ky = 0.210



ACELERACION DE FLUENCIA, Ky : PRESA TORATA - SECCION UNIFORME
TALUD AGUAS ABAJO : y/H = 1 - PROGRAMA STABL6H - Ky = 0.185

PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO POR MAKDISI Y SEED PARA CALCULAR LA ACELERACIÓN MÁXIMA EN LA CORONA Y PERÍODO NATURAL DE LA PRESA

# REPORTE GENERAL

**DATOS GENERALES DEL PROYECTO**

**Solicitante** : Southern Perú Cooper Corporation
**Proyecto** : Análisis Sísmico de la Presa Torata
**Ubicación** : Torata_Dpt. Moquegua
**Responsable** : Laboratorio Geotécnico - CISMID
**Fecha** : 20/06/02

**DATOS DEL SISMO**

**Magnitud** : 7.5 Ms
**Aceleración Máxima** : 0.36 g
**Espectro Normalizado** : Lima - Perú (1974)

**Sección de la Presa** : Uniforme Homogenea

**CARACTERÍSTICAS DE LA SECCIÓN**

**Material** : Grava
**Densidad** : 1.94 gr/cm³
**Vsmax** : 646.250 m/s
**Gmax** : 8261.943 Kg/cm²
**IP** : 0 %

# RESULTADOS

## Iteración 1

**G (1)** = 8261.943 Kg/cm²
**Vs (1)** = 646.250 m/s²
**Umax (1)** = 1.827 g
**DCeq (1)** = 0.099 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,1) = 20.163 rad/s | T (1,1) = 0.312 s | U1max (1,1) = 1.806 g |
| W (2,1) = 53.976 rad/s | T (2,1) = 0.116 s | U2max (2,1) = 0.256 g |
| W (3,1) = 88.890 rad/s | T (3,1) = 0.071 s | U3max (3,1) = 0.106 g |
| W (4,1) = 124.024 rad/s | T (4,1) = 0.051 s | U4max (4,1) = 0.003 g |

## Iteración 2

**G (2)** = 1663.416 Kg/cm²
**Vs (2)** = 289.975 m/s²
**Umax (2)** = 0.676 g
**DCeq (2)** = 0.174 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,2) = 9.047 rad/s | T (1,2) = 0.694 s | U1max (1,2) = 0.637 g |
| W (2,2) = 24.219 rad/s | T (2,2) = 0.259 s | U2max (2,2) = 0.202 g |
| W (3,2) = 39.885 rad/s | T (3,2) = 0.158 s | U3max (3,2) = 0.102 g |
| W (4,2) = 55.650 rad/s | T (4,2) = 0.113 s | U4max (4,2) = 0.004 g |

## Iteración 3

**G (3)** = 1368.694 Kg/cm²
**Vs (3)** = 263.034 m/s²
**Umax (3)** = 0.599 g
**DCeq (3)** = 0.185 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,3) = 8.207 rad/s | T (1,3) = 0.766 s | U1max (1,3) = 0.558 g |
| W (2,3) = 21.969 rad/s | T (2,3) = 0.286 s | U2max (2,3) = 0.193 g |
| W (3,3) = 36.180 rad/s | T (3,3) = 0.174 s | U3max (3,3) = 0.101 g |
| W (4,3) = 50.480 rad/s | T (4,3) = 0.124 s | U4max (4,3) = 0.004 g |

## Iteración 4

**G (4)** = 1325.641 Kg/cm²
**Vs (4)** = 258.865 m/s²
**Umax (4)** = 0.582 g
**DCeq (4)** = 0.186 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,4) = 8.077 rad/s | T (1,4) = 0.778 s | U1max (1,4) = 0.541 g |
| W (2,4) = 21.621 rad/s | T (2,4) = 0.291 s | U2max (2,4) = 0.191 g |
| W (3,4) = 35.606 rad/s | T (3,4) = 0.176 s | U3max (3,4) = 0.100 g |
| W (4,4) = 49.679 rad/s | T (4,4) = 0.126 s | U4max (4,4) = 0.004 g |

## Iteración 5

**G (5)** = 1324.883 Kg/cm²
**Vs (5)** = 258.791 m/s²
**Umax (5)** = 0.582 g
**DCeq (5)** = 0.186 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,5) = 8.074 rad/s | T (1,5) = 0.778 s | U1max (1,5) = 0.541 g |
| W (2,5) = 21.615 rad/s | T (2,5) = 0.291 s | U2max (2,5) = 0.191 g |
| W (3,5) = 35.596 rad/s | T (3,5) = 0.177 s | U3max (3,5) = 0.100 g |
| W (4,5) = 49.665 rad/s | T (4,5) = 0.127 s | U4max (4,5) = 0.004 g |

# DEFORMACIONES PERMANENTES

**DATOS GENERALES DEL PROYECTO**

**Solicitante** : Southern Perú Cooper Corporation
**Proyecto** : Análisis Sísmico de la Presa Torata
**Ubicación** : Torata_Dpt. Moquegua
**Responsable** : Laboratorio Geotécnico - CISMID
**Fecha** : 20/06/02

# RESULTADOS

| n | y/H | Ky | Kmax/Umax | Kmax | Ky/Kmax | U/Kmax.g.To | U(cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.250 | 0.270 | 0.857 | 0.499 | 0.541 | 0.0273 | 10.387 |
| 2 | 0.500 | 0.240 | 0.593 | 0.345 | 0.695 | 0.0089 | 2.342 |
| 3 | 0.750 | 0.210 | 0.445 | 0.259 | 0.811 | 0.0026 | 0.505 |
| 4 | 1.000 | 0.185 | 0.353 | 0.205 | 0.900 | 0.0006 | 0.101 |

PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO POR MAKDISI Y SEED PARA CALCULAR LA ACELERACIÓN MÁXIMA EN LA CORONA Y PERÍODO NATURAL DE LA PRESA

# REPORTE GENERAL

**DATOS GENERALES DEL PROYECTO**

**Solicitante** : Southern Perú Cooper Corporation
**Proyecto** : Análisis Sísmico de la Presa Torata
**Ubicación** : Torata_Dpt. Moquegua
**Responsable** : Laboratorio Geotécnico - CISMID
**Fecha** : 20/06/02

**DATOS DEL SISMO**

**Magnitud** : 7.5 Ms
**Aceleración Máxima** : 0.36 g
**Espectro Normalizado** : Lima - Perú (1974)

**Sección de la Presa** : Uniforme No Homogenea

**CARACTERÍSTICAS DE LA SECCIÓN**

**Material** : Grava
**Densidad** : 1.94 gr/cm³
**Vs** : 897.518 m/s
**Gb** : 15935.570 Kg/cm²
**IP** : 0 %

# RESULTADOS

## Iteración 1

**G (1)** = 10763.900 Kg/cm²
**Vs (1)** = 737.640 m/s²
**Umax (1)** = 1.091 g
**DCeq (1)** = 0.053 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,1) = 12.043 rad/s | T (1,1) = 0.522 s | U1max (1,1) = 0.880 g |
| W (2,1) = 31.166 rad/s | T (2,1) = 0.202 s | U2max (2,1) = 0.553 g |
| W (3,1) = 51.140 rad/s | T (3,1) = 0.123 s | U3max (3,1) = 0.267 g |
| W (4,1) = 71.279 rad/s | T (4,1) = 0.088 s | U4max (4,1) = 0.197 g |

