

PECULIARIDADES DEL CALCULO SISMORRESISTENTE DE LAS PRESAS CON ESPALDONES PERMEABLES DE GRAVA

PECULIARITIES OF THE SEISMIC RESISTANT ANALYSIS OF EARTH DAMS WITH PERVIOUS GRAVELLY SHELLS

Arnoldo J.L. Bolognesi *

RESUMEN

Cuando la presa está constituida por un núcleo relativamente delgado de material impermeable, espaldones permeables de grava y la fundación es más, igual o poco menos resistente que los materiales que se apoyan sobre ella, el cálculo sismo-resistente, aún utilizando los métodos más rigurosos, se simplifica notablemente, debido a las peculiaridades del comportamiento del perfil descripto.

Dada la gran frecuencia de utilización de dicho diseño, es importante señalar en qué consisten dichas simplificaciones y considerar las opciones a disposición del proyectista, esencialmente basadas en los desplazamientos que está dispuesto a tolerar.

Si la fundación tiene una resistencia mayor o del orden de la de los espaldones, los coeficientes de seguridad menores corresponden a los taludes exteriores es decir que la falla, de producirse, consistirá en un deslizamiento superficial de estos últimos, y no en un deslizamiento profundo, lo que coincide con las observaciones experimentales.

SUMMARY

When the foundation is more, equally or slightly less resistant than the shells, the seismic resistant analysis of zoned earth dams with a relatively thin, impervious core supported by pervious gravelly shells, becomes notably simplified, even using the more rigorous methods, because of the peculiarities of the behaviour of this design.

Since this design is widely used, it is important to point out such simplifications and discuss the designer's options, which are essentially based on the choosed allowable displacements.

If the strength of the foundation is larger or of the same order than the strength of the shells, the outer slopes of the shells have the smaller factors of safety against sliding, Consequently if slidings take place they should not be deep seated but occur on the surface layers, which concurs with actual behavior.

En lo que va de esta década y en la segunda mitad de la década pasada se han realizado grandes progresos, tanto en los métodos de cálculo como en el conocimiento de las propiedades dinámicas de los materiales sueltos, al punto tal que hoy se puede decir que se dispone de soluciones teóricas muy avanzadas para el análisis dinámico de las presas de materiales sueltos.

Profesor Titular de Geotecnia, Universidad de Buenos Aires
Bolognesi-Moretto, Ingenieros Consultores

Como los sismos fuertes no son lo suficientemente frecuentes como para haber ya verificado y ajustado las teorías disponibles, queda aún un margen relativamente importante para el criterio personal de cada proyectista, margen que se va reduciendo a medida que aparecen los registros de presas adecuadamente instrumentadas sometidas a la acción de sismos que permiten obtener conclusiones.

A continuación se da una secuencia de publicaciones que han definido el proyecto sismorresistente de las presas de materiales sueltos. No se incluyen publicaciones posteriores aun de los mismos autores.

SECUENCIA DE PUBLICACIONES QUE HAN DEFINIDO EL PROYECTO SISMO-RESISTENTE DE LAS ESTRUCTURAS DE MATERIALES SUELTOS.

Junio, 1965

N. M. Newmark⁽¹⁾

EFFECTS OF EARTHQUAKES ON DAMS AND EMBANKMENTS

Mayo, 1966

H. Bolton Seed and Geoffrey R. Martin⁽²⁾

THE SEISMIC COEFFICIENT IN EARTH DAM DESIGN

Setiembre, 1967

N. N. Ambraseys and S. K. Sarma⁽³⁾

THE RESPONSE OF EARTH DAMS TO STRONG EARTHQUAKES

Junio, 1973

H. Bolton Seed, et al. ⁽⁴⁾

ANALYSIS OF THE SLIDES IN THE SAN FERNANDO DAMS DURING THE EARTHQUAKE OF FEBRUARY 9, 1971. NATIONAL TECHNICAL INFORMATION SERVICE.

