estabilidad antisísmica de taludes en presas de tierra

531-65

HUGO GIULIANI, ingeniero

Profesor de la Universidad Nacional de Cuyo San Juan (Argentina), y becario de la UNESCO en el "Instituto Internacional de Sismología e Ingeniería Antisismica" Tokyo.

sinopsis

En la actualidad, los factores económicos y el gran desarrollo de la técnica conduce a la realización de estructuras con escasos coeficientes de seguridad, lo cual exige tener muy en cuenta el comportamiento real de las mismas. Este problema reviste particular importancia cuando interviene el efecto sísmico.

En los últimos años se ha hecho práctica común analizar la estabilidad de taludes de presa de tierra, en zonas sismicas, por el método del «coeficiente sismico en combinación con el método de la superficie de deslizamiento».

Teniendo en cuenta el hecho de que los métodos existentes a esta categoría general dan coeficientes de seguridad diferentes y que el coeficiente 1 es el mínimo aceptable cuando existe efecto sísmico, se aprecia la necesidad de utilizar métodos mas exactos.

El presente trabajo contiene:

- a) descripción de los más importantes métodos usados actualmente. Especial enfasis ha sido dirigida hacia los métodos, más exactos, que incluyen las fuerzas intergranulares que actúan sobre las caras laterales de las diversas cuñas en que ha sido dividida la masa de tierra deslizante;
- b) una solución analítica sugerida por el autor;
- c) las soluciones con efecto sísmico para todos los métodos anteriormente indicados;
- d) breves comentarios acerca de los diferentes métodos;
- e) aplicación numérica a un típico talud.

1. Introducción

De los varios métodos para analizar la estabilidad de taludes, el «Método de la Superficie de Deslizamiento» es corrientemente usado para presas de tierra. Dentro de esta categoría general hay varios métodos utilizables, siendo los más importantes:

- A) Método Sueco Standard
- B) Método Sueco Modificado
- C) Método de Bishop

La determinación de la forma exacta de la superficie deslizante más crítica presenta mucha dificultad y, en la práctica, se adopta una forma simplificada, generalmente circular; además, el problema es considerado, con suficiente aproximación, bidimensional.

2. Resistencia al corte de suelos

Los parámetros de la resistencia al corte del suelo, los cuales intervienen en la expresión del factor de seguridad, dependen de si el análisis es hecho en términos de tensiones efectivas (c', Φ') o de tensiones totales $(\Phi_u = 0)$.

La proporción de resistencia al corte movilizada para una dada condición de equilibrio definido por el factor de seguridad, F, es expresada en cada método como sigue:

a) análisis en términos de tensiones efectivas:

$$\tau = \frac{c'}{F} + (\sigma - U) \frac{\operatorname{tg} \Phi'}{F} = \frac{c'}{F} + \frac{\sigma'}{F} \operatorname{tg} \Phi'$$
 [2-1]

b) análisis en términos de tensiones totales:

$$\tau = \frac{C_u}{F} \left(\Phi_u = 0 \right) \tag{2-2}$$

donde:

 τ = tensiones tangenciales;

c' = cohesión;

 Φ' = ángulo de fricción interna;

 σ' = tensión normal efectiva;

U = presión neutra;

 C_u = resistencia total.

c' y Φ' son obtenidos del ensayo de consolidación sin drenaje (sistema cerrado) y con medición de la presión neutra, o bien, del ensayo de consolidación con drenaje, ambos en ensayos de compresión triaxil; y C_u puede ser obtenido del ensayo de compresión inconfinado.

En general, cada método tiene ventajas y desventajas en relación a un determinado problema. En el análisis en términos de tensiones efectivas, la presión neutra que existe sobre una superficie potencial de deslizamiento es estimada y la resistencia al corte es dada por la ecuación [2-1]. En el análisis en términos de tensiones totales se requieren ensayos de laboratorios de tal manera que representen las reales condiciones de la presa, y la resistencia al corte es determinada en términos de tensiones totales sin la medida de la presión neutra.