## Iteración 2

**G (2)** = 3339.665 Kg/cm²
**Vs (2)** = 410.876 m/s²
**Umax (2)** = 0.513 g
**DCeq (2)** = 0.056 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,2) = 6.708 rad/s | T (1,2) = 0.937 s | U1max (1,2) = 0.291 g |
| W (2,2) = 17.360 rad/s | T (2,2) = 0.362 s | U2max (2,2) = 0.316 g |
| W (3,2) = 28.486 rad/s | T (3,2) = 0.221 s | U3max (3,2) = 0.231 g |
| W (4,2) = 39.704 rad/s | T (4,2) = 0.158 s | U4max (4,2) = 0.158 g |

## Iteración 3

**G (3)** = 3251.623 Kg/cm²
**Vs (3)** = 405.424 m/s²
**Umax (3)** = 0.505 g
**DCeq (3)** = 0.057 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,3) = 6.619 rad/s | T (1,3) = 0.949 s | U1max (1,3) = 0.287 g |
| W (2,3) = 17.129 rad/s | T (2,3) = 0.367 s | U2max (2,3) = 0.311 g |
| W (3,3) = 28.108 rad/s | T (3,3) = 0.224 s | U3max (3,3) = 0.226 g |
| W (4,3) = 39.177 rad/s | T (4,3) = 0.160 s | U4max (4,3) = 0.157 g |

## Iteración 4

**G (4)** = 3235.237 Kg/cm²
**Vs (4)** = 404.401 m/s²
**Umax (4)** = 0.503 g
**DCeq (4)** = 0.057 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,4) = 6.603 rad/s | T (1,4) = 0.952 s | U1max (1,4) = 0.286 g |
| W (2,4) = 17.086 rad/s | T (2,4) = 0.368 s | U2max (2,4) = 0.310 g |
| W (3,4) = 28.037 rad/s | T (3,4) = 0.224 s | U3max (3,4) = 0.225 g |
| W (4,4) = 39.078 rad/s | T (4,4) = 0.161 s | U4max (4,4) = 0.157 g |

# DEFORMACIONES PERMANENTES

**DATOS GENERALES DEL PROYECTO**

**Solicitante** : Southern Perú Cooper Corporation
**Proyecto** : Análisis Sísmico de la Presa Torata
**Ubicación** : Torata_Dpt. Moquegua
**Responsable** : Laboratorio Geotécnico - CISMID
**Fecha** : 20/06/02

# RESULTADOS

| n | y/H | Ky | Kmax/Umax | Kmax | Ky/Kmax | U/Kmax.g.To | U(cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.250 | 0.270 | 0.857 | 0.431 | 0.626 | 0.0165 | 6.645 |
| 2 | 0.500 | 0.240 | 0.593 | 0.298 | 0.804 | 0.0027 | 0.759 |
| 3 | 0.750 | 0.210 | 0.445 | 0.224 | 0.938 | 0.0003 | 0.053 |
| 4 | 1.000 | 0.185 | 0.353 | 0.178 | 0.973 | 0.0001 | 0.017 |

PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO POR MAKDISI Y SEED PARA CALCULAR LA ACELERACIÓN MÁXIMA EN LA CORONA Y PERÍODO NATURAL DE LA PRESA

# REPORTE GENERAL

## DATOS GENERALES DEL PROYECTO

**Solicitante** : Southern Perú Cooper Corporation
**Proyecto** : Análisis Sísmico de la Presa
**Ubicación** : Torata_Dpt. Moquegua
**Responsable** : Laboratorio Geotécnico - CISMID
**Fecha** : 20/06/02

## DATOS DEL SISMO

**Magnitud** : 7.5 Ms
**Aceleración Máxima** : 0.36 g
**Espectro Normalizado** : Lima - Perú (1974)

**Sección de la Presa** : No Uniforme

## CARACTERÍSTICAS DEL NÚCLEO

**Material** : Arcilla
**Densidad** : 1.80 gr/cm³
**Vs** : 546.148 m/s
**Gb** : 5474.846 Kg/cm²
**IP** : 15 %

## CARACTERÍSTICAS DEL ESPALDÓN

**Material** : Grava
**Densidad** : 1.94 gr/cm³
**Vs** : 906.026 m/s
**Gb** : 16239.130 Kg/cm²
**IP** : 0 %

# RESULTADOS

## Iteración 1

**G (1)** = 7210.163 Kg/cm²
**Vs (1)** = 626.753 m/s²
**Umax (1)** = 1.154 g
**DCeq (1)** = 0.078 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,1) = 10.266 rad/s | T (1,1) = 0.612 s | U1max (1,1) = 0.938 g |
| W (2,1) = 26.530 rad/s | T (2,1) = 0.237 s | U2max (2,1) = 0.579 g |
| W (3,1) = 43.527 rad/s | T (3,1) = 0.144 s | U3max (3,1) = 0.260 g |
| W (4,1) = 60.665 rad/s | T (4,1) = 0.104 s | U4max (4,1) = 0.224 g |

## Iteración 2

**G (2)** = 3430.515 Kg/cm²
**Vs (2)** = 432.318 m/s²
**Umax (2)** = 0.549 g
**DCeq (2)** = 0.057 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,2) = 7.082 rad/s | T (1,2) = 0.887 s | U1max (1,2) = 0.324 g |
| W (2,2) = 18.300 rad/s | T (2,2) = 0.343 s | U2max (2,2) = 0.342 g |
| W (3,2) = 30.024 rad/s | T (3,2) = 0.209 s | U3max (3,2) = 0.233 g |
| W (4,2) = 41.845 rad/s | T (4,2) = 0.150 s | U4max (4,2) = 0.161 g |

## Iteración 3

**G (3)** = 3920.857 Kg/cm²
**Vs (3)** = 462.184 m/s²
**Umax (3)** = 0.634 g
**DCeq (3)** = 0.061 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,3) = 7.571 rad/s | T (1,3) = 0.830 s | U1max (1,3) = 0.396 g |
| W (2,3) = 19.564 rad/s | T (2,3) = 0.321 s | U2max (2,3) = 0.397 g |
| W (3,3) = 32.098 rad/s | T (3,3) = 0.196 s | U3max (3,3) = 0.246 g |
| W (4,3) = 44.736 rad/s | T (4,3) = 0.140 s | U4max (4,3) = 0.167 g |

## Iteración 4

**G (4)** = 3827.699 Kg/cm²
**Vs (4)** = 456.660 m/s²
**Umax (4)** = 0.614 g
**DCeq (4)** = 0.059 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,4) = 7.480 rad/s | T (1,4) = 0.840 s | U1max (1,4) = 0.377 g |
| W (2,4) = 19.330 rad/s | T (2,4) = 0.325 s | U2max (2,4) = 0.386 g |
| W (3,4) = 31.714 rad/s | T (3,4) = 0.198 s | U3max (3,4) = 0.241 g |
| W (4,4) = 44.201 rad/s | T (4,4) = 0.142 s | U4max (4,4) = 0.166 g |

## Iteración 5

**G (5)** = 3864.179 Kg/cm²
**Vs (5)** = 458.831 m/s²
**Umax (5)** = 0.622 g
**DCeq (5)** = 0.060 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,5) = 7.516 rad/s | T (1,5) = 0.836 s | U1max (1,5) = 0.384 g |
| W (2,5) = 19.422 rad/s | T (2,5) = 0.324 s | U2max (2,5) = 0.390 g |
| W (3,5) = 31.865 rad/s | T (3,5) = 0.197 s | U3max (3,5) = 0.243 g |
| W (4,5) = 44.411 rad/s | T (4,5) = 0.141 s | U4max (4,5) = 0.166 g |