Noviembre, 1975

Arthur Casagrande⁽⁵⁾

LIQUEFACTION AND CYCLIC DEFORMATION OF SANDS. A CRITICAL REVIEW

Julio, 1978

Faiz I. Makdisi and H. Bolton Seed⁽⁶⁾

SIMPLIFIED PROCEDURE FOR ESTIMATING DAM AND EMBANKMENT EARTHQUAKE-INDUCED DEFORMATIONS

1971

NISEE (National Information Service for Earthquake Engineering)⁽⁷⁾

Cada una de estas publicaciones está acompañada por listas bibliográficas, inclusive sobre las propiedades dinámicas de los materiales sueltos, de manera que el conjunto de ellas más sus referencias bibliográficas da una idea muy completa sobre el estado de conocimientos del tema.

Por hacer accesibles a todos los interesados, particularmente los programas de elementos finitos para el cálculo de la respuesta dinámica de las estructuras de materiales sueltos, debe señalarse que la creación del National Information Service for Earthquake Engineering con sede en la Universidad de California, en Berkeley, tiene una influencia muy importante en el uso generalizado de los recursos más adelantados de cálculo.

COMPORTAMIENTO DINAMICO DE LOS MATERIALES SUELTOS.

Hay dos comportamientos totalmente diferentes de los materiales sueltos, bajo la acción de cargas dinámicas. Un primer grupo, el más importante, es capaz de soportar esfuerzos que temporariamente le hagan exceder el límite de fluencia sin reducción mayor de su resistencia cuando se lo descarga y se lo vuelve a cargar cíclicamente.

Este es el comportamiento de estructuras ejecutadas con arcillas cohesivas compactas, arenas secas y algunas arenas densas. Es también el comportamiento de estructuras con materiales tan permeables, ejemplo gravas, que drenan inmediatamente cualquier presión de poros que tienda a formarse.

Un segundo grupo sufre el proceso de licuación o muy grandes deformaciones. Este es el comportamiento de estructuras ejecutadas con arenas de compacidad suelta a media. Naturalmente, los proyectos modernos prescinden de estas últimas o de procesos constructivos que tiendan a crearlas. En la práctica, problemas de este tipo pueden existir en antiguas presas construidas con métodos hidráulicos, o, y para ello debe estarse muy atento, en formaciones naturales.

En este artículo sólo se tratan los métodos para el proyecto sismorresistente de estructuras que utilizan materiales del primer grupo.

Debe tenerse presente que cuando se habla de resistencia en los problemas que estamos considerando se refiere a la resistencia consolidada no drenada, excepto para aquellos materiales tan permeables que drenan inmediatamente cualquier presión de poros que tienda a formarse, en cuyo caso se utiliza la resistencia drenada.

MÉTODOS DE CALCULO DISPONIBLES PARA DETERMINAR LA RESPUESTA DINAMICA DE LAS PRESAS Y LOS DESPLAZAMIENTOS ORIGINADOS POR MOVIMIENTOS SISMICOS

Para la determinación de la respuesta dinámica de una presa a la acción de un sismo se dispone de dos métodos de cálculo: la viga de cortante (2)(3) y los elementos finitos (8) (9).

En la Fig. 1 se muestran las definiciones asociadas con la determinación de los desplazamientos y, esquemáticamente, los métodos de cálculo propuestos por Seed et al.^{(2),(6)}

Son muy importantes las expresiones aceleración de fluencia, k_f , aceleraciones promedios inducidas por el sismo en función del tiempo $k_{p(t)}$ y aceleración promedio máxima, $k_{p\text{máx}}$, cuyas definiciones se encuentran en la Fig. 1.

En la Fig. 1a) se indica como se calcula $k_{p(t)}$ aplicando los resultados de la viga de cortante y en la Fig.1b) como se la calcula usando los resultados de un programa de elementos finitos.

La Fig. 1a) es un diagrama tiempo- $k_{p(t)}$ para el análisis de deslizamientos que afecten el cuarto superior de la altura de una presa bajo un sismo dado.

