

Artículo publicado en el Repositorio Institucional del IMTA

<i>Título</i>	Nuevo método de diseño sísmico para cortinas de tierra y enrocamiento, y de taludes.
<i>Autor / Adscripción</i>	Eduardo Botero Universidad Nacional Autónoma de México  Raúl Flores Berrones Instituto Mexicano de Tecnología del Agua  Miguel P. Romo Bogart C. Méndez Universidad Nacional Autónoma de México
<i>Publicación</i>	Tecnología y Ciencias del Agua, 2(3): 177-200
<i>Fecha de publicación</i>	2011
<i>Resumen</i>	Se presenta una descripción de algunos de los métodos bidimensionales tradicionales que se utilizan en la ingeniería práctica y de un nuevo método de análisis bidimensional para el diseño y la evaluación de la estabilidad de estructuras térreas, incluyendo cortinas de tierra y enrocamiento. Se plantea un nuevo método que cubre algunas de las deficiencias de los anteriores, lo cual conduce a modelaciones más apegadas a la física del problema. Finalmente, se entrega una serie de recomendaciones, a fin de contribuir a la mejoría de los diseños, y a disminuir la cantidad y magnitud de los daños que se llegarían a presentar como consecuencia de un evento sísmico.
<i>Identificador</i>	<a href="http://hdl.handle.net/123456789/1286">http://hdl.handle.net/123456789/1286</a>

# NUEVO MÉTODO DE DISEÑO SÍSMICO PARA CORTINAS DE TIERRA Y ENROCAMIENTO, Y DE TALUDES

• Eduardo Botero •  
*Universidad Nacional Autónoma de México*

• Raúl Flores-Berrones •  
*Instituto Mexicano de Tecnología del Agua*

• Miguel P. Romo • Bogart C. Méndez •  
*Universidad Nacional Autónoma de México*

## Resumen

Se presenta una descripción de algunos de los métodos bidimensionales tradicionales que se utilizan en la ingeniería práctica y de un nuevo método de análisis bidimensional para el diseño y la evaluación de la estabilidad de estructuras térreas, incluyendo cortinas de tierra y enrocamiento. Los métodos tratados en este artículo se enfocan al análisis de cortinas y taludes de mediana altura, que componen el vaso del embalse en regiones en las cuales el riesgo sísmico es intermedio y que no ameritan análisis en tres dimensiones por la geometría de la boquilla (en el caso de las cortinas), las características geológicas y la cercanía de sitios poblados. Para esto, se discuten los principales factores que influyen en la estabilidad de las laderas y los taludes de dichas estructuras, así como la información geotécnica, geológica y sísmica necesaria para la realización de los análisis de estabilidad. Posteriormente, se hace un recuento de los métodos que comúnmente se han utilizado para el cálculo de estabilidad de cortinas y laderas de acuerdo con la importancia de la obra, y se analizan las limitaciones de cada uno. Con base en estos análisis se plantea un nuevo método que cubre algunas de las deficiencias de los anteriores, lo cual conduce a modelaciones más apegadas a la física del problema. Este se aplica —en un problema hipotético— en el análisis de estabilidad de un talud aledaño a la cortina debido a que en estas zonas no siempre se realizan los estudios exploratorios suficientes y es necesario enfatizar el riesgo que se puede correr. Además, se presenta la comprobación de los resultados analíticos obtenidos con este método por medio de ensayos de laboratorio en mesa vibradora. Finalmente, se entrega una serie de recomendaciones, a fin de contribuir a la mejoría de los diseños, y a disminuir la cantidad y magnitud de los daños que se llegarían a presentar como consecuencia de un evento sísmico.

**Palabras clave:** cortinas de tierra y enrocamiento, análisis sísmico, estabilidad de laderas, mesa vibradora.

## Introducción

Como es bien sabido, amplias zonas del territorio nacional son consideradas como de riesgo sísmico medio a elevado. En estas áreas se han construido varias presas (y se siguen diseñando y construyendo) que presentan cortinas consti-

tuidas por tierra y/o enrocamiento. Si bien es muy bajo el porcentaje de presas que han fallado directamente por la acción de un sismo (3% en México y 7% en el mundo, según Torres, 1992), las causas indirectas de colapso o daño pueden ser varias, entre las cuales cabe señalar las siguientes: a) distorsión de la cortina producida

por el movimiento de una falla geológica; b) deslizamientos de los taludes de aguas arriba o abajo de la cortina; c) pérdida de bordo libre por los asentamientos experimentados durante el sismo; d) deslizamientos de la cortina sobre materiales débiles en su cimentación; e) falla por tubificación a través de las grietas formadas como consecuencia del temblor; f) desbordamiento del agua sobre la cortina por falla del vertedor u obra de toma; h) sobrepaso de la cortina por deslizamientos de taludes en el embalse de la presa, y f) licuación en la cimentación o en el corazón impermeable cuando en ellos existe algún depósito de material granular suelto susceptible a este tipo de fenómeno.

En este artículo se describen los métodos más utilizados en la práctica para analizar la estabilidad de las cortinas de tierra y enrocamiento, y estructuras térreas sujetas a movimientos sísmicos, así como para determinar las deformaciones correspondientes que se originan por este concepto. Además, se presenta un método de reciente desarrollo, que busca avanzar en el campo del conocimiento de la respuesta sísmica de taludes, el cual se aplica para un caso hipotético de un talud aledaño a una cortina, y se analiza la robustez del desarrollo respecto a ensayos en mesa vibradora realizados en el Laboratorio de Dinámica de Suelos del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM).

Inicialmente se mencionan los factores que influyen en la estabilidad de las laderas y terraplenes de tierra y/o enrocamiento durante la ocurrencia de un sismo severo, y los tipos de daño que se podrían observar después de dicho evento. Posteriormente, se presenta un procedimiento general de análisis donde se alude a la información requerida desde el punto de vista sísmico y geotécnico, en la cual se incluyen los parámetros dinámicos más relevantes de los suelos y su obtención mediante pruebas de campo y/o laboratorio. Al término del artículo se presentan varias recomendaciones preventivas encaminadas a

evitar o disminuir los daños o fallas de cortinas de tierra y enrocamiento, algunas medidas para verificar su seguridad y las conclusiones más relevantes del mismo.

### **Factores que influyen en la estabilidad de laderas y terraplenes**

*Geología del sitio.* El origen, tipo, estado de intemperismo, grietas y sistemas de juntas y discontinuidades de las rocas o suelos que constituyen la boquilla donde se pretende construir una cortina, así como la presencia de fallas geológicas activas o que han estado recientemente activas en la zona pueden ser determinantes del comportamiento de la estructura térrea al momento que actúan en ella las fuerzas sísmicas y gravitacionales.

*Sismicidad regional.* La determinación de la intensidad y el periodo de recurrencia de los sismos en la zona donde se ubica la cortina de la presa, junto con el origen y mecanismos de falla de dichos sismos, influyen directamente en las características de las fuerzas sísmicas que actúan sobre las laderas que forman una cortina y los taludes aledaños.

*Geometría del terraplén, ladera y boquilla.* La longitud, altura y tendido de los terraplenes, junto con los cambios de pendientes bruscos, y los anchos de corona y base, son factores que influyen en la estabilidad durante la vida de estos elementos. Además, la geometría de la boquilla, dependiendo de la altura, pendiente y separación de sus laderas, pueden influir de manera significativa en el comportamiento estático y en la respuesta sísmica de la cortina debido a la generación de efectos tridimensionales, los cuales pueden modificar el estado de esfuerzos y deformaciones.

*Presencia de agua.* La estabilidad de una cortina depende fundamentalmente de la resistencia al esfuerzo cortante de los materiales que la integran, la cual obedece (en materiales friccionantes), a su vez, a la magnitud de los

esfuerzos efectivos. Además de la presión hidrostática, se generarán presiones de poro adicionales debidas a la acción sísmica, lo que puede originar que la resistencia al corte se vea disminuida súbitamente al momento en que se incrementan los esfuerzos dinámicos producidos por el sismo. Además, la presencia de agua en una cortina puede producir fuerzas adicionales de filtración cuando la cortina está bajo un régimen de flujo establecido o de vaciado rápido. Esta presencia de agua también influye en los empujes hidrostáticos e hidrodinámicos que deben tomarse en cuenta en el análisis de estabilidad de un terraplén o ladera.

*Propiedades mecánicas de los materiales del terraplén y la cimentación.* Las características de permeabilidad, resistencia al corte y compresibilidad de estos materiales tienen especial importancia al momento de la ocurrencia de un sismo. En el caso de un terraplén, tales características dependen en gran parte de la manera en que fue realizado el proceso de compactación, especialmente en el control del contenido de agua, los espesores de capa, la energía aplicada y la realización de terraplenes de prueba previos a la construcción para la determinación de dichos parámetros. En el caso de la cimentación, se puede presentar el fenómeno de licuación si se tiene la presencia de uno o más estratos de arena suelta. La existencia de un estrato blando de arcilla en la cimentación, por otro lado, puede generar planos de deslizamiento en la cortina o amplificación de los movimientos sísmicos en la corona (lo cual depende en gran medida del espesor de dicho estrato). Es importante tomar en cuenta que estas propiedades de los suelos o rocas, que constituyen el terraplén o su cimentación, pueden cambiar con el tiempo, principalmente por la presencia de agua, intemperismo y cambios físico-químicos de los materiales (Mitchell, 2004).

*Nivel del embalse.* La situación más crítica en la estabilidad de una ladera o un terraplén,

por la ocurrencia de un sismo se podría presentar cuando el embalse está en su máxima capacidad, ya que es la condición que induce mayores esfuerzos cortantes debido al empuje hidrostático, los cuales se superponen a los inducidos por la acción del sismo; además, puede ocasionar mayores presiones de poro, que se traducen en disminuciones de la resistencia de los materiales.

### Procedimiento de análisis

En el procedimiento de análisis, lo primero que debe definirse es el ambiente sísmico bajo el cual se desea asegurar que la presa no fallará. Para esto, la Comisión Internacional de Grandes Presas (ICOLD) recomienda en su Boletín 72 (ICOLD, 1989) tomar en cuenta sismos con dos niveles de severidad antes de diseñar una presa: 1) el sismo máximo creíble y 2) el sismo de operación. El primero corresponde al temblor hipotético que produce el movimiento más severo del terreno en el sitio de la presa, ya sea causado por una fuente o el efecto combinado de varias de ellas. El sismo máximo creíble se define, generalmente, como el límite superior de la magnitud esperada en la provincia tectónica que afecta al sitio específico. Para la evaluación de este sismo se puede seguir un procedimiento determinista o probabilista, y corresponde a un periodo de retorno de 10 000 años. Por otra parte, el de operación representa el máximo nivel de excitación que pueda esperarse que ocurra en el sitio de la presa durante su vida económica, la cual se considera usualmente de unos doscientos años. Una descripción del detalle que debe seguirse para definir el sismo de diseño se puede ver en Esteva (2005).

El siguiente paso es definir la metodología del análisis, en función de la magnitud y relevancia de la presa, etapa del diseño (preliminar o definitivo) y, desde luego, el riesgo que implique la falla de la cortina. Es precisamente esta metodología la que se describirá más adelante, en función de los métodos existentes y de la aproximación deseada en el análisis.

## Información requerida en el análisis

**Ambiente sísmico.** Independientemente del método seleccionado para revisar la estabilidad de una cortina de tierra o enrocamiento, se requiere de la siguiente información del sismo de diseño o máximo esperado: aceleración y velocidad máxima del terreno, aceleración espectral (respuesta de las estructuras en función de su periodo o frecuencia natural de vibración), magnitud, distancia epicentral, fuentes sísmicas, periodo de retorno de los eventos y los acelerogramas más representativos. Parte de esta información se puede obtener a partir de los registros de los acelerógrafos instalados en diversas regiones de la república mexicana y haciendo uso de las leyes de atenuación publicadas por varios investigadores (Esteve, 2005; Crouse, 1991). De no existir información instrumental suficiente y confiable, se puede recurrir a la generación de sismos sintéticos con base en las características sismológicas generales del sitio y de la región, como son el tipo de fuentes sísmicas, la distancia estimada a éstas, el periodo de retorno y la magnitud máxima esperada, entre otras.