# DEFORMACIONES PERMANENTES

**DATOS GENERALES DEL PROYECTO**

**Solicitante** : Southern Perú Cooper Corporation
**Proyecto** : Análisis Sísmico de la Presa
**Ubicación** : Torata_Dpt. Moquegua
**Responsable** : Laboratorio Geotécnico - CISMID
**Fecha** : 20/06/02

# RESULTADOS

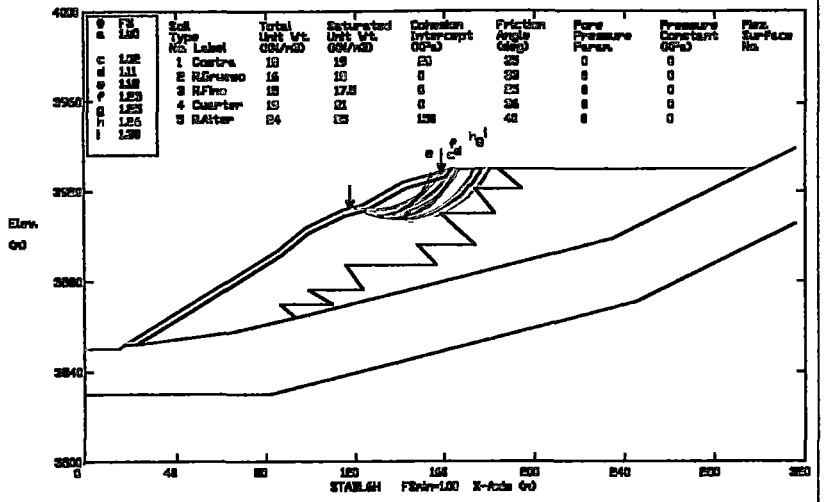
| n | y/H | Ky | Kmax/Umax | Kmax | Ky/Kmax | U/Kmax.g.To | U(cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.250 | 0.270 | 0.857 | 0.533 | 0.507 | 0.0357 | 15.615 |
| 2 | 0.500 | 0.240 | 0.593 | 0.369 | 0.651 | 0.0133 | 4.031 |
| 3 | 0.750 | 0.210 | 0.445 | 0.277 | 0.759 | 0.0051 | 1.148 |
| 4 | 1.000 | 0.185 | 0.353 | 0.220 | 0.843 | 0.0018 | 0.316 |

# ANEXO – D

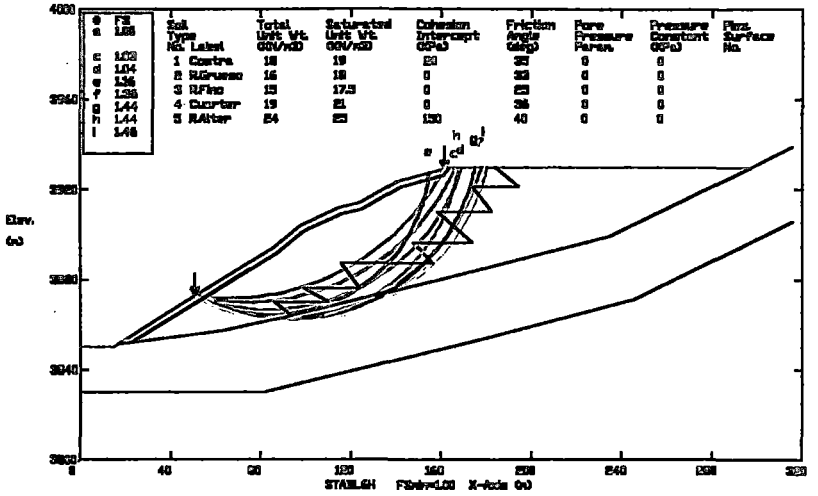
RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD Y ANÁLISIS DINÁMICO DE LOS DOS DEPOSITOS DE RELAVES ESTUDIADOS

# CASO N°1

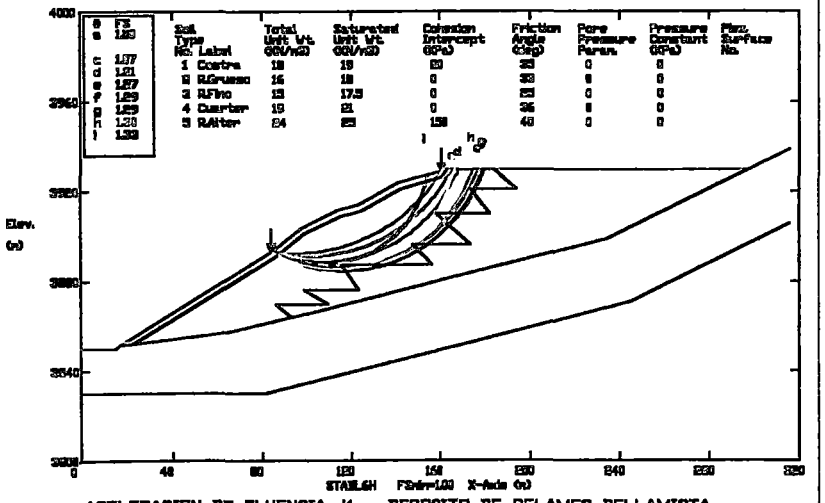
# DEPÓSITO DE RELAVES BELLAVISTA



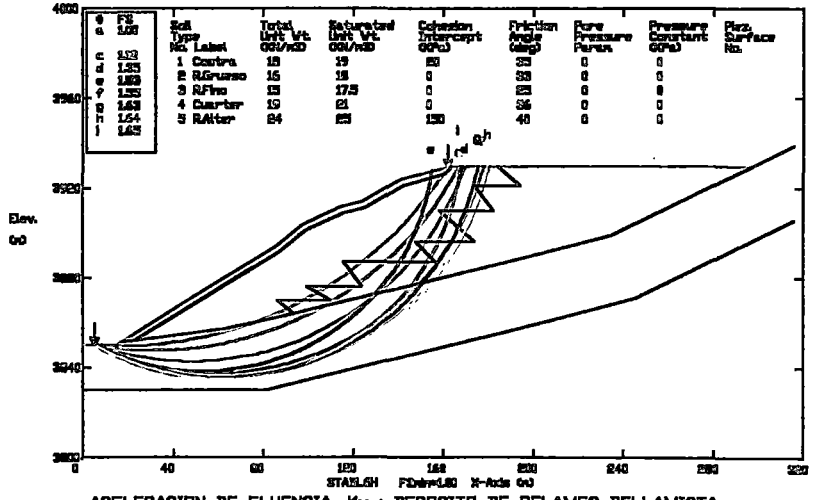
ACELERACION DE FLUENCIA, Ky : DEPOSITO DE RELAVES BELLAVISTA
TALUD AGUAS ABAJO : y/H=1/4 - PROGRAMA : STABL6H - Ky=0.320