En los intervalos de tiempo en que $k_{p(t)}$ supera a k_f se producirá una fluencia plástica, que originará movimientos en la dirección del plano de falla. La magnitud de los desplazamientos se evalúa por una integración doble.

Para una masa de suelo limitada por la superficie libre y la superficie de deslizamiento, se define

Aceleración de fluencia, k_f

Valor de la aceleración horizontal, expresada como un coeficiente de la aceleración de la gravedad, requerida para colocarla en un estado de equilibrio límite.

Aceleraciones promedio, $k_p(t)$, inducidas por el sismo, en función del tiempo.

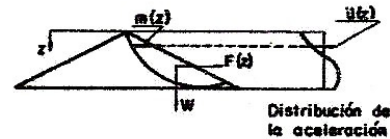
Valor de la aceleración horizontal inducida por el sismo que actúa en un instante dado durante la duración del sismo.

Aceleración promedio máxima, $k_{p\text{máx}}$

Valor máximo de la aceleración promedio durante la duración del sismo.

SEGUN SEED ET AL

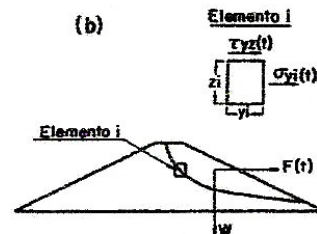
(a)



$$F(t) = \sum m(z) \ddot{u}(z)$$

$$k_p(t) = F(t) / W$$

(b)



$$F(t) = \sum_{i=1}^n \tau_{yz}(t) y_i + \sigma_{yi}(t) z_i$$

n = número de elementos de la superficie de deslizamiento

$$k_p(t) = F(t) / W$$

(c)

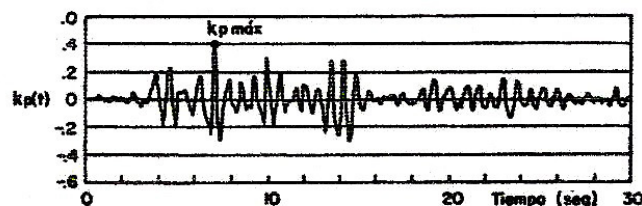


FIG.1.- Aceleración de fluencia y aceleración promedio

SIMPLIFICACION EN LA DETERMINACION DE k_f PAPA ESPALDONES PERMEABLES DE GRAVA.

Una gran parte, probablemente la mayor, de los espaldones permeables de las presas de materiales sueltos están constituidos por gravas y arenas o por rodados, gravas y arenas, es decir, materiales en los cuales no se originan presiones neutras. Lo mismo es aplicable a los enrocados.

Para tales condiciones es posible obtener una determinación suficientemente aproximada de k_f mediante el método de las cuñas.

En la Fig. 2 se designan como k_f las líneas que son el lugar geométrico de las cuñas cuyo vértice interior, C_1, C_2, C_3 en la Fig. 2a) pasan por dicha línea y que tienen todas como valor de k_f el indicado en la misma. En la Fig. 2a) las cuñas AC_1B, AC_2B y AC_3B tienen un valor de k_f igual a 0.40. La Fig. 2b) muestra la distribución de las líneas k_f para un espaldón, en el caso con talud 1 vertical 2 horizontal y cuyo ángulo de fricción interna en el núcleo, (ϕ_N), los espaldones, (ϕ_E), y en la fundación, (ϕ_F), es igual a 40° . Si se repiten las determinaciones para otros taludes ⁽¹⁰⁾ y otros ángulos de fricción interna, se llega a la importante conclusión que la cuña más desfavorable es aquella cuyos vértices C están más cercanos al talud.