Actualmente, se recomienda el uso del análisis en términos de tensiones efectivas, porque el desarrollo técnico de la materia permite, efectivamente, un mejor conocimiento de la resistencia al corte de los suelos en términos de tensiones efectivas.

3. Método sueco standard

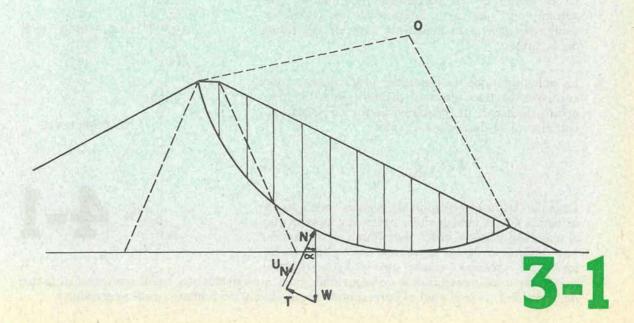
Para una típica presa de tierra, una superficie potencial de deslizamiento pasa, generalmente, a través de varias zonas de distintas características, ya sea de la presa propiamente dicha como también de la cimentación. Debido a esta variación de las propiedades resistentes a lo largo de la superficie potencial de falla, el análisis más directo consiste en dividir la masa de tierra deslizante en un conveniente número de cuñas de tal manera que la resistencia y presión neutra sobre el fondo de cada individual cuña pueda ser calculada y considerada que no varía en el ancho de la misma. En este método no se consideran las

fuerzas intergranulares que actúan sobre las caras laterales de las diversas cuñas, las que se suponen actúan independientemente. Esta simplificación fue propuesta primeramente por Krey.

El procedimiento práctico del cálculo es indicado a continuación y en la figura 3-1, usando el análisis en términos de tensiones efectivas:

- La masa deslizante es dividida en un número conveniente de cuñas, usualmente de igual ancho, pero no necesariamente.
- 2) Para cada cuña se calcularán las siguientes fuerzas:
 - a) peso normal (W), suelo más agua;
 - b) fuerza total, actuando sobre el fondo $(N = W \cdot \cos a)$;
 - c) presión neutra total, actuando sobre el fondo, igual a la presión neutra unitaria promedio, correspondiente, multiplicada por el área del fondo de la cuña considerada $(U = U_N \cdot l)$;
 - d) fuerza tangencial actuante sobre el fondo $(T = W \cdot \text{sen } a)$;
 - e) resistencia total al corte debida a la cohesión, la cual es igual a la cohesión unitaria, correspondiente, multiplicada por el área del fondo de la cuña considerada;
 - f) resistencia total al corte que puede ser desarrollada a la rotura, sobre el fondo de cuña considerada.
- 3) Los resultados de estos cálculos son, convenientemente, tabulados.
- 4) El factor de seguridad es calculado comparando el momento resistente con el momento exterior (correspondiente a las fuerzas que tienden a provocar el deslizamiento de la masa de tierra) con respecto al centro 0 de rotación, es decir:

$$F = \frac{\sum M_R}{\sum M_E} = \frac{\sum [c' \cdot l + (N - U_N) \operatorname{tg} \Phi']}{\sum W \cdot \operatorname{sen} \alpha}$$
[3-1]



Una forma distinta de hacer los cálculos, consiste en dibujar las fuerzas T, $C = c' \cdot l$, y $(N - U_N)$ en forma de curvas continuas y luego medir las áreas encerradas por estas curvas, gráficamente o con planímetro.

4. Método sueco modificado

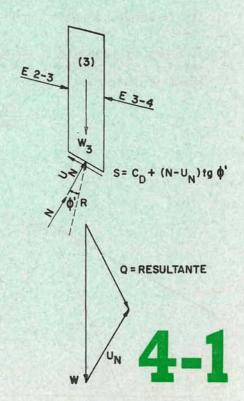
Este método es un medio práctico para incluir las fuerzas que actúan sobre las caras laterales de las varias cuñas, desarrollado por Taylor.

El procedimiento es como sigue:

- 1) La masa deslizante es