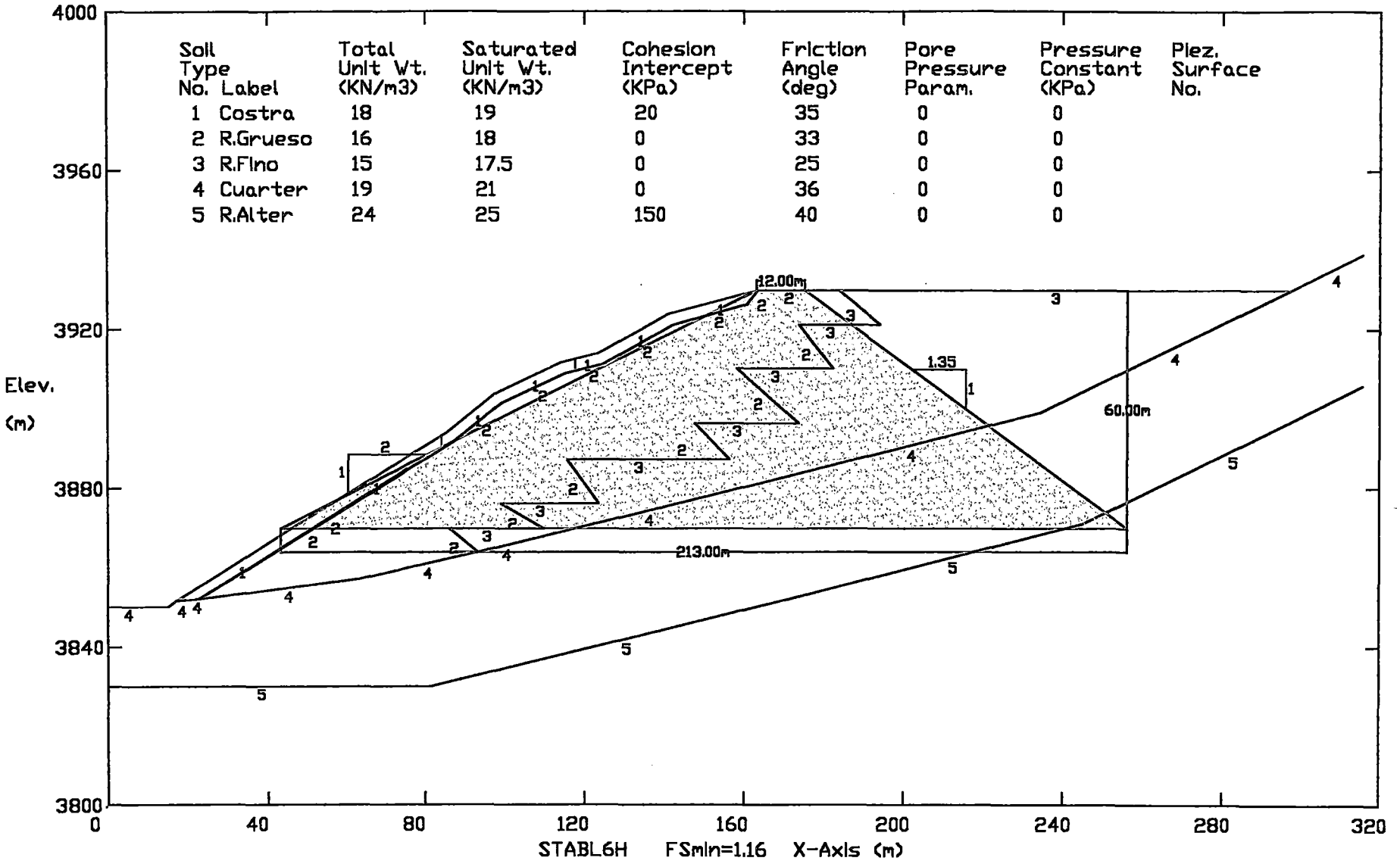
ACELERACION DE FLUENCIA, Ky : DEPOSITO DE RELAVES BELLAVISTA
TALUD AGUAS ABAJO : y/H=3/4 - PROGRAMA : STABL6H - Ky=0.205



ACELERACION DE FLUENCIA, Ky : DEPOSITO DE RELAVES BELLAVISTA
TALUD AGUAS ABAJO : y/H=1/2 - PROGRAMA : STABL6H - Ky=0.245



ACELERACION DE FLUENCIA, Ky : DEPOSITO DE RELAVES BELLAVISTA
TALUD AGUAS ABAJO : y/H=1 - PROGRAMA : STABL6H - Ky=0.185




PERFIL : DEPOSITO DE RELAVES BELLAVISTA - SECCION ANALISADA

PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO POR MAKDISI Y SEED PARA CALCULAR LA ACELERACIÓN MÁXIMA EN LA CORONA Y PERÍODO NATURAL DE LA PRESA

# REPORTE GENERAL

**DATOS GENERALES DEL PROYECTO**

**Solicitante** : CENTROMIN_PERU
**Proyecto** : Estabilidad del Depósito de Relaves-Bellavista
**Ubicación** : Casapalca_Huarochiri_Lima
**Responsable** : Laboratorio_Geotécnico_CISMID
**Fecha** : 20/06/02

**DATOS DEL SISMO**

**Magnitud** : 7.5 Ms
**Aceleración Máxima** : 0.32 g
**Espectro Normalizado** : Lima - Perú (1974)

**Sección de la Presa** : Uniforme Homogenea

**CARACTERÍSTICAS DE LA SECCIÓN**

**Material** : Arena
**Densidad** : 1.60 gr/cm³
**Vsmax** : 374.229 m/s
**Gmax** : 2284.937 Kg/cm²
**IP** : 0 %

# RESULTADOS

## Iteración 1

**G (1)** = 2284.937 Kg/cm²
**Vs (1)** = 374.229 m/s²
**Umax (1)** = 1.596 g
**DCeq (1)** = 0.065 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,1) = 15.095 rad/s | T (1,1) = 0.416 s | U1max (1,1) = 1.250 g |
| W (2,1) = 34.897 rad/s | T (2,1) = 0.180 s | U2max (2,1) = 0.749 g |
| W (3,1) = 55.029 rad/s | T (3,1) = 0.114 s | U3max (3,1) = 0.516 g |
| W (4,1) = 75.336 rad/s | T (4,1) = 0.083 s | U4max (4,1) = 0.396 g |

## Iteración 2

**G (2)** = 923.040 Kg/cm²
**Vs (2)** = 237.854 m/s²
**Umax (2)** = 0.926 g
**DCeq (2)** = 0.069 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,2) = 9.594 rad/s | T (1,2) = 0.655 s | U1max (1,2) = 0.533 g |
| W (2,2) = 22.180 rad/s | T (2,2) = 0.283 s | U2max (2,2) = 0.551 g |
| W (3,2) = 34.975 rad/s | T (3,2) = 0.180 s | U3max (3,2) = 0.407 g |
| W (4,2) = 47.882 rad/s | T (4,2) = 0.131 s | U4max (4,2) = 0.324 g |

## Iteración 3

**G (3)** = 896.497 Kg/cm²
**Vs (3)** = 234.409 m/s²
**Umax (3)** = 0.912 g
**DCeq (3)** = 0.069 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,3) = 9.455 rad/s | T (1,3) = 0.665 s | U1max (1,3) = 0.517 g |
| W (2,3) = 21.859 rad/s | T (2,3) = 0.287 s | U2max (2,3) = 0.544 g |
| W (3,3) = 34.469 rad/s | T (3,3) = 0.182 s | U3max (3,3) = 0.404 g |
| W (4,3) = 47.189 rad/s | T (4,3) = 0.133 s | U4max (4,3) = 0.323 g |

## Iteración 4

**G (4)** = 897.123 Kg/cm²
**Vs (4)** = 234.491 m/s²
**Umax (4)** = 0.912 g
**DCeq (4)** = 0.069 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,4) = 9.458 rad/s | T (1,4) = 0.664 s | U1max (1,4) = 0.517 g |
| W (2,4) = 21.866 rad/s | T (2,4) = 0.287 s | U2max (2,4) = 0.544 g |
| W (3,4) = 34.481 rad/s | T (3,4) = 0.182 s | U3max (3,4) = 0.404 g |
| W (4,4) = 47.205 rad/s | T (4,4) = 0.133 s | U4max (4,4) = 0.323 g |