**Aspectos geológicos.** Desde el punto de vista de riesgos geológicos, se debe prever la ocurrencia de fallas superficiales, la inducción de sismicidad por el efecto del primer llenado del embalse, licuación de arenas en la cimentación y/o en el cuerpo de la cortina, y la existencia de deslizamientos en los taludes de las laderas alrededor del embalse o de la cortina misma.

**Propiedades de los materiales.** En lo que se refiere al terreno donde se ubicará la presa, en particular la cortina, es indispensable conocer al menos los siguientes parámetros:

- El módulo dinámico  $G$ , definido como la pendiente de la secante entre dos puntos de la curva dinámica esfuerzo-deformación cortante (figura 1), disminuye a medida que el nivel de deformación aumenta. Donde  $\tau$  es el esfuerzo cortante;  $\gamma$ , la deformación

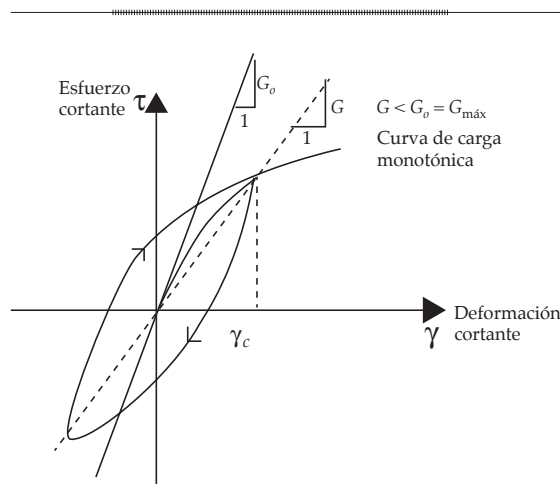


Figura 1. Curva esfuerzo-deformación cortante.

de cortante;  $G_0$ , el módulo de corte de referencia;  $G_{máx}$ , el máximo módulo de corte, y  $\gamma_c$  corresponde a la deformación de corte para  $G_{máx}$ . La figura 2a muestra la variación de este módulo con el nivel de la deformación cortante  $\gamma_c$ , tanto para el caso de los suelos granulares como arcillosos, donde  $I_p$  es el índice de plasticidad y  $\sigma_0$  es el esfuerzo confinante efectivo. Dicho módulo representa la rigidez del suelo y es función principalmente de los esfuerzos efectivos de confinamiento y de la relación de vacíos. De hecho, existen varias correlaciones semiempíricas y gráficas que permiten estimar el valor de  $G_{máx}$  y  $G$ , correspondientes al nivel de deformaciones esperado en el sitio (Hardin *et al.*, 1970). Para la obtención de los módulos de manera más aproximada es recomendable realizar pruebas de laboratorio y de campo (ver ASTM, 1994).

- a) El amortiguamiento histerético  $D$ , que representa la pérdida de energía durante cada ciclo de carga y que se define en términos del área que comprende cada ciclo. Este amortiguamiento aumenta a medida que se incrementa el nivel de las deformaciones y, como se observa en la

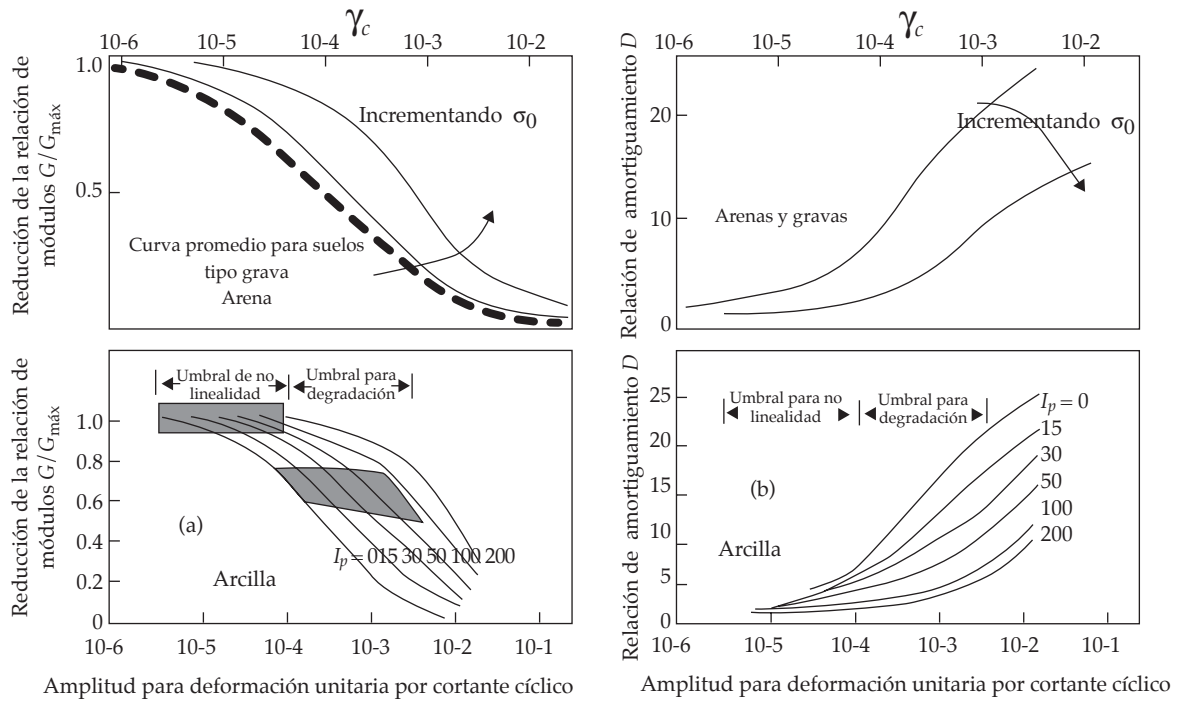


Figura 2. Variación del módulo dinámico  $G$  y la relación de amortiguamiento, en función del nivel de deformaciones esperado (Ishihara, 1996).

figura 2b, es también función principalmente de los esfuerzos efectivos en el caso de las arenas y del índice de plasticidad en cuanto a las arcillas. En la referencia ASTM (1994) se describen detalles de las pruebas a través de las cuales se obtiene este amortiguamiento, al cual se debe agregar el amortiguamiento geométrico debido a la disipación de energía a medida que las ondas sísmicas se alejan del epicentro; este último amortiguamiento es del orden del 5% respecto al crítico.

- b) En el caso de las arcillas, se debe tomar en cuenta el efecto dinámico de la resistencia al corte respecto al de la resistencia en condiciones estáticas. La figura 3 muestra que la resistencia dinámica es mayor que la estática si el número de ciclos que se aplica a una muestra de suelo es muy pequeño, pero que a medida que el número de ciclos aumenta, sobre todo si los esfuerzos se

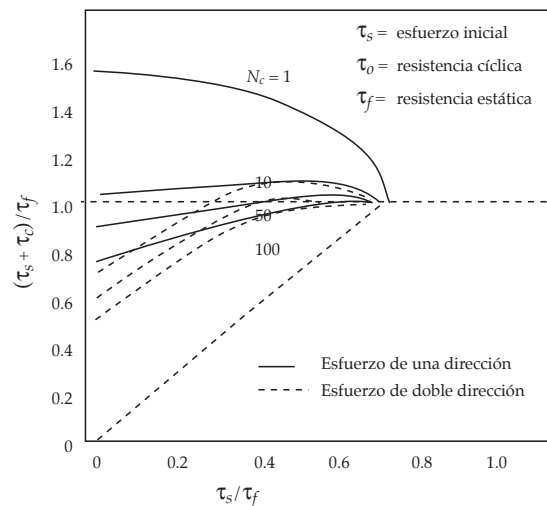


Figura 3. Relación entre resistencias cíclica y estática, y esfuerzo cortante inicial en las arcillas.

aplican en doble dirección, la resistencia dinámica es menor a la estática;  $N_c$  es el número de ciclos de carga.

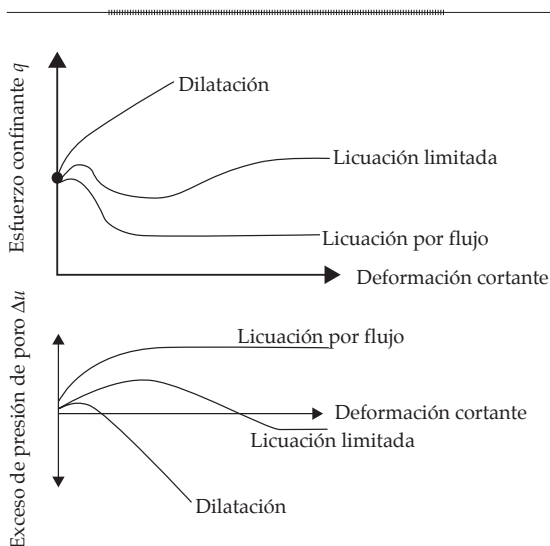


Figura 4. Diferentes comportamientos esfuerzo-deformación-presión de poro.

c) En el caso de arenas, es importante considerar la susceptibilidad a la licuación en función del estado de compacidad relativa de la arena. La figura 4 muestra las curvas esfuerzo-deformación y las correspondientes presiones de poro *versus* deformación para el caso de arenas densas, medianamente compactas (licuación limitada) y sueltas (licuación por flujo). Este fenómeno de licuación, como ya se mencionó, puede ocurrir en el cuerpo de la cortina o en su cimentación.

### Métodos tradicionales de análisis en el diseño sísmico de cortinas de tierra y enrocamiento

Los métodos más comunes que se han venido utilizando y aún son vigentes en función del riesgo sísmico que se considera de una cortina de acuerdo con su importancia y de la aproximación del análisis que se desea obtener son los siguientes: a) método pseudoestático o de equilibrio límite; b) método de Newmark; c) método de Makdisi y Seed, y d) elemento finito. A continuación se hace una breve descripción de cada uno de estos procedimientos de análisis.

**Método pseudoestático.** Este método consiste en analizar la estabilidad de un terraplén, considerando una fuerza proporcional al peso ( $W$ ) de la cuña de deslizamiento, la cual se aplica horizontalmente en el centro de gravedad de dicha cuña.

El coeficiente por el cual se debe multiplicar el peso de la cuña para obtener la fuerza horizontal se le conoce como coeficiente sísmico ( $k$ ); su valor se determina según varios criterios. Uno de estos es el que considera el coeficiente igual a la aceleración máxima esperada del terreno en el sitio; otro es asignar un porcentaje de ese valor máximo según la sismicidad de cada región, y el tercero es hacerlo variar en función de la altura y de los modos de vibración del terraplén; en este último caso se puede tomar, como valor del coeficiente sísmico, uno de los siguientes:

$$k = [k_n]_{\text{máx}} \quad (1)$$

$$k = [\sum (k_n)_{\text{máx}}]^{1/2} \quad (2)$$

donde  $(k_n)_{\text{máx}}$  es el coeficiente sísmico máximo correspondiente al modo "n" de vibración. La figura 5 muestra un resumen de estos criterios y Seed (1972) amplía el detalle de la selección del coeficiente sísmico según estos criterios.

*El método de Newmark (1965)* consiste en considerar a la cuña potencial como un bloque rígido deslizante sobre un talud cuya base está sujeta a una fuerza dinámica.