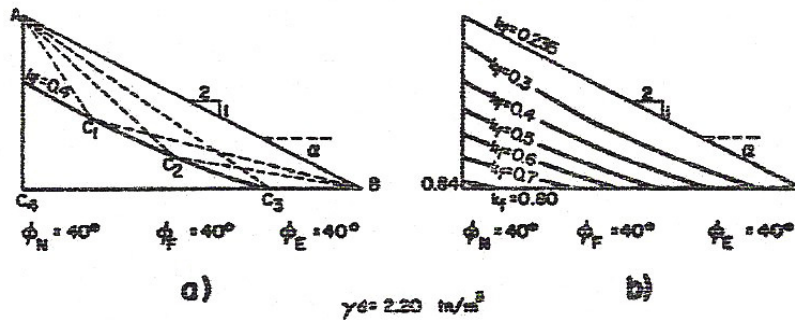


FIG. 2 Valores de k_f para superficies de deslizamiento de distintas profundidades.

Consecuentemente, en una presa cuyos espaldones están constituidos por materiales granulares permeables el k_f de los mismos es el k_f del correspondiente talud infinito, en cuyo caso

$$k_f = \text{tg} (\phi_E - \alpha) \quad (1)$$

donde k_f = aceleración de fluencia del espaldón.

ϕ_E = Angulo de fricción interna drenado del material del espaldón.

α = Angulo del talud con la horizontal

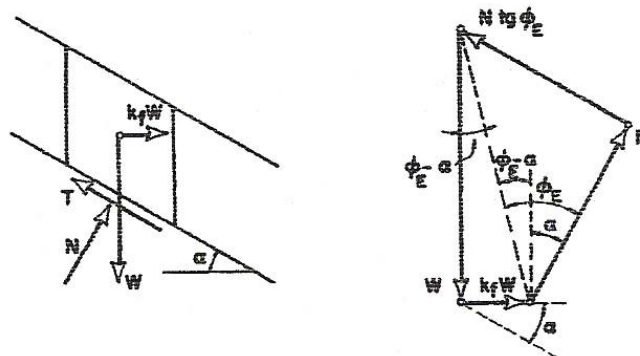


FIG. 3 - Talud Infinito. Determinación de k_f .

Para el talud sumergido el valor de k_f determinado por la formula (1) debe reducirse multiplicándolo por $\gamma' / \gamma_{\text{sat}}$ debido a que la aceleración se aplica a la masa total y la resistencia al deslizamiento depende de las presiones efectivas.

TIPIFICACION DE LA PRESA QUE SE CONSIDERA EN ESTE ARTICULO.

La presa que se considera en este artículo está tipificada en la Fig. 4.

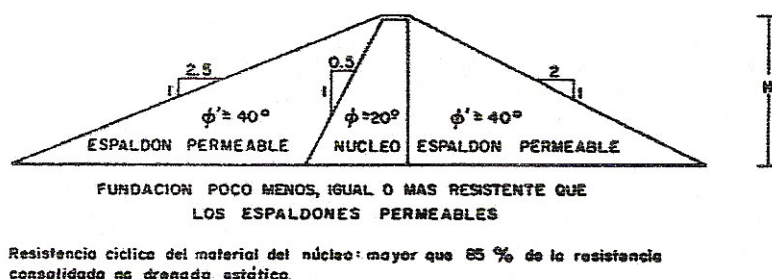


FIG. 4. Presa típica que se considera en este artículo.

MAGNIFICACION DE LA ACELERACION DEL TERRENO.

Seed y Martin⁽²⁾ y Ambraseys y Sarma⁽³⁾ empleando el método de la viga de cortante aplicaron los movimientos producidos por la componente horizontal de la aceleración del terreno a una presa de longitud infinita de sección triangular simétrica y de propiedades uniformes. Se supuso que las aceleraciones del terreno actuaron normalmente al eje.

Estas publicaciones definieron las tendencias fundamentales del proceso que se produce en las presas cuando son sometidas a la acción de un sismo, las cuales quedan verificadas cuando se aplica el método de los elementos finitos.

Desde el punto de vista práctico se pueden resumir en las siguientes conclusiones:

- La multiplicación de la aceleración del terreno en la cresta crece a medida que aumenta la altura de la presa hasta un máximo, a partir del cual disminuye.
- La multiplicación de la aceleración del terreno en la cresta es mayor cuando es mayor el módulo de cortante, G_0 , promedio de la presa.
- A medida que aumenta la aceleración máxima del terreno disminuye la multiplicación de la misma en la cresta. Hay evidencia experimental satisfactoria en apoyo de las conclusiones anteriores.