# DEFORMACIONES PERMANENTES

**DATOS GENERALES DEL PROYECTO**

**Solicitante** : CENTROMIN_PERU
**Proyecto** : Estabilidad del Depósito de Relaves-Bellavista
**Ubicación** : Casapalca_Huarochiri_Lima
**Responsable** : Laboratorio_Geotécnico_CISMID
**Fecha** : 20/06/02

# RESULTADOS

| n | y/H | Ky | Kmax/Umax | Kmax | Ky/Kmax | U/Kmax.g.To | U(cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.250 | 0.320 | 0.857 | 0.782 | 0.409 | 0.0775 | 39.472 |
| 2 | 0.500 | 0.245 | 0.593 | 0.541 | 0.453 | 0.0588 | 20.716 |
| 3 | 0.750 | 0.205 | 0.445 | 0.406 | 0.505 | 0.0364 | 9.630 |
| 4 | 1.000 | 0.185 | 0.353 | 0.322 | 0.575 | 0.0230 | 4.835 |

PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO POR MAKDISI Y SEED PARA CALCULAR LA ACELERACIÓN MÁXIMA EN LA CORONA Y PERÍODO NATURAL DE LA PRESA

# REPORTE GENERAL

**DATOS GENERALES DEL PROYECTO**

**Solicitante** : CENTROMIN_PERU
**Proyecto** : Estabilidad del Depósito de Relaves-Bellavista
**Ubicación** : Casapalca_Huarochiri_Lima
**Responsable** : Laboratorio_Geotécnico_CISMID
**Fecha** : 20/06/02

**DATOS DEL SISMO**

**Magnitud** : 7.5 Ms
**Aceleración Máxima** : 0.32 g
**Espectro Normalizado** : Lima - Perú (1974)

**Sección de la Presa** : Uniforme No Homogenea

**CARACTERÍSTICAS DE LA SECCIÓN**

**Material** : Arena
**Densidad** : 1.60 gr/cm³
**Vs** : 438.921 m/s
**Gb** : 3143.199 Kg/cm²
**IP** : 0 %

# RESULTADOS

## Iteración 1

**G (1)** = 559.568 Kg/cm²
**Vs (1)** = 185.194 m/s²
**Umax (1)** = 1.956 g
**DCeq (1)** = 0.125 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,1) = 7.200 rad/s | T (1,1) = 0.873 s | U1max (1,1) = 0.641 g |
| W (2,1) = 14.901 rad/s | T (2,1) = 0.422 s | U2max (2,1) = 1.279 g |
| W (3,1) = 22.881 rad/s | T (3,1) = 0.275 s | U3max (3,1) = 1.007 g |
| W (4,1) = 31.042 rad/s | T (4,1) = 0.202 s | U4max (4,1) = 0.875 g |

## Iteración 2

**G (2)** = 154.459 Kg/cm²
**Vs (2)** = 97.299 m/s²
**Umax (2)** = 0.732 g
**DCeq (2)** = 0.103 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,2) = 3.783 rad/s | T (1,2) = 1.661 s | U1max (1,2) = 0.146 g |
| W (2,2) = 7.829 rad/s | T (2,2) = 0.803 s | U2max (2,2) = 0.367 g |
| W (3,2) = 12.021 rad/s | T (3,2) = 0.523 s | U3max (3,2) = 0.441 g |
| W (4,2) = 16.309 rad/s | T (4,2) = 0.385 s | U4max (4,2) = 0.431 g |

## Iteración 3

**G (3)** = 162.843 Kg/cm²
**Vs (3)** = 99.904 m/s²
**Umax (3)** = 0.747 g
**DCeq (3)** = 0.105 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,3) = 3.884 rad/s | T (1,3) = 1.618 s | U1max (1,3) = 0.156 g |
| W (2,3) = 8.038 rad/s | T (2,3) = 0.782 s | U2max (2,3) = 0.391 g |
| W (3,3) = 12.343 rad/s | T (3,3) = 0.509 s | U3max (3,3) = 0.436 g |
| W (4,3) = 16.746 rad/s | T (4,3) = 0.375 s | U4max (4,3) = 0.438 g |

## Iteración 4

**G (4)** = 162.219 Kg/cm²
**Vs (4)** = 99.713 m/s²
**Umax (4)** = 0.746 g
**DCeq (4)** = 0.104 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,4) = 3.877 rad/s | T (1,4) = 1.621 s | U1max (1,4) = 0.155 g |
| W (2,4) = 8.023 rad/s | T (2,4) = 0.783 s | U2max (2,4) = 0.389 g |
| W (3,4) = 12.320 rad/s | T (3,4) = 0.510 s | U3max (3,4) = 0.436 g |
| W (4,4) = 16.714 rad/s | T (4,4) = 0.376 s | U4max (4,4) = 0.437 g |

# DEFORMACIONES PERMANENTES

**DATOS GENERALES DEL PROYECTO**

**Solicitante** : CENTROMIN_PERU
**Proyecto** : Estabilidad del Depósito de Relaves-Bellavista
**Ubicación** : Casapalca_Huarochiri_Lima
**Responsable** : Laboratorio_Geotécnico_CISMID
**Fecha** : 20/06/02

# RESULTADOS

| n | y/H | Ky | Kmax/Umax | Kmax | Ky/Kmax | U/Kmax.g.To | U(cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.250 | 0.320 | 0.857 | 0.639 | 0.501 | 0.0383 | 38.961 |
| 2 | 0.500 | 0.245 | 0.593 | 0.442 | 0.554 | 0.0257 | 18.059 |
| 3 | 0.750 | 0.205 | 0.445 | 0.332 | 0.618 | 0.0176 | 9.270 |
| 4 | 1.000 | 0.185 | 0.353 | 0.263 | 0.703 | 0.0085 | 3.539 |

PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO POR MAKDISI Y SEED PARA CALCULAR LA ACELERACIÓN MÁXIMA EN LA CORONA Y PERÍODO NATURAL DE LA PRESA

# REPORTE GENERAL

**DATOS GENERALES DEL PROYECTO**

**Solicitante** : CENTROMIN_PERU
**Proyecto** : Estabilidad del Depósito de Relaves-Bellavista
**Ubicación** : Casapalca_Huarochiri_Lima
**Responsable** : Laboratorio_Geotécnico_CISMID
**Fecha** : 20/06/02

**DATOS DEL SISMO**

**Magnitud** : 7.5 Ms
**Aceleración Máxima** : 0.32 g
**Espectro Normalizado** : Lima - Perú (1974)

**Sección de la Presa** : No Uniforme

**CARACTERÍSTICAS DEL NÚCLEO**

**Material** : Arena
**Densidad** : 1.50 gr/cm³
**Vs** : 354.477 m/s
**Gb** : 1921.975 Kg/cm²
**IP** : 0 %

**CARACTERÍSTICAS DEL ESPALDÓN**

**Material** : Arena
**Densidad** : 1.60 gr/cm³
**Vs** : 438.921 m/s
**Gb** : 3143.199 Kg/cm²
**IP** : 0 %

# RESULTADOS

## Iteración 1

**G (1)** = 423.826 Kg/cm²
**Vs (1)** = 166.460 m/s²
**Umax (1)** = 1.935 g
**DCeq (1)** = 0.112 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,1) = 6.471 rad/s | T (1,1) = 0.971 s | U1max (1,1) = 0.468 g |
| W (2,1) = 13.334 rad/s | T (2,1) = 0.471 s | U2max (2,1) = 1.153 g |
| W (3,1) = 20.454 rad/s | T (3,1) = 0.307 s | U3max (3,1) = 1.070 g |
| W (4,1) = 27.741 rad/s | T (4,1) = 0.226 s | U4max (4,1) = 1.025 g |