En este método se considera que la aceleración de fluencia obliga a que el bloque se mueva hacia abajo o hacia arriba, de manera que a través de una integración doble de dicha aceleración se puedan determinar los desplazamientos permanentes del bloque (ver figura 6), donde  $K_y$  corresponde a la aceleración de fluencia. La aceleración de fluencia se ha determinado tradicionalmente mediante pruebas de corte directo o triaxial en el laboratorio, en muestras representativas del

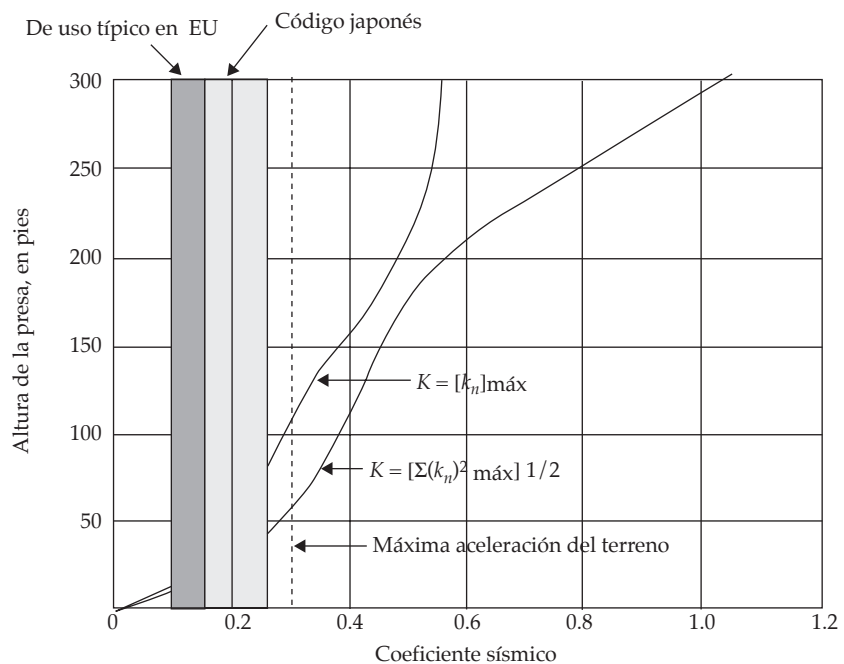


Figura 5. Coeficiente sísmico según varios criterios (Seed, 1972).

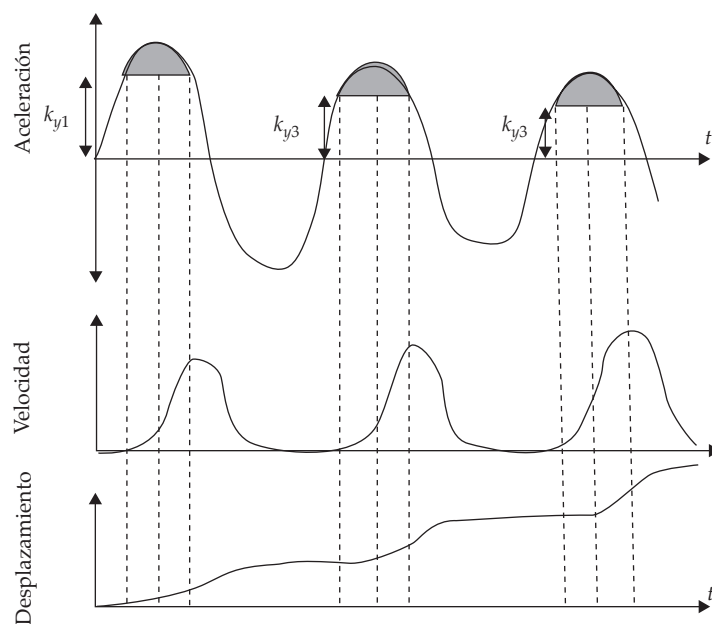


Figura 6. Determinación de los desplazamientos utilizando el método de Newmark (1965).



terraplén. A través de este método se obtiene la siguiente expresión, que proporciona el desplazamiento "D" de la cuña deslizando:

$$D = V^2 / 2Ng \left\{ (1-N)/A \right\}^2 \quad (3)$$

Donde  $V$  es la velocidad máxima del terreno;  $A$ , la aceleración máxima del terreno;  $N$ , el coeficiente de fluencia obtenido de un análisis de estabilidad, y  $g$  es la aceleración de la gravedad.

*Método de Makdisi y Seed (1978).* Este método hace uso del concepto de Newmark, pero considera la cuña deslizando como flexible y la aceleración de fluencia como función de la geometría del terraplén, la resistencia del material y la localización de la cuña deslizando. Los pasos que se siguen para este método son los siguientes:

1. Utilizando una gráfica como la mostrada en la figura 7, obtenida experimentalmente

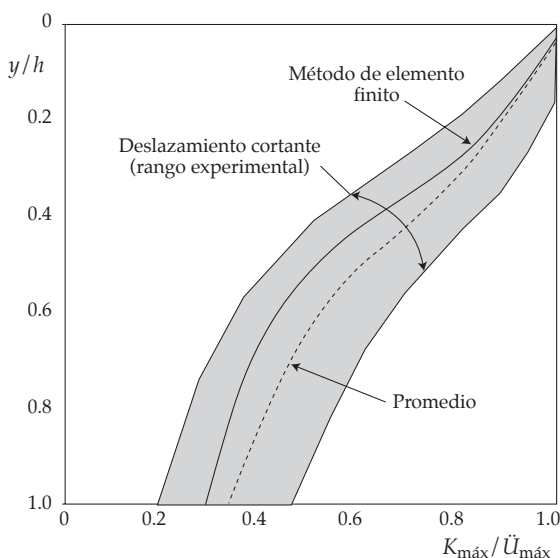


Figura 7. Gráfica para determinar  $k_{m\acute{a}x}$  usando el método de Makdisi-Seed (1978).

mediante un procedimiento que considera el terraplén como una viga cortante o mediante el método del elemento finito, se determina el valor máximo del coeficiente sísmico ( $k_{m\acute{a}x}$ ), correspondiente a la profundidad media de la masa deslizando. En la figura,  $\ddot{u}_{m\acute{a}x}$  es la aceleración máxima determinada en la corona,  $Y$  es la altura del centro de gravedad de la cuña deslizando y  $h$  es la altura del terraplén.

2. De un análisis de estabilidad del terraplén se determina la aceleración de fluencia  $k_y$ , el cual corresponde al coeficiente sísmico que produce un factor de seguridad del terraplén igual a la unidad. La figura 8 muestra una gráfica a través de la cual se obtiene este parámetro para las presas La Villita ( $k_y = 0.33$ ) y El Infiernillo ( $k_y = 0.19$ ).
3. En función de la magnitud del sismo de diseño ( $M$ ) y la relación de los coeficientes  $k_y / k_{m\acute{a}x}$ , en una gráfica como la mostrada en la figura 9, se determina el desplazamiento  $U$  del terraplén, normalizado respecto al producto  $k_{m\acute{a}x} \cdot g \cdot T_o$ , donde  $k_{m\acute{a}x}$  es el coeficiente sísmico máximo y  $T_o$  es el periodo natural de la cortina.

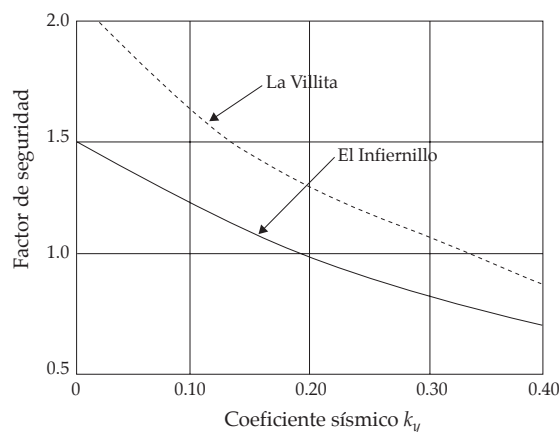


Figura 8. Correlación entre los factores de seguridad y el coeficiente sísmico  $k_y$  (aceleración de fluencia).

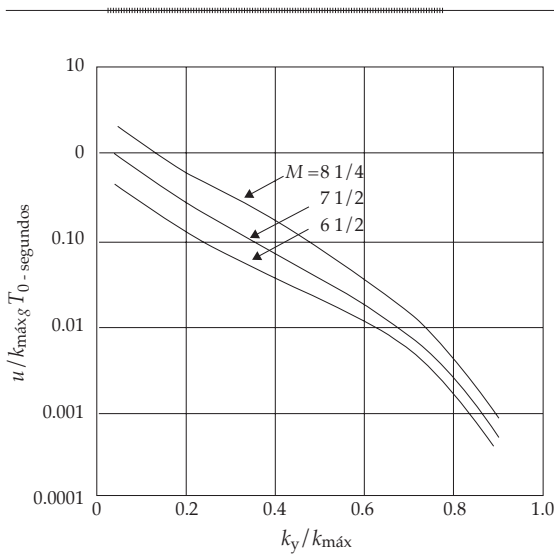


Figura 9. Gráfica para determinar el desplazamiento U en función de  $k_y$ .

**Método del elemento finito.** Este método permite determinar, a partir del estado inicial de esfuerzos en un terraplén, los esfuerzos y deformaciones que se generarían a partir de la ocurrencia de un sismo. El análisis se inicia subdividiendo el terraplén en elementos suficientemente pequeños como para determinar los esfuerzos y las deformaciones máximos que produce un sismo en cualquier parte del

terraplén. El tamaño de los elementos se define en función de la máxima frecuencia que se desea incluir en el análisis y la velocidad de onda de cortante mínima de los materiales que integran la cortina (Romo *et al.*, 1981a y 1981b).

Los pasos que se siguen en este método son los siguientes:

1. Calcular la distribución inicial de esfuerzos en el modelo antes del sismo.
2. Seleccionar el sismo de diseño y determinar el movimiento del terreno en la base de la cortina y su cimentación.
3. Determinar las propiedades dinámicas de los materiales de la cortina, considerando la variación de dichas propiedades en función del nivel de esfuerzos normales octaédricos.
4. Calcular la respuesta dinámica de la cortina ante el movimiento sísmico seleccionado en la base.

Aunque es común hacer los análisis de elemento finito en dos dimensiones debido a la disponibilidad de tiempo, recursos, grado de aproximación necesaria del análisis, complejidad del problema y relevancia de la estructura, es importante tomar en cuenta que, para ciertas geometrías, dimensiones de la boquilla e importancia de la obra, los efectos

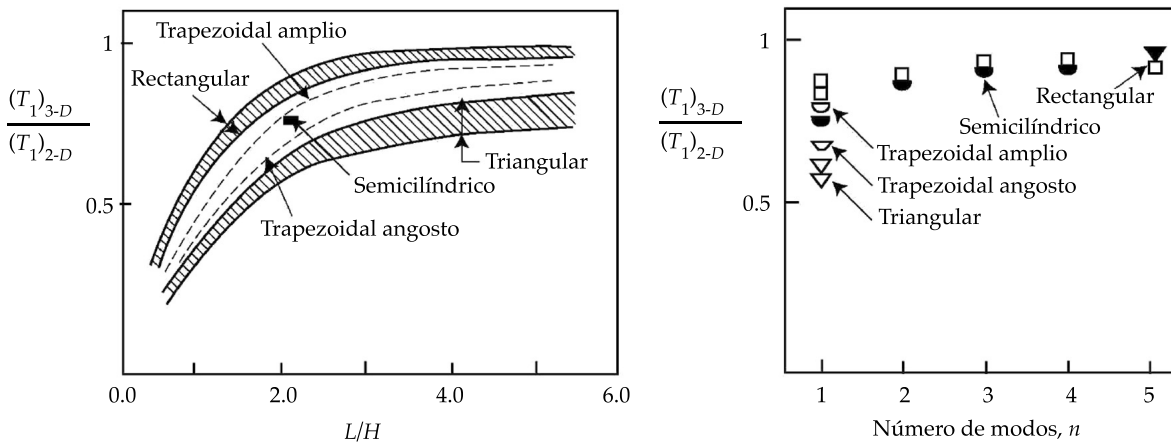


Figura 10. Periodo fundamental de vibración para cortinas (Gazetas, 1987).

tridimensionales pueden ser significativos. La figura 10 muestra el efecto del cambio del periodo fundamental ( $(T_{1,3-D})/(T_{1,2-D})$ ), en función de la relación longitud/altura ( $L/H$ ) y de la geometría de la cortina, así como del número de modos de vibración considerados para este tipo de análisis.