INFLUENCIA DEL MATERIAL DEL NUCLEO, DEL EMPUJE PRODUCIDO POR EL AGUA Y DEL MATERIAL DE FUNDACION EN EL VALOR DE k_f

Como se muestra en la Fig.2 los valores de k_f mínimos del espaldón se corresponden con las cuñas que se confunden con el talud. Los valores de k_f se incrementan a medida que se consideran cuñas más profundas.

La Fig. 2b) muestra un espaldón con talud 1:2 y los correspondientes valores de k_f cuando el espaldón y la fundación tienen un ángulo de fricción interna de 40° . El valor máximo que corresponde a la cuña más profunda es $k_f = 0.84$. En la Fig. 5 se muestra el valor real que se obtiene para la presa de la Fig. 4, para $H = 57$ m., resistencia no drenada cíclica igual a resistencia estática, para el espaldón agua abajo de igual talud, con la condición de embalse lleno y cuando se asigna al núcleo un valor $\phi_{cu} = 17^\circ$, en función del ángulo de fricción interna de la fundación.

Si la fundación tiene la misma resistencia que el espaldón el valor de k_f máximo se reduce de 0.84 a 0.5, lo que crea la consiguiente reducción de todos los valores mayores que el k_f mínimo de 0.235.

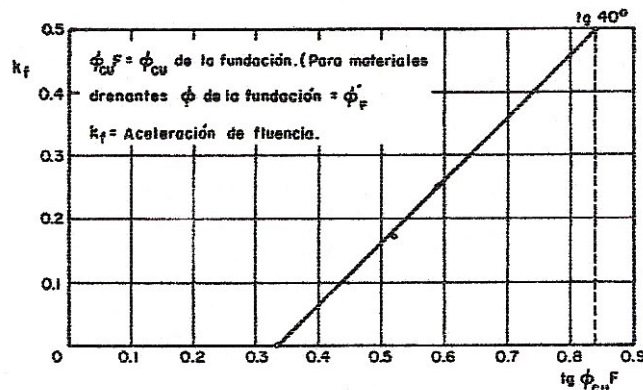


FIG. 5 - k_f para la cuña más profunda en función de ϕ_{cu} de la fundación.

MODO DE FALLA BAJO LA ACCION DE FUERZAS SISMICAS DE LAS PRESAS CON ESPALDONES DE MATERIAL GRANULAR.

Resendiz⁽¹¹⁾ indica que el “mecanismo se inicia cuando algunas partículas individuales ruedan talud agua abajo y se desarrolla un deslizamiento progresivo de capas delgadas superficiales cada vez más anchas. Una vez que se inicia, el deslizamiento no se detiene hasta que el talud alcanza un cierto ángulo con la horizontal”.

Como ejemplo presenta el caso de la presa Cogoti en Chile durante el sismo de 1943 y de la presa Calera en Mexico durante el temblor de 1964. En la República Argentina un efecto similar, consistente en el deslizamiento y asentamiento de la cresta, se ha observado en la presa Las Pirquitas.

PERFIL EQUILIBRADO PARA RESISTIR LOS EFECTOS SISMICOS.

Si la fundación es tan resistente como los espaldones, debido a los altos valores de k_f para la cuña profunda, aún con las reducciones indicadas más arriba, la posibilidad de un deslizamiento sobre la fundación de un perfil como el indicado en la Fig. 4 no existe, porque antes se producirá el deslizamiento sobre los taludes externos. A su vez, cuando la aceleración se multiplica hacia la cresta, el deslizamiento de un talud uniforme, deberá comenzar necesariamente en la misma.

Por encima de un valor tolerable de $\ddot{u}_{m\acute{a}x.}$, corresponde considerar la adopción de un talud quebrado, de manera tal que los valores de $k_f/k_{pm\acute{a}x}$ tiendan a uniformarse.