## Iteración 2

**G (2)** = 120.702 Kg/cm²
**Vs (2)** = 88.833 m/s²
**Umax (2)** = 0.727 g
**DCeq (2)** = 0.118 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,2) = 3.453 rad/s | T (1,2) = 1.819 s | U1max (1,2) = 0.140 g |
| W (2,2) = 7.116 rad/s | T (2,2) = 0.883 s | U2max (2,2) = 0.302 g |
| W (3,2) = 10.916 rad/s | T (3,2) = 0.576 s | U3max (3,2) = 0.460 g |
| W (4,2) = 14.804 rad/s | T (4,2) = 0.424 s | U4max (4,2) = 0.454 g |

## Iteración 3

**G (3)** = 119.153 Kg/cm²
**Vs (3)** = 88.261 m/s²
**Umax (3)** = 0.723 g
**DCeq (3)** = 0.118 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,3) = 3.431 rad/s | T (1,3) = 1.831 s | U1max (1,3) = 0.139 g |
| W (2,3) = 7.070 rad/s | T (2,3) = 0.889 s | U2max (2,3) = 0.299 g |
| W (3,3) = 10.845 rad/s | T (3,3) = 0.579 s | U3max (3,3) = 0.457 g |
| W (4,3) = 14.709 rad/s | T (4,3) = 0.427 s | U4max (4,3) = 0.453 g |

# DEFORMACIONES PERMANENTES

**DATOS GENERALES DEL PROYECTO**

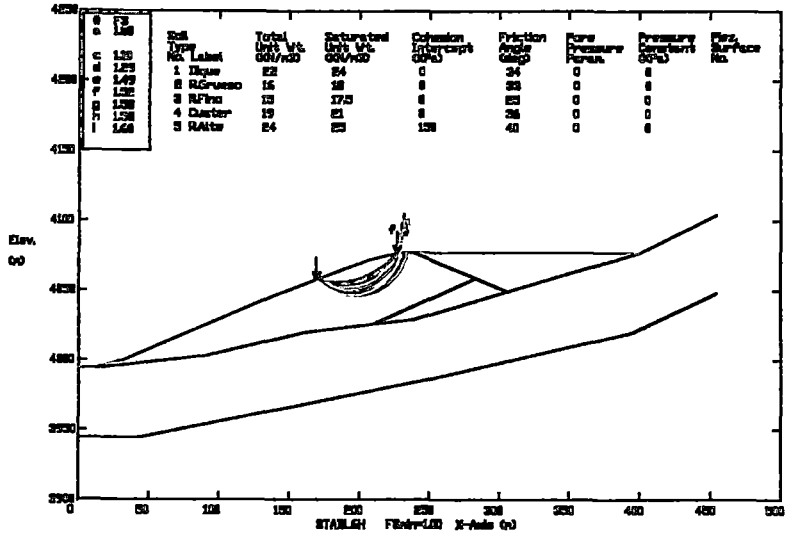
**Solicitante** : CENTROMIN_PERU
**Proyecto** : Estabilidad del Depósito de Relaves-Bellavista
**Ubicación** : Casapalca_Huarochiri_Lima
**Responsable** : Laboratorio_Geotécnico_CISMID
**Fecha** : 20/06/02

# RESULTADOS

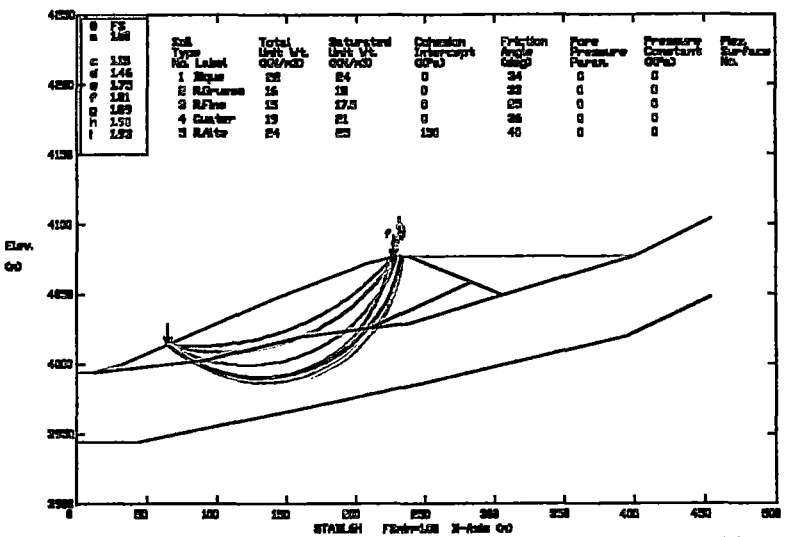
| n | y/H | Ky | Kmax/Umax | Kmax | Ky/Kmax | U/Kmax.g.To | U(cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.250 | 0.320 | 0.857 | 0.620 | 0.516 | 0.0315 | 35.061 |
| 2 | 0.500 | 0.245 | 0.593 | 0.429 | 0.571 | 0.0234 | 18.048 |
| 3 | 0.750 | 0.205 | 0.445 | 0.322 | 0.637 | 0.0151 | 8.706 |
| 4 | 1.000 | 0.185 | 0.353 | 0.255 | 0.725 | 0.0071 | 3.258 |

# CASO N°2

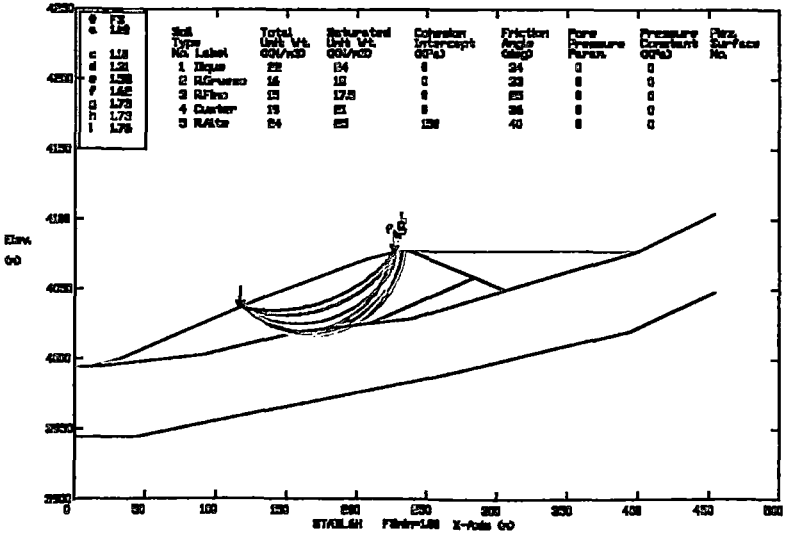
# DEPÓSITO DE RELAVES YAULIYACU NUEVO



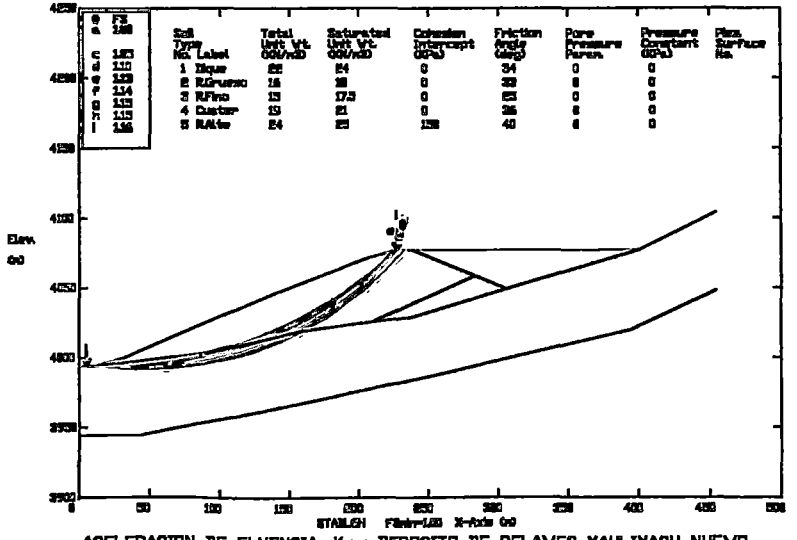
ACELERACION DE FLUENCIA, Ky : DEPOSITO DE RELAVES YAULIYACU NUEVO
TALUD AGUAS ABAJO : y/H=1/4 - PROGRAMA : STABL6H - Ky=0.360