### Desarrollos recientes

En el cuadro 1 se presenta un resumen de los aspectos generales que consideran cada uno de los métodos descritos en los incisos anteriores. Como se puede observar, existen limitaciones importantes en cada método para el análisis de la estabilidad de cortinas de tierra y enrocamiento sujetas a movimientos sísmicos.

Debido a las limitaciones descritas, recientemente Botero propuso un método que parte de un enfoque diferente del problema de estabilidad de estructuras térreas, con el cual busca eliminar algunas de las limitaciones de los métodos comentados mediante la formulación de un procedimiento dinámico de análisis no lineal bidimensional. Su formulación con elementos discretos de tipo Voigt permite modelar cualquier tipo de geometría y distribución estratigráfica de los materiales que constituyen la geoestructura (figura 11). El método es aplicable a los análisis de estabi-

lidad de los taludes que componen las cortinas y los que conforman el vaso.

Las principales características del método propuesto son:

- Modela la estructura del terraplén como un cuerpo flexible, cuya masa y geometría se distribuyen en elementos discretos.
- Incluye el efecto no lineal de los materiales constitutivos del terraplén.
- Los análisis se realizan en el dominio del tiempo.
- Permite considerar la variación espacial y temporal del coeficiente de fricción en la interfaz de deslizamiento.
- Toma en cuenta el efecto de los modos de vibración de la cortina, la presencia de grietas, los efectos cinéticos y el empuje hidrostático.
- Permite estimar el espectro de desplazamiento del talud.

### Validación del método de análisis propuesto

Inicialmente se realiza la comparación para el caso de un cuerpo rígido y otro flexible, de un grado de libertad, usando como referencia al método de Newmark, debido a que éste fue uno de los primeros en ser formulados y

Cuadro 1. Limitaciones de los métodos tradicionales.

Métodos Limitaciones	Seudo- estático	Newmark	Makdisi- Seed	Elemento finito 2D
Cuña deslizante considerada rígida	X	X		
Consideración de sólo un pulso dinámico	X			
Resistencia del suelo considerada constante durante la ocurrencia del sismo	X	X	X	
Coeficiente de fricción cinética constante e igual a la fricción estática	X	X	X	X
La aceleración de fluencia es constante a lo largo de la superficie de deslizamiento	X	X	X	X
Suponer una superficie de falla única	X	X	X	
No tomar en cuenta los modos superiores de vibración	X	X	X	
No considerar las tres componentes del sismo	X	X	X	X

además ha sido ampliamente utilizado. Para el análisis con el modelo teórico propuesto se toma un sistema de un grado de libertad con un periodo cercano a cero segundos, sin incluir el efecto de la aceleración cinética, considerando los materiales elásticos y sin utilizar ninguno de los otros parámetros mencionados en el párrafo anterior. En este ejemplo, el sistema se excita con una onda senoidal con periodo de 2.4 s.

En la figura 12 se puede observar que las historias de desplazamientos relativos cal-

culados mediante Newmark y el modelo teórico rígido son muy similares. Ahora, si se toma un sistema con cierto grado de flexibilidad que represente una estructura con una altura diferente o con una variación de las propiedades de los materiales (i.e.,  $T = 2.4$  s), se observa una discrepancia significativa en la variación y magnitud de los desplazamientos. Con base en estos resultados se puede argüir que el método de Newmark, en ciertos casos, proporciona el límite inferior de los desplazamientos potenciales inducidos por

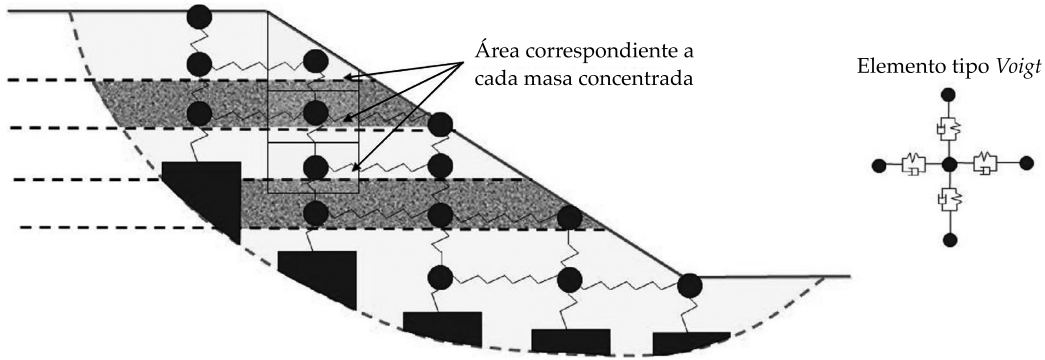


Figura 11. Método propuesto.

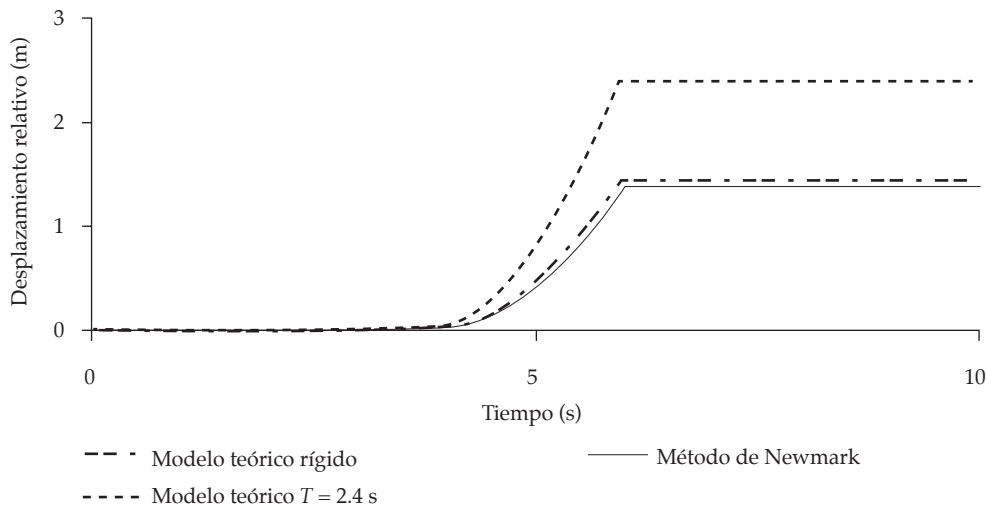


Figura 12. Comparación entre el método de Newmark y el modelo propuesto.

sismos, lo cual podría llevar a importantes subestimaciones de los desplazamientos relativos que se presentarán en la realidad.

*Modelo de referencia.* Para los siguientes análisis de respuesta sísmica se plantea un modelo básico que sirve de comparación para la determinación de la influencia de cada una de las nuevas características de cálculo implementadas.

En la figura 13 se presenta un ejemplo hipotético de la modelación de un talud ubicado en una zona aledaña a la cortina, antes de la etapa llenado del embalse, y el cual es susceptible de sufrir deslizamiento o colapso a lo largo del plano de deslizamiento, cuya inclinación es de  $8^\circ$ . Sus características geométricas son 70 m de altura y 280 m de largo. Los coeficientes de fricción estática y cinética son iguales, con un valor de 0.363, y un factor de seguridad estática de 2.58. Para el modelo inicial, que servirá de talud de referencia, no se tiene en cuenta el retraso en el arribo de las ondas y las vibraciones fuera de fase. Además, no se permite la formación de grietas entre las secciones de suelo ni se considera el efecto de la aceleración cinética de la cuña deslizante, y los materiales constitutivos tienen un comportamiento elástico lineal ante carga cíclica. Los resultados se presentan en términos

de espectros de desplazamiento permanentes (EDPs, la explicación detallada de este nuevo concepto se encuentra en Botero, 2004).

En la figura 14a se aprecia claramente la generación de desplazamientos en los apoyos de las secciones en la zona comprendida por la corona del talud. De la sección 3 a la 6 (figura 14a), los desplazamientos permanentes se incrementan, alcanzándose el máximo en la sección 6. A partir de ésta se inicia un decremento paulatino. Estos resultados indican que dada la magnitud de los desplazamientos permanentes calculados, la resistencia al corte se ha movilizado totalmente en la zona comprendida, aproximadamente, entre las secciones 3 y 10 (figuras 14a y b), para los periodos de 1.8 a 3.0 s, por lo que la estabilidad del talud sólo depende de las secciones inferiores. Estos resultados sugieren la generación de daños significativos entre las secciones 3 y 6. Es importante notar que el pico de los EDPs coincide con el periodo dominante del sismo.

*Influencia de la variación del coeficiente de fricción cinética.* En este ejercicio se toma el talud del numeral anterior y supone una disminución del coeficiente de fricción cinética en 10% respecto a la estática, lo cual podría deberse a factores externos, como lubricación de las

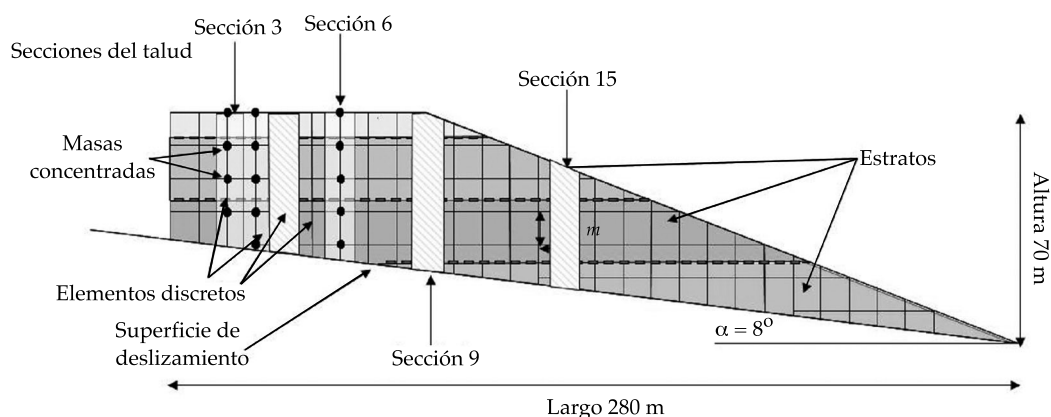


Figura 13. Modelo de talud usado como ejemplo.