Esta idea aparece aplicada en la presa sobre el río Lar,⁽¹²⁾ en Irán, de 108 m. de altura. Los taludes de la misma tienen en cuenta la magnificación del movimiento sísmico hacia la cresta, y varían entre 1:3,5 en la parte superior hasta 1:2,25 en los 10 m. sobre las bermas, las cuales satisfacen exigencias impuestas por el material de fundación.

Teniendo en cuenta, como ya se demostró, que en un espaldón de materiales granulares, la cuña crítica es la que se confunde con el espaldón, el mismo puede ser modelado en función de los valores $\ddot{u}_{m\acute{a}x(z)}$, máxima aceleración a la profundidad z , en lugar de los valores de

$k_{p\text{m}\acute{a}x(z)}$, máxima aceleración promedio a la profundidad z . Además en la cresta, que es la parte más crítica de la presa $k_{p\text{m}\acute{a}x} = \ddot{u}_{\text{m}\acute{a}x}$.

En la Fig. 6 se analiza la presa típica, línea de rayas Fig. 6a), apoyada sobre roca, cuando se la somete a un sismo de gran magnitud, 7,5, pero suficientemente alejado como para que la aceleración en la base sea moderada.

La línea de rayas, Fig. 6b) y 6c) muestra los valores de $\ddot{u}_{\text{m}\acute{a}x(z)}$ obtenidos con el programa QUAD-4 para el caso de embalse lleno. Los valores de $\ddot{u}_{\text{m}\acute{a}x(z)}$ no son exactamente iguales en cada línea horizontal, por lo cual puede observar se alguna diferencia entre los taludes agua arriba y abajo. Se representan también los valores de $k_f/\ddot{u}_{\text{m}\acute{a}x(z)}$, con los valores k_f determinados por la fórmula (1), con las reducciones correspondientes cuando se aplica al espaldón sumergido.

Si se desea mantener el valor de la relación $k_f/\ddot{u}_{\text{m}\acute{a}x(z)}$ lo más constante posible en toda la altura, será necesario usar un talud más tendido en la parte superior. Esto provocará una, redistribución de las masas sometidas a las aceleraciones creadas por el sismo.

La Fig. 6a), línea llena, muestra la sección corregida de acuerdo con lo expuesto más arriba y con la condición adicional que el volumen de la sección original y de la corregida sean iguales. Se observa, Fig. 6b) y 6c) línea llena, que hay una importante mejora en la cresta con la adopción del talud corregido.