ACELERACION DE FLUENCIA, Ky : DEPOSITO DE RELAVES YAULIYACU NUEVO
TALUD AGUAS ABAJO : y/H=3/4 - PROGRAMA : STABL6H - K y=0.265

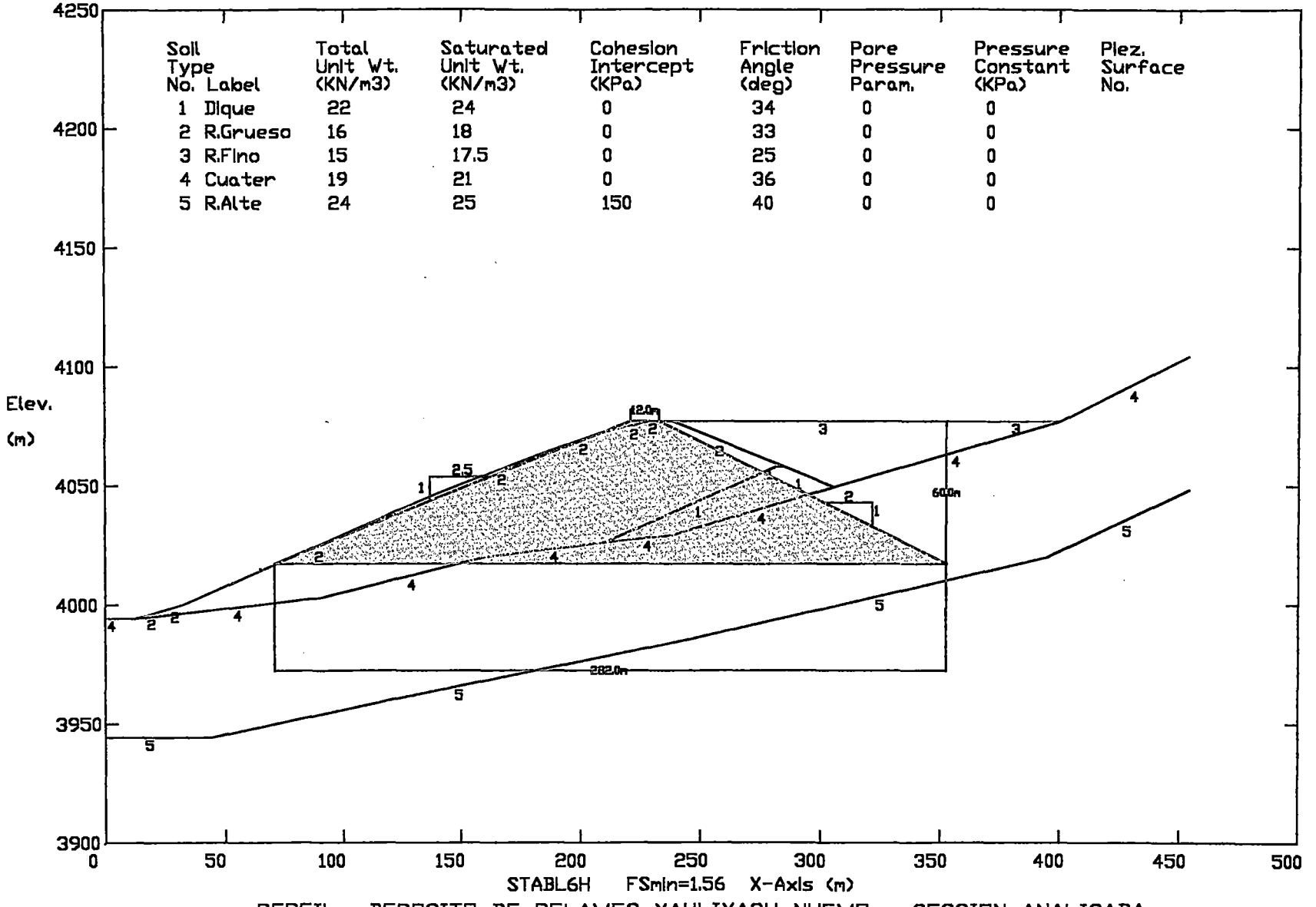


ACELERACION DE FLUENCIA, Ky : DEPOSITO DE RELAVES YAULIYACU NUEVO
TALUD AGUAS ABAJO : y/H=1/2 - PROGRAMA : STABL6H - K y=0.305



ACELERACION DE FLUENCIA, Ky : DEPOSITO DE RELAVES YAULIYACU NUEVO
TALUD AGUAS ABAJO : y/H=1 - PROGRAMA : STABL6H - K y=0.250

| Soil Type No. | Label | Total Unit Wt. (KN/m3) | Saturated Unit Wt. (KN/m3) | Cohesion Intercept (KPa) | Friction Angle (deg) | Pore Pressure Param. | Pressure Constant (KPa) | Piez. Surface No. |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Dique | 22 | 24 | 0 | 34 | 0 | 0 | |
| 2 | R.Grueso | 16 | 18 | 0 | 33 | 0 | 0 | |
| 3 | R.Fino | 15 | 17.5 | 0 | 25 | 0 | 0 | |
| 4 | Cuater | 19 | 21 | 0 | 36 | 0 | 0 | |
| 5 | R.Alte | 24 | 25 | 150 | 40 | 0 | 0 | |




PERFIL : DEPOSITO DE RELAVES YAULIYACU NUEVO - SECCION ANALISADA

PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO POR MAKDISI Y SEED PARA CALCULAR LA ACELERACIÓN MÁXIMA EN LA CORONA Y PERÍODO NATURAL DE LA PRESA

# REPORTE GENERAL

**DATOS GENERALES DEL PROYECTO**

**Solicitante** : CENTROMIN - PERU
**Proyecto** : Estabilidad del Depósito de Relaves Yauliyacu Nuevo
**Ubicación** : Casapalca_Huarochiri _ Lima
**Responsable** : Laboratorio Geotécnico _CISMID
**Fecha** : 20/06/02

**DATOS DEL SISMO**

**Magnitud** : 7.5 Ms
**Aceleración Máxima** : 0.32 g
**Espectro Normalizado** : Lima - Perú (1974)

**Sección de la Presa** : Uniforme Homogenea

**CARACTERÍSTICAS DE LA SECCIÓN**

**Material** : Arena
**Densidad** : 1.60 gr/cm³
**Vsmax** : 376.337 m/s
**Gmax** : 2310.756 Kg/cm²
**IP** : 0 %

# RESULTADOS

## Iteración 1

**G (1)** = 2310.756 Kg/cm²
**Vs (1)** = 376.337 m/s²
**Umax (1)** = 1.589 g
**DCeq (1)** = 0.064 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,1) = 15.138 rad/s | T (1,1) = 0.415 s | U1max (1,1) = 1.229 g |
| W (2,1) = 34.893 rad/s | T (2,1) = 0.180 s | U2max (2,1) = 0.756 g |
| W (3,1) = 54.903 rad/s | T (3,1) = 0.114 s | U3max (3,1) = 0.525 g |
| W (4,1) = 75.050 rad/s | T (4,1) = 0.084 s | U4max (4,1) = 0.407 g |