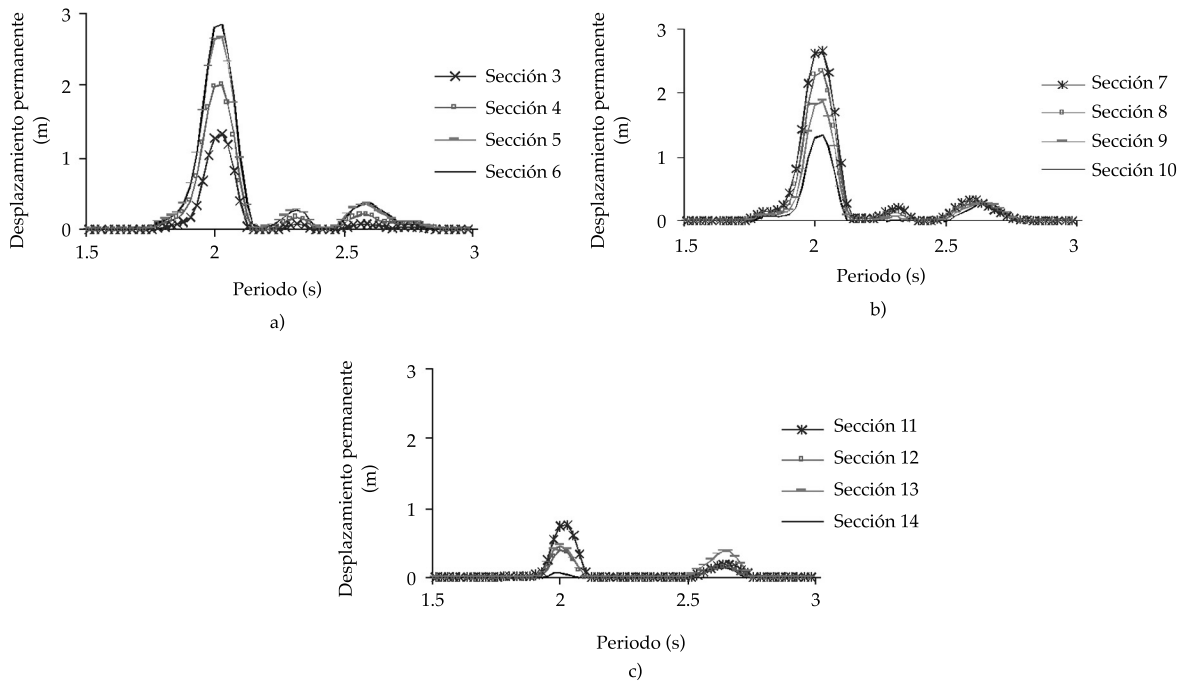


Figura 14. Espectros de desplazamientos permanentes (EDPS).

superficies en contacto por presencia de agua o también por el nivel de incertidumbre que se podría tener respecto a las propiedades de los materiales, por lo cual el coeficiente se modifica a 0.325 y el factor de seguridad estática es de 2.58. Se considera que al momento de presentarse la movilización de alguna de las secciones, el coeficiente (de fricción) cinético disminuirá a esta magnitud y permanecerá constante durante el deslizamiento. Cuando éste cese, el coeficiente de fricción que se usa es de nuevo el correspondiente a la fricción estática. Este ciclo puede repetirse hasta que finalice la excitación.

En la figura 15 se aprecia un incremento en la magnitud de los desplazamientos de alrededor de un 8%, con respecto al talud de referencia, en las secciones 3 a 13 (figura 15a- c), siendo el máximo incremento en la sección 6. Debe notarse que no obstante que las magnitudes de los desplazamientos permanentes se incrementan en todas las

secciones, las formas de los EDPs se mantienen prácticamente invariables.

*Influencia del incremento en la pendiente de la superficie de falla del talud.* Para estimar el efecto de la pendiente del talud, ésta se incrementa de 8 a 9°. Este tipo de variaciones en la inclinación de las fallas es factible que ocurra debido a las imprecisiones propias de los sondeos geotécnicos y a que estas superficies en múltiples ocasiones se caracterizan por el promedio de sus propiedades y de su inclinación. Finalmente, la fricción estática es de 0.363, el factor de seguridad estática de 2.29 y los demás parámetros se mantienen constantes.

En la figura 16 se observan incrementos del orden de un 8% en la magnitud de los desplazamientos y, al igual que en los casos anteriores, el máximo desplazamiento se encuentra ubicado en la sección 6 (figura

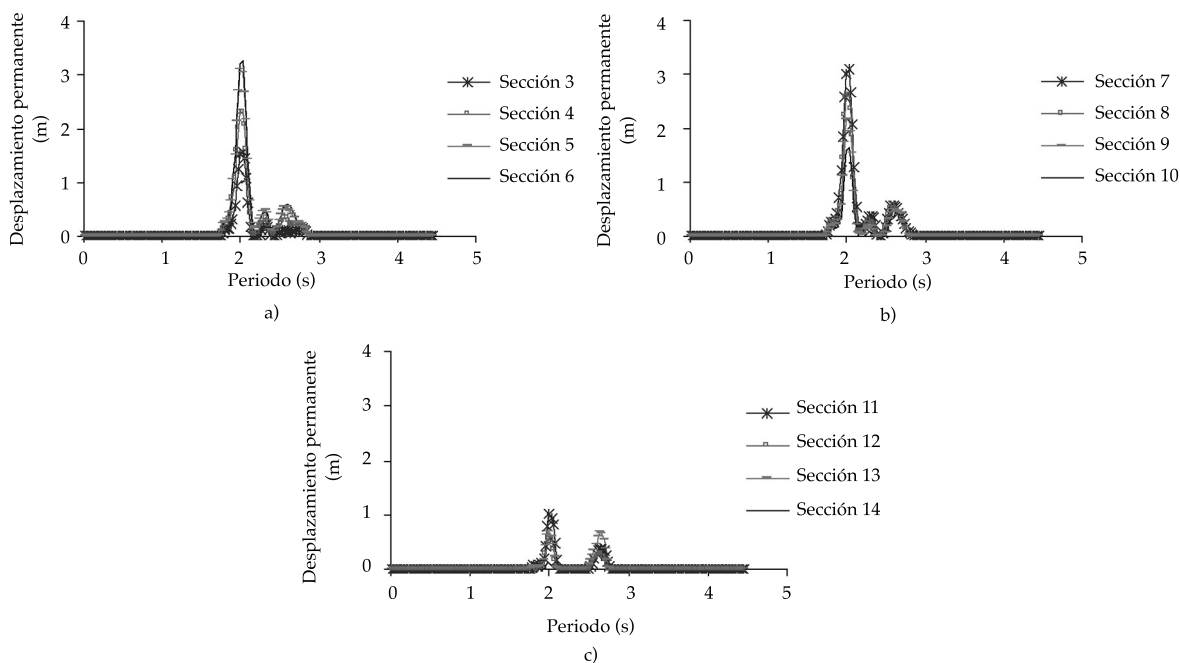


Figura 15. Efecto de la fricción cinética en los EDPs.

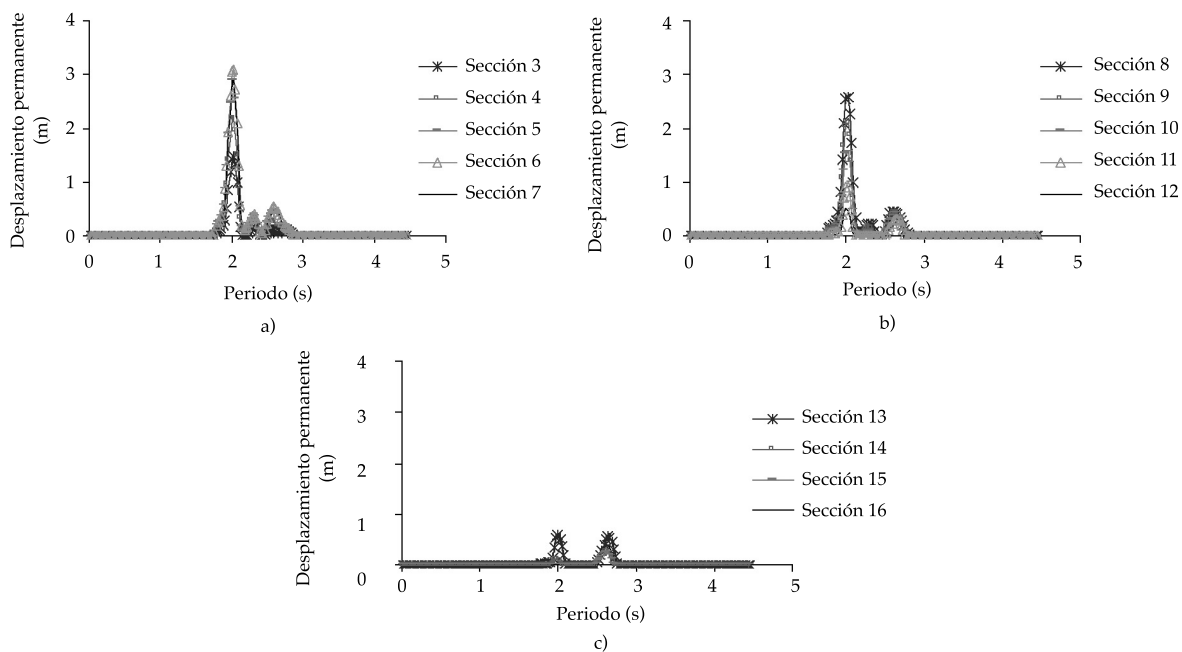


Figura 16. Efecto de la pendiente de la superficie de falla en los EDPs.

16a). Estos resultados muestran las zonas que inciden de manera determinante en la falla del talud, lo cual es congruente con la disminución del coeficiente de seguridad estática, al incrementarse la pendiente de la superficie de falla. Como era de esperarse, al reducir la pendiente de la superficie de falla, las amplitudes de los EDPs disminuyen acordeamente.

*Respuesta no lineal de los materiales constitutivos del talud.* Este tipo de análisis se usa para sismos de intensidad tal que induzcan efectos no lineales en los materiales que componen la cortina. El factor de seguridad estático fue de 2.58.

En la figura 17a se observa que la sección donde ocurren los desplazamientos máximos es la quinta en lugar de la sexta, como ocurrió en los casos anteriores. Posteriormente, las magnitudes de los desplazamientos disminuyen hasta en un 200%, conservándose, en algunas secciones, la máxima amplitud de

los EDPs en el periodo dominante del sismo, mientras que en otras secciones se observa un leve corrimiento de éstos hacia los periodos cortos. También, las formas espectrales presentan una variación más irregular.

El cambio en el módulo de rigidez y amortiguamiento crítico ocasiona que a medida que los materiales se degradan, el talud en general y cada una de las secciones en particular, de acuerdo con la sollicitación a la que se ven sometidas, cambian de manera importante su respuesta, produciendo una disminución significativa en la magnitud de los desplazamientos. Esto se desprende de las secciones que presentan un decremento (con respecto a los casos anteriores) en la magnitud del desplazamiento pico (2.0 s para los casos anteriores). En este caso, los efectos se magnifican por la coincidencia de los periodos dominantes del sismo y de las diferentes secciones del talud. La degradación de los materiales se presenta de manera más rápida y el periodo de la sección cambia a periodos