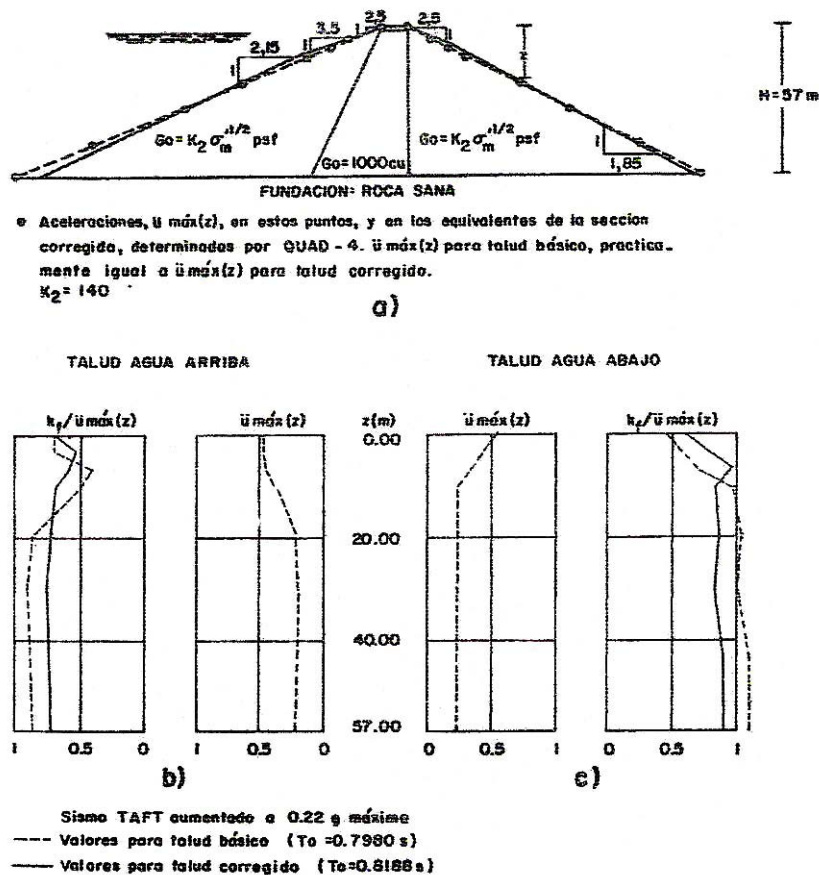


FIG. 6 - Análisis de presa típica y corregida.

En realidad no existe aún suficiente evidencia experimental para precisar cuales son los valores de $k_f/k_{pm\acute{a}x}$ o de $k_f/\ddot{u}_{m\acute{a}x(z)}$ que aseguren que los desplazamientos se mantengan dentro de límites preestablecidos.

Hay un consenso general entre los investigadores que, debido al carácter cíclico de las fuerzas que tienden a provocar el deslizamiento, estos valores pueden ser menores que uno.

Con aplicación restringida a presas de arcilla compactada o suelos no cohesivos densos que experimenten muy poca reducción en su resistencia bajo la acción de cargas cíclicas, Makdisi y Seed⁽⁶⁾ han publicado, para presas comprendidas entre 30 m. y 60 m. de altura, un gráfico que permite calcular en función de la magnitud del sismo, de la relación $k_f/k_{pm\acute{a}x}$, de $k_{pm\acute{a}x}$ y del período propio, T_o de la presa, el valor del desplazamiento horizontal, u . Este gráfico es el resumen de un trabajo de cálculo muy grande realizado, por dichos autores, y confirma que las variaciones de $k_f/k_{pm\acute{a}x}$ tienen una gran influencia en los desplazamientos. Para el caso de la Fig. 6 un aumento del orden de un tercio en el valor de $k_f/k_{pm\acute{a}x}$, en el rango 0.4 a 0.6, produce una reducción de los desplazamientos a la tercera parte.

Las conclusiones que se deducen de un análisis como el presentado no deben necesariamente seguirse al pie de la letra, pero constituyen una excelente guía para que el proyectista, teniendo en cuenta la precisión con que pueda elegir el sismo de proyecto, la de los resultados que suministre el modelo de elementos finitos que emplee y sus propias ideas sobre el comportamiento de las presas de materiales sueltos, determine el proyecto sismo-resistente definitivo.

CONCLUSIONES

Cuando la presa está constituida por un núcleo relativamente delgado de materiales impermeables, espaldones permeables de grava, y la fundación es más, igual o poco menos resistente que los materiales que se apoyan sobre ella, se pueden aplicar al proyecto sismo-resistente de la misma las conclusiones siguientes:

1. Aunque debe verificarse, la posibilidad de un deslizamiento sobre la fundación es altamente improbable.
2. Para el rango de alturas y aceleraciones que multiplican la aceleración en la base y a partir de cierta aceleración en la cresta, un diseño equilibrado de la sección requiere taludes quebrados, siendo datos más tendidos en la parte superior.
3. Para el mismo rango anterior el tender los taludes en la parte inferior no mejora las propiedades sismoresistentes de la presa en su conjunto.
4. La fuerza sísmica difiere poco entre el espaldón agua arriba y el agua abajo. En ambos casos, es prácticamente igual a la misma fracción de la aceleración de la gravedad por la masa total. En cambio, las fuerzas resistentes son función de los pesos efectivos, que en el primer caso es el sumergido y en el segundo es el seco o húmedo. Por consiguiente el talud agua arriba debe ser más tendido que el talud agua abajo.
5. Debido a que en los materiales granulares la cuña más desfavorable se confunde con el talud, es de aplicación la fórmula del talud infinito para determinar la aceleración de fluencia, k_f , correspondiente a cada talud.
6. Se considera que la relación $k_f/\ddot{u}_{m\acute{a}x(z)}$, que es una medida indirecta de la magnitud de los posibles desplazamientos a lo largo del talud originados por el sismo, es adecuada para utilizar en el proyecto de taludes equilibrados. Aunque no hay suficiente evidencia experimental para determinar exactamente cuál, es el valor aceptable para cada desplazamiento elegido, en un proyecto equilibrado, dicha relación debe mantenerse