## Iteración 2

**G (2)** = 946.549 Kg/cm²
**Vs (2)** = 240.864 m/s²
**Umax (2)** = 0.947 g
**DCeq (2)** = 0.069 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,2) = 9.688 rad/s | T (1,2) = 0.649 s | U1max (1,2) = 0.547 g |
| W (2,2) = 22.332 rad/s | T (2,2) = 0.281 s | U2max (2,2) = 0.559 g |
| W (3,2) = 35.139 rad/s | T (3,2) = 0.179 s | U3max (3,2) = 0.416 g |
| W (4,2) = 48.034 rad/s | T (4,2) = 0.131 s | U4max (4,2) = 0.333 g |

## Iteración 3

**G (3)** = 905.740 Kg/cm²
**Vs (3)** = 235.615 m/s²
**Umax (3)** = 0.922 g
**DCeq (3)** = 0.069 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,3) = 9.477 rad/s | T (1,3) = 0.663 s | U1max (1,3) = 0.519 g |
| W (2,3) = 21.845 rad/s | T (2,3) = 0.288 s | U2max (2,3) = 0.549 g |
| W (3,3) = 34.373 rad/s | T (3,3) = 0.183 s | U3max (3,3) = 0.412 g |
| W (4,3) = 46.987 rad/s | T (4,3) = 0.134 s | U4max (4,3) = 0.332 g |

## Iteración 4

**G (4)** = 910.370 Kg/cm²
**Vs (4)** = 236.216 m/s²
**Umax (4)** = 0.924 g
**DCeq (4)** = 0.069 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,4) = 9.501 rad/s | T (1,4) = 0.661 s | U1max (1,4) = 0.521 g |
| W (2,4) = 21.901 rad/s | T (2,4) = 0.287 s | U2max (2,4) = 0.550 g |
| W (3,4) = 34.461 rad/s | T (3,4) = 0.182 s | U3max (3,4) = 0.412 g |
| W (4,4) = 47.107 rad/s | T (4,4) = 0.133 s | U4max (4,4) = 0.332 g |

# DEFORMACIONES PERMANENTES

**DATOS GENERALES DEL PROYECTO**

**Solicitante** : CENTROMIN - PERU
**Proyecto** : Estabilidad del Depósito de Relaves Yauliyacu Nuevo
**Ubicación** : Casapalca_Huarochiri _ Lima
**Responsable** : Laboratorio Geotécnico _CISMID
**Fecha** : 20/06/02

# RESULTADOS

| n | y/H | Ky | Kmax/Umax | Kmax | Ky/Kmax | U/Kmax.g.To | U(cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.250 | 0.360 | 0.857 | 0.792 | 0.455 | 0.0581 | 29.857 |
| 2 | 0.500 | 0.305 | 0.593 | 0.548 | 0.556 | 0.0254 | 9.010 |
| 3 | 0.750 | 0.265 | 0.445 | 0.411 | 0.644 | 0.0142 | 3.777 |
| 4 | 1.000 | 0.250 | 0.353 | 0.326 | 0.766 | 0.0046 | 0.976 |

PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO POR MAKDISI Y SEED PARA CALCULAR LA ACELERACIÓN MÁXIMA EN LA CORONA Y PERÍODO NATURAL DE LA PRESA

# REPORTE GENERAL

**DATOS GENERALES DEL PROYECTO**

**Solicitante** : CENTROMIN - PERU
**Proyecto** : Estabilidad del Depósito de Relaves Yauliyacu Nuevo
**Ubicación** : Casapalca_Huarochiri _ Lima
**Responsable** : Laboratorio Geotécnico _CISMID
**Fecha** : 20/06/02

**DATOS DEL SISMO**

**Magnitud** : 7.5 Ms
**Aceleración Máxima** : 0.32 g
**Espectro Normalizado** : Lima - Perú (1974)

**Sección de la Presa** : Uniforme No Homogenea

**CARACTERÍSTICAS DE LA SECCIÓN**

**Material** : Arena
**Densidad** : 1.60 gr/cm³
**Vs** : 439.796 m/s
**Gb** : 3155.751 Kg/cm²
**IP** : 0 %

# RESULTADOS

## Iteración 1

**G (1)** = 474.747 Kg/cm²
**Vs (1)** = 170.581 m/s²
**Umax (1)** = 2.103 g
**DCeq (1)** = 0.105 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,1) = 6.702 rad/s | T (1,1) = 0.938 s | U1max (1,1) = 0.470 g |
| W (2,1) = 13.773 rad/s | T (2,1) = 0.456 s | U2max (2,1) = 1.333 g |
| W (3,1) = 21.037 rad/s | T (3,1) = 0.299 s | U3max (3,1) = 1.052 g |
| W (4,1) = 28.443 rad/s | T (4,1) = 0.221 s | U4max (4,1) = 1.147 g |

## Iteración 2

**G (2)** = 137.556 Kg/cm²
**Vs (2)** = 91.821 m/s²
**Umax (2)** = 0.786 g
**DCeq (2)** = 0.109 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,2) = 3.607 rad/s | T (1,2) = 1.742 s | U1max (1,2) = 0.142 g |
| W (2,2) = 7.414 rad/s | T (2,2) = 0.848 s | U2max (2,2) = 0.340 g |
| W (3,2) = 11.324 rad/s | T (3,2) = 0.555 s | U3max (3,2) = 0.495 g |
| W (4,2) = 15.310 rad/s | T (4,2) = 0.410 s | U4max (4,2) = 0.487 g |

## Iteración 3

**G (3)** = 136.217 Kg/cm²
**Vs (3)** = 91.373 m/s²
**Umax (3)** = 0.785 g
**DCeq (3)** = 0.110 %

| Frecuencia Natural | Período Natural | Acel. Max. Corona |
|---|---|---|
| W (1,3) = 3.590 rad/s | T (1,3) = 1.750 s | U1max (1,3) = 0.142 g |
| W (2,3) = 7.378 rad/s | T (2,3) = 0.852 s | U2max (2,3) = 0.336 g |
| W (3,3) = 11.269 rad/s | T (3,3) = 0.558 s | U3max (3,3) = 0.495 g |
| W (4,3) = 15.236 rad/s | T (4,3) = 0.412 s | U4max (4,3) = 0.487 g |

# DEFORMACIONES PERMANENTES

**DATOS GENERALES DEL PROYECTO**

**Solicitante** : CENTROMIN - PERU
**Proyecto** : Estabilidad del Depósito de Relaves Yauliyacu Nuevo
**Ubicación** : Casapalca_Huarochiri _ Lima
**Responsable** : Laboratorio Geotécnico _CISMID
**Fecha** : 20/06/02

# RESULTADOS

| n | y/H | Ky | Kmax/Umax | Kmax | Ky/Kmax | U/Kmax.g.To | U(cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.250 | 0.360 | 0.857 | 0.672 | 0.535 | 0.0280 | 32.347 |
| 2 | 0.500 | 0.305 | 0.593 | 0.465 | 0.656 | 0.0127 | 10.160 |
| 3 | 0.750 | 0.265 | 0.445 | 0.349 | 0.759 | 0.0050 | 3.024 |
| 4 | 1.000 | 0.250 | 0.353 | 0.277 | 0.903 | 0.0006 | 0.292 |