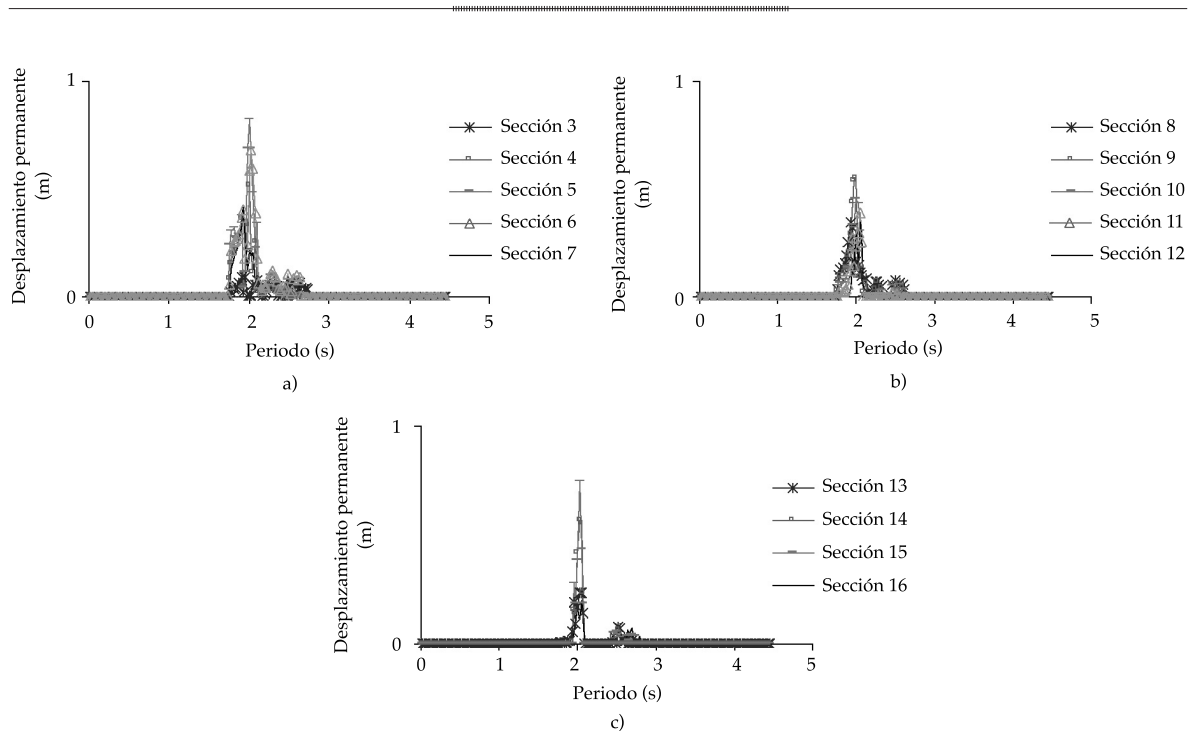


Figura 17. Efectos del comportamiento no lineal del suelo en los EDPs.



correspondientes a materiales menos rígidos y con mayor amortiguamiento.

*Análisis del efecto de la aceleración cinética en el talud.* Para evaluar el efecto de este parámetro, se implementó la rutina para calcular la aceleración cinética de la masa deslizante. Este enfoque se considera válido debido a que un talud de estas características presentará flexibilidad, la cual influenciará los modos de vibración y la duración de los periodos de deslizamiento, los cuales, finalmente, afectarán la respuesta global. El factor de seguridad estático fue de 2.58 (talud de referencia), manteniendo constantes las demás características.

En la figura 18 se aprecian incrementos de alrededor de 30% en la magnitud de los desplazamientos para las secciones donde ocurrieron los mayores desplazamientos en los casos anteriores (secciones 5 a 7, figura 18a) e incrementos hasta del 100% en las secciones vecinas a éstas. También se observa que en las secciones relativamente estables (13 a 16,

figura 18c) se presentan desplazamientos cada vez mayores, indicando que la estabilidad global del talud disminuye por la acción de la aceleración cinética. El efecto directo de esta aceleración es el de tender a incrementar la magnitud de los desplazamientos. Pero esto no debe generalizarse, ya que también es posible que se presenten decrementos en la magnitud de los desplazamientos ocasionados por el efecto de la aceleración cinética causada primordialmente por la interacción entre los grados de libertad y las secciones en sí. Puede presentarse el caso en que partes del talud tiendan a moverse en sentidos opuestos, con lo cual se minimizaría el efecto de la aceleración cinética.

*Análisis de la formación de grietas en el talud.* Con el propósito de comprender el efecto que tiene la formación de grietas durante un evento sísmico, se recurrió al procedimiento descrito en Botero (2004), aplicándolo al ejemplo de referencia, con un factor de seguridad estático de 2.58 y considerando una deformación de

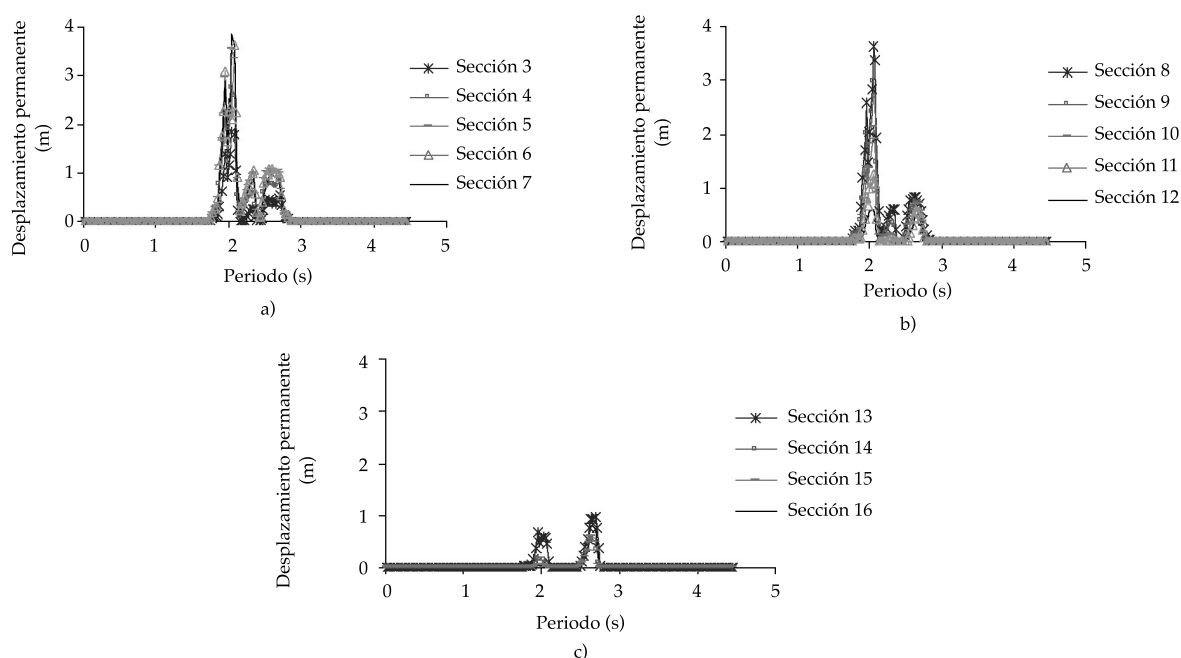


Figura 18. Efecto de la aceleración cinética en los EDPs.

umbral de 5% de la longitud del elemento de unión, a partir de la cual se inicia el fisuramiento.

En la figura 19 se aprecia una reducción en los desplazamientos para las secciones 4 a 12 (figura 19a y b), que alcanza alrededor de 200%, por el desacoplamiento de las diversas secciones en donde se generan grietas. Por otro lado, en las secciones 14 y 15 (figura 19c) aparecen desplazamientos importantes debido a la variación que se presenta en la forma de vibrar del talud a medida que éste se divide. Al perderse la continuidad en el cuerpo se disipa el efecto de la interacción entre secciones. La aparición de grietas en los estratos más cercanos a la superficie puede ser el inicio de la generación de superficies de falla, diferentes a las que ocurrirían si éstas no se presentaran.

*Análisis del retraso en el arribo de las ondas al talud.* Para estudiar el efecto de la variación espacial de la excitación dinámica a lo largo de la superficie de falla, se consideró el talud de

referencia, asumiendo un retraso en el arribo de la excitación a cada una de las secciones de acuerdo con la velocidad de propagación de la onda de corte. La dilación supuesta en este estudio fue de 0.1 s entre apoyos. La onda sísmica se asumió propagándose de izquierda a derecha. Ésta es una manera simple de abordar el problema de la variación espacial de la excitación, la cual se genera debido a la importante extensión del talud, factores geológicos, topográficos y locales.

En la figura 20 se aprecia un cambio notable en el comportamiento del talud cuando se considera que existe un desfase en el arribo de las ondas a la superficie de falla. Es notable que las secciones más inestables de los ejercicios anteriores sean ahora de las más estables, ya que presentan desplazamientos permanentes pequeños en sus apoyos. Esto se debe, al menos en parte, a que al no vibrar los nodos en fase, se atenúan los movimientos dinámicos en esta zona, provocando un cambio sustancial en la forma de vibración de cada

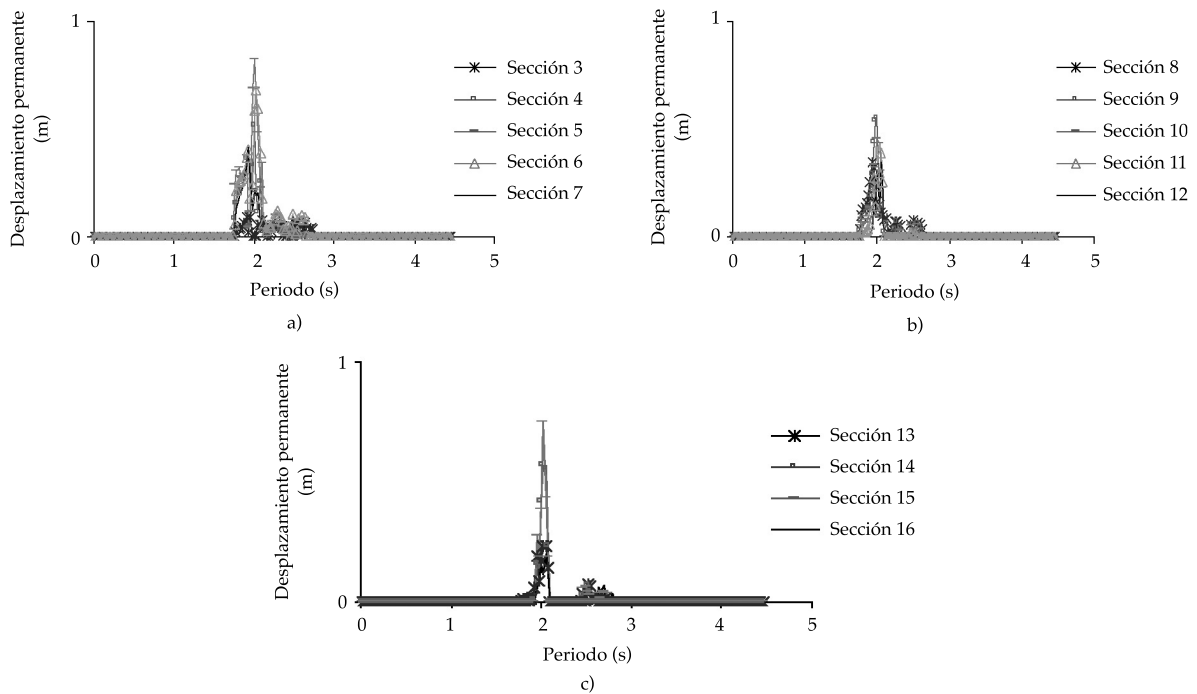


Figura 19. Efecto de la apertura de grietas en los EDPs.