tan constante como sea posible, a lo largo de ambos taludes exteriores de presa. Como el desplazamiento es también una función de k_{pmax} , la cual se reduce de la cresta hacia la fundación, valores aproximadamente constantes de k_f/k_{pmax} o de $k_f/\ddot{u}_{max(z)}$ significan desplazamientos potenciales menores en la parte inferior, tanto en el caso en que se afecten cuñas profundas como deslizamientos superficiales en los taludes, respectivamente. Un proyecto conservativo con mínimos desplazamientos potenciales corresponde a taludes proyectados con valores de $k_f/\ddot{u}_{max(z)}$ cercanos a 1. Aunque no existe certeza, desplazamientos tolerables serían posibles con valores de $k_f/\ddot{u}_{max(z)}$ del orden de 0.6.

7. Existen combinaciones de presas y sismos en los cuales el análisis explicado en este artículo conduce a taludes uniformes.

APENDICE – REFERENCIAS

1. Newmark, N.N., "Effects of earthquakes on dams and Embankments", *Geotechnique*, London, England, Vol.15, June, 1965, pp.139-160.
2. Seed, H.B., y Martin G. R., "The Seismic Coefficient in Earth Dam Design", *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, Vol. 92, No SM3, Proc. Paper 4824, May, 1966, pp. 25 - 58.
3. Ambraseys, N. N., y Sarma, S. K., "The Response of Earth Dam to Strong Earthquakes", *Geotechnique*, London, England, Vol. 17, Sept., 1967, pp. 181-213.
4. Seed, H. B., et al, " Analysis of the Slides in the San Fernando Dams During the Earthquake of February 9, 1971", *EERC 73-2, National Technical Information Service*, Springfield, Virginia, 22151, U.S.A.
5. Casagrande, A., "Liquefaction and Cyclic Deformation of Sands. A Critical Review". *Vº Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones*. Buenos Aires, Argentina, 1975, Tomo Vº.
6. Makdisi, F. I.y Seed, H. B., "Simplified Procedure for Estimating Dam and Embankment Earthquake-Induced Deformations", *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 104, Nº GT7, Proceeding Paper 13898, July 1978, pp. 849-861.
7. NISEE (National Information Service for Earthquake Engineering) Computer Application, Davis Hall, University of California, Berkeley U.S.A.
8. Idriss, I. M., et al, "QUAD-4", " A Computer Program for Evaluating the Seismic Response of Soil Structures by Variable Damping Finite Elements", Report Nº EERC 71-16, *Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Calif.*, July 1973.
9. Lysmer, J, et al, "LUSH", "A Computer Program for Complex Response Analysis of Soil-Structure Systems". *Report No EERC 74-4, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley Calif.*, April 1974.
10. Bolognesi, A. J. L., "Proyecto-Sísmo-Resistente de Estructuras de Materiales Suelos", *Anales de la Academia de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales*, Vol. 31, Buenos Aires, Argentina, 1978.
11. Resendiz, N. D., "Diseño Sísmico de Presas de Tierra y Enrocamiento". Informe General, *Vº Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones*, Buenos Aires, Argentina. Tomo IV, pp. 389-476.
12. Marwick, R., y Germand, J. P., "The River Lar Multipurpose Project in Iran", *Water Power and Dam Construction*, London, England, April 1975, pp.133-141.