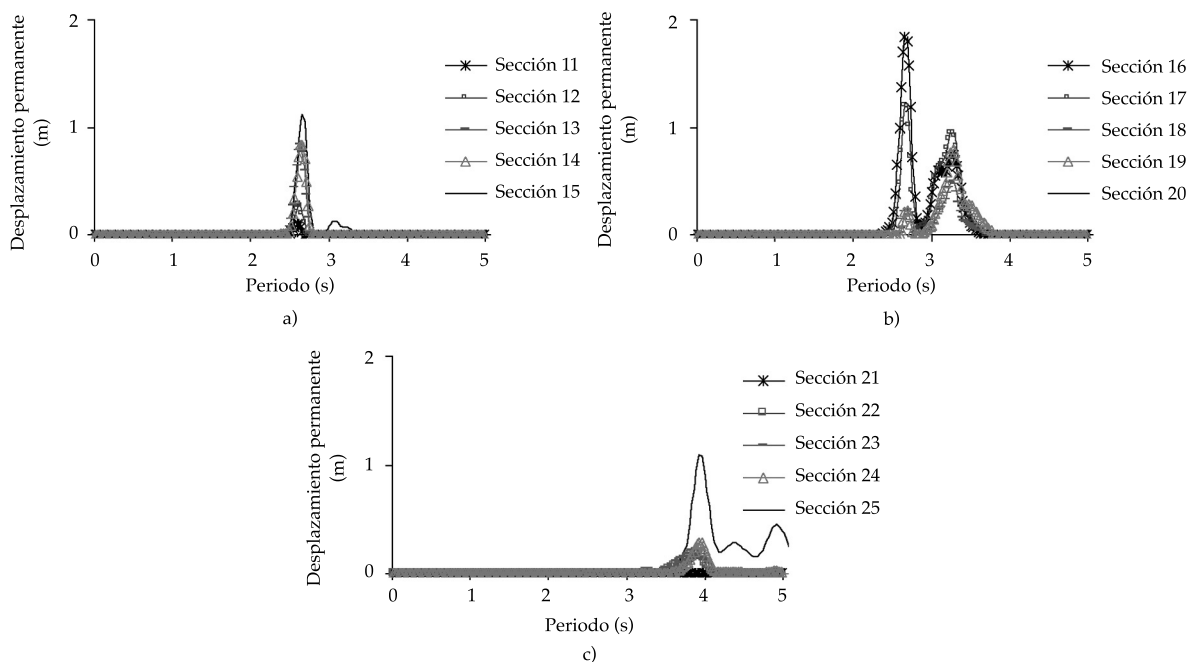


Figura 20. Efecto del retraso en el arribo de las ondas sísmicas en los EDPs.

sección y del talud en sí. Alternativamente, se observa que en las zonas estables del talud en los casos anteriores (sección 13 en adelante, figura 20a), se tienen ahora desplazamientos importantes en los periodos altos, lo que indica que existe un mayor riesgo de colapso. El presente ejercicio plantea la importancia de este tipo de análisis para estructuras de gran extensión, ya que señala, al menos cualitativamente, la influencia que tienen los movimientos incoherentes. Para análisis más elaborados se recomienda (siempre y cuando se conozcan las propiedades dinámicas) hacer uso de teorías de propagación de ondas u otros tipos de herramientas computacionales disponibles más complejas.

De los resultados de los análisis realizados, se puede concluir que algunos de los parámetros estudiados tienen más peso en la respuesta del sistema, tales como el efecto cinético, la pendiente de la superficie de deslizamiento, la fricción y el efecto de la presión hidrostática en

las grietas. Esto conduce a que en la aplicación práctica se les deba dar especial atención. La interrelación de los parámetros analizados se debe realizar con base en datos de estudios reales, en los cuales las características de los materiales, la topografía, los posibles planos de falla, la sismicidad de la zona y la hidrología, se conozcan con precisión.

### Comprobación del modelo teórico mediante ensayos de laboratorio

Por último, con el fin de evaluar las capacidades del método analítico, se presenta la comparación de los resultados obtenidos mediante los ensayos en mesa vibradora del modelo flexible de tres grados de libertad (mostrado en la figura 21) y los calculados para el mismo modelo mediante el método teórico propuesto. Con este fin se determina un coeficiente de fricción estática de 0.83. Además, se establece un coeficiente de

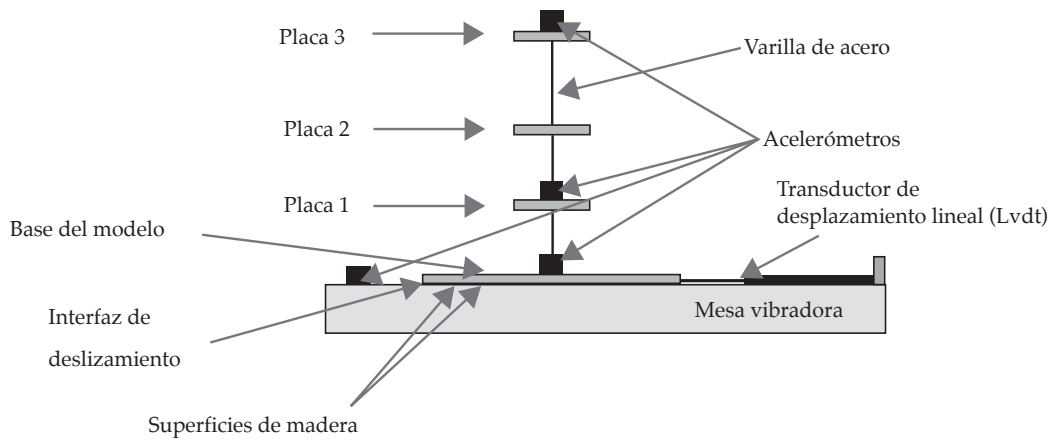


Figura 21. Modelo de laboratorio.

fricción cinética 15% menor que el coeficiente de fricción estática, calculado por medio de retroanálisis de las pruebas de laboratorio y el cual está acorde con la magnitud de los desplazamientos en cada ciclo.

En la figura 22e se presentan las historias de aceleraciones con las que se excitan los dos modelos. En la figura 22d se aprecia que la tendencia y simetría de la historia de aceleraciones en la base del modelo teórico son similares a las registradas en el modelo de laboratorio. En estas señales se observa que para el modelo teórico la incidencia del efecto de la aceleración cinética y el cambio del coeficiente de fricción estática a la cinética ocasiona la pérdida de suavidad del registro. Esto conduce a que se presente inicialmente un pico agudo y pronunciado en el acelerograma, el cual después de unos instantes es amortiguado, continuando la aceleración constante durante la fase de deslizamiento del modelo. La magnitud de la aceleración disminuye nuevamente cuando cesa el deslizamiento y deja de ser tomado en cuenta el término cinético, y el coeficiente de fricción regresa al estático.

En la figura 22c se observa que la respuesta en la placa 1, calculada con el modelo teórico,

es más suave que la del modelo de laboratorio; además, presenta una oscilación moderada cerca del eje de las abscisas y un retardo en la aceleración de respuesta. En la figura 22b se muestra la historia de aceleraciones en la placa 2, la cual presenta suavidad y simetría. Por último, en la figura 22a, la magnitud de las aceleraciones de ambos modelos difieren de manera apreciable.

En la figura 23 se comparan los desplazamientos relativos medidos y calculados en la interfaz entre los modelos y su plano de deslizamiento. En las respuestas calculadas con el modelo teórico, la pendiente de la fase de deslizamiento es más pronunciada respecto a la medida en el modelo de laboratorio. En la figura también se presenta la doble integración del registro de aceleraciones en la base del modelo de laboratorio para un ciclo de deslizamiento. Éste muestra una tendencia similar a la del registro del transductor de desplazamiento lineal (LVDT) y sus diferencias se deben al rango de sensibilidad de cada uno de los instrumentos.

Por lo tanto, el modelo teórico muestra, en general, una buena capacidad de reproducción de los resultados obtenidos en laboratorio, lo cual permite tener una idea clara y con

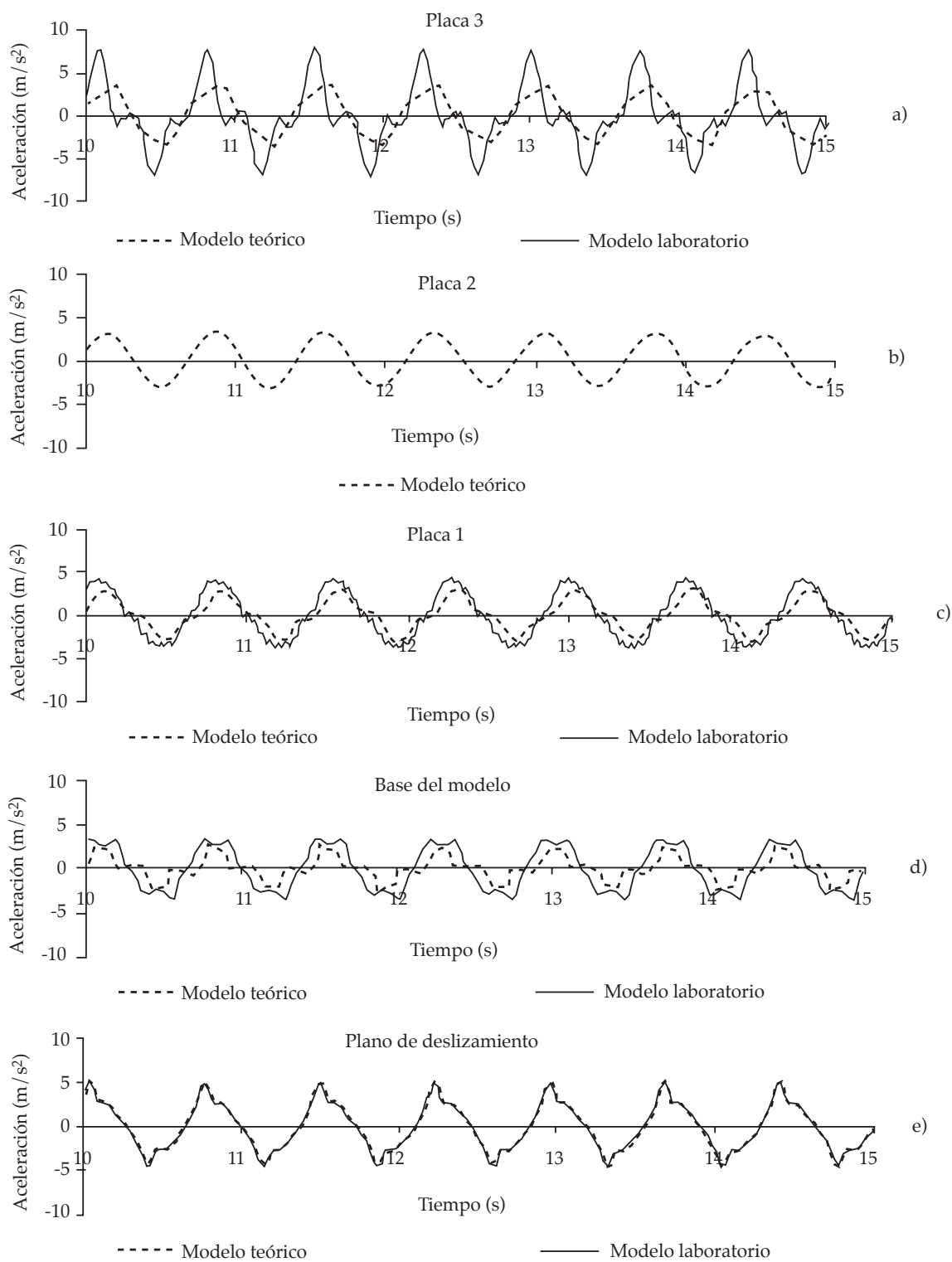


Figura 22. Aceleraciones resultantes en el modelo de laboratorio y en el teórico.

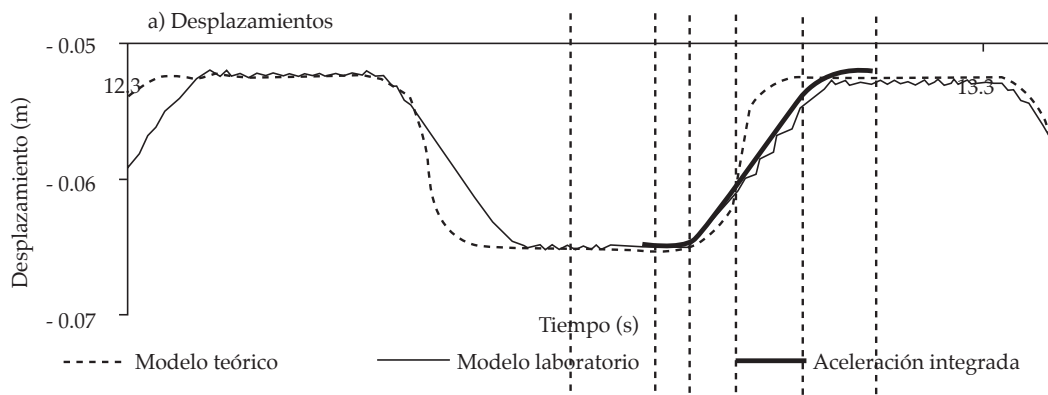


Figura 23. Registros de desplazamiento.

aceptable precisión de la posible respuesta de un talud cuando se incluyen los parámetros estudiados.

En cuanto a la aplicabilidad de este modelo en el diseño y análisis de taludes de cortinas y de los que conforman el vaso, se puede afirmar que el método, pese a su sencillez, presenta apreciables ventajas en cuanto a la reproducción de la física de los problemas a estudiar, con lo cual se pueden realizar mejores estimaciones de las deformaciones causadas por los desplazamientos permanentes que pueden llegar a afectar a las obras de captación o de retención, así como a la determinación de la falla súbita de un talud en el vaso que generaría olas que podrían llegar a sobrepasar la cortina. Además, el estudio de las zonas de agrietamiento debido a los esfuerzos de tensión por las cuales se podría infiltrar el agua, ya sea de la temporada de lluvias o en los ciclos de operación del embalse, ayudaría a realizar mejores diseños de los programas de inyección. Finalmente, es importante considerar los efectos cinéticos asociados con la flexibilidad de la masa deslizante y al proceso de deslizamiento, debido a que los factores de seguridad pueden sufrir variaciones indeseadas.

### Algunas medidas para el diseño, construcción y mantenimiento de presas sujetas a sismos

Existen varias recomendaciones preventivas para el diseño de presas de tierra y/o enrocamiento localizadas en zonas sísmicas. Entre ellas destacan las siguientes (Seed, 1979):

- Disponer de un amplio margen de pérdida de bordo libre para evitar la falla por desbordamiento.
- Diseñar amplias zonas de transición utilizando materiales no vulnerables al agrietamiento.
- Usar drenes verticales o inclinados cerca de la porción central de la cortina.
- Disponer de amplias zonas de drenaje que permitan posibles flujos de agua a través de fisuras.
- Usar una zona de filtros bien graduados en la parte aguas arriba del corazón impermeable.
- Diseñar detalles estructurales en la corona que la protejan contra la erosión en el evento de un desbordamiento.
- Extender el corazón impermeable hacia los contactos con las laderas, de manera que

se pueda garantizar la impermeabilización en ambas márgenes.

- Estabilizar los taludes del vaso para prevenir deslizamientos hacia el embalse.
- Instrumentar la presa con piezómetros, de manera que se puedan identificar variaciones de las presiones de poro a diferentes profundidades de la cortina y su cimentación, bancos de nivel para detectar asentamientos, así como inclinómetros que permitan determinar posibles deslizamientos en ambas caras de la cortina.

Por otro lado, es conveniente revisar y verificar la seguridad de aquellas cortinas que ya existen o se están construyendo en zonas sísmicas, siguiendo las siguientes recomendaciones (Li, 2001):

- Analizar la estabilidad bajo la acción sísmica, considerando las componentes horizontal y vertical de la aceleración de diseño.
- Para presas de alto riesgo, considerar adicionalmente los movimientos en la dirección del eje de la cortina.
- Considerar los desplazamientos de las cuñas potenciales por efectos de las fuerzas hidrodinámicas.
- Estimar la falla por deslizamiento y la pérdida de bordo libre.
- Considerar la influencia de los modos de vibración superiores en las presas de alto riesgo.

Finalmente, a continuación se dan algunas medidas para mejorar la estabilidad de aquellas presas que han experimentado algún daño (Marcuson III et al., 1996):

- Utilización de bermas y contrafuertes para mejorar la estabilidad de los taludes.
- Excavar los materiales poco resistentes y sustituirlos por materiales bien compactados de buena calidad.

- Densificación *in situ* de los materiales granulares susceptibles a licuación.
- Reforzamiento *in situ* utilizando geotextiles o elementos que mejoren la resistencia al corte.
- Aumento del bordo libre cuando se tienen o se esperan asentamientos importantes.
- Drenaje bien habilitado para dar salida rápida al agua infiltrada y evitar incrementos en la presión de poro.

## Conclusiones

- Existen métodos de análisis sísmico de cortinas de tierra y enrocamiento que determinan, con la precisión requerida en la práctica, el comportamiento de presas grandes y/o de alto riesgo.
- Existen métodos simplificados de análisis para el diseño de cortinas de presas pequeñas, o bien para fines de anteproyecto de presas medianas o grandes.
- El método del elemento finito en dos y tres dimensiones ofrece una gran flexibilidad y mayor aproximación que los demás métodos existentes.
- El modelo matemático no lineal Botero-Romo elimina varias de las desventajas señaladas aquí de los otros métodos existentes; se espera comprobar sus bondades en el futuro cercano aplicándolo a cortinas de tierra y enrocamiento prototipo debidamente instrumentadas.

## Agradecimientos

Los autores agradecen al Instituto Mexicano de Tecnología del Agua y al Instituto de Ingeniería de la UNAM las facilidades brindadas para la realización de este trabajo. Se agradece también al doctor Xiangyue Li Liu el material facilitado para la obtención de algunas figuras mostradas en el texto.

Recibido: 09/02/10  
Aprobado: 18/10/10

## Referencias

- ASTM. *Dynamic Geotechnical Testing II*. STP 1213. Ebelhar, R.J., Drnevich, V.P. and Kutter, B.L. (editors). Pennsylvania: ASTM, 1994.
- BOTERO, E. *Modelo bidimensional, no lineal para el análisis del comportamiento dinámico de estructuras térreas*. Tesis Doctoral. México, D.F.: División de Estudios de Postgrado, Universidad Nacional Autónoma de México, 2004.
- CROUSE, C.B. Ground motion attenuation equations for earthquakes on the Cascadia subduction zone. *Earth spectra*. Vol. 7, 1991, pp. 210-236.
- ESTEVA, L. *Análisis de confiabilidad en el diseño sísmico de presas*. Seminario sobre evaluación de riesgos en presas, Acapulco, Guerrero, México, diciembre de 2005.
- GAZETAS, G. Seismic response of earth dams: some recent developments. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. Vol. 6, No. 1, 1987, pp. 3-47.
- HARDIN, B.O. and DRNEVICH, V.P. *Shear Modulus and Damping in Soils; -2, Design Equations and Curves*. Tech Report 27-70-CE 3. Soil Mechanics Series No 2. Lexington: Univ. of Kentucky, College of Eng., July, 1970.
- ICOLD. Selecting seismic parameters for large dams. *Bulletin* 72. Paris: ICOLD, 1989.
- ISHIHARA, K. *Soil Behavior in Earthquake Geotechnics*. Oxford: Clarendon Press, 1996.
- LI, X. Análisis Sísmico. Capítulo 15. *Geotecnia en Ingeniería de Presas*. Jiutepec, México: Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, 2001, pp. 481-538.
- MAKDISI, F.I. and SEED, H.B. Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake-induced deformations. *Journal of Geotechnical Engineering*. ASCE. Vol. 104, No. 7, 1978, pp. 849-867.
- MARCUSON III, W.F., HADADA, P.F., and LEDBETTER, R.H. Seismic rehabilitation of earth dams. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*. ASCE. Vol. 122, No. 1, 1996, pp. 7-20.
- MITCHELL, J.K. *Time - The Fourth Dimension of Soil Behavior in Geotechnical Engineering*. Decimoséptima Conferencia Nabor Carrillo, SMMS, Guadalajara, 2004.
- NEWMARK, N.M. Effects of earthquakes on dams and embankments. *Geotechnique*. Vol. 15, No. 2, 1965, pp. 139-160.
- ROMO, M.P., AYALA, G., RESÉNDIZ, D. y DÍAS, C. *Respuesta dinámica de las presas El Infiernillo y La Villita*. No 15. México, D.F.: Comisión Federal de Electricidad, 1981a, pp. 87-108.
- ROMO, M.P., CHEN, J.H., LYSMER, J., and SEED, H.B. *Plush A Computer Program for Probabilistic Finite Element Analysis of Seismic Soil-Structure Interaction*. Berkeley: UCB/EERC-77/01. University of California, 1981b.
- SEED, H.B. Earth slope stability during earthquakes. Cap. 15. *Earthquake Engineering*. Wiegel, R.L. (editor). Englewood Cliffs, USA: Prentice Hall, 1972, pp. 383-401.
- SEED, H.B. Considerations in earthquake – resistant design of earth-rockfill dams. *Geotechnique*. Vol. 29, No. 3, 1979, pp. 215-263.
- TORRES, F. *Obras Hidráulicas*. 2ª edición. México, D.F.: Ed. Limusa, Grupo Noriega Editores, 1992.



## Abstract

BOTERO, E., FLORES-BERRONES, R., ROMO, M.P. & MÉNDEZ, B.C. *New method for seismic design of earth and rockfill dams and slopes. Water Technology and Sciences, formerly Hydraulic engineering in Mexico (in Spanish). Vol. II, No. 3, July-September, 2011, pp. 177-200.*

*A description is presented of some of the traditional two-dimensional methods used in practical engineering and a new two-dimensional analytical method to design and evaluate the stability of earth and rockfill dams. The methods covered in this article focus on the analysis of medium height dams and slopes that compose the reservoir in regions with intermediate seismic risk and do not merit three-dimensional analysis due to the geometry of the dam site (in the case of dams), the geological characteristics and the nearness to populated sites. For this purpose, the principal factors that influence the slope stability of dams and hillsides are discussed, as well as the geotechnical, geologic and seismic information necessary to conduct stability analyses. Also, the common methods used in engineering practices to determine the stability of dams and slopes are reviewed, according to the importance of the work, and the limitations of each method are discussed. Based on this analysis, a new method is proposed which overcomes some of the main deficiencies in the methods currently used, leading to more realistic models. Furthermore, the capabilities of the proposed method are evaluated through comparisons with results obtained from a shaking table test.*

**Keywords:** earth and rockfill dams, seismic analyses, slope stability, shaking table.

## Dirección institucional de los autores

*Dr. Eduardo Botero-Jaramillo*

Universidad Nacional Autónoma de México  
Instituto de Ingeniería  
Ciudad Universitaria  
Edificio 4-217  
04510 México, D.F., MÉXICO  
Teléfono: +52 (55) 3208 5216 y 56233 600, extensión 8462  
EBoteroJ@iingen.unam.mx

*Dr. Raúl Flores-Berrones*

Instituto Mexicano de Tecnología del Agua  
Coordinación de Hidráulica  
Paseo Cuauanáhuac 8532, colonia Progreso  
62550 Jiutepec, Morelos, MÉXICO  
Teléfono: +52 (777) 3293 600, extensión 834  
rflores@tlaloc.imta.mx

*Dr. Miguel P. Romo*

Universidad Nacional Autónoma de México  
Instituto de Ingeniería  
Ciudad Universitaria  
04510 México, D.F., MÉXICO  
Edificio 4-106  
Teléfono: +52 (55) 5326 3600  
mromo@pumas.iingen.unam.mx

*Dr. Bogart C. Méndez*

Universidad Nacional Autónoma de México  
Instituto de Ingeniería  
Ciudad Universitaria  
04510 México, D.F., MÉXICO  
Edificio 4-217  
Teléfono: +52 (55) 5623 3600, extensión 8462  
Fax: +52 (55) 5616 2894  
BMendezU@iingen.unam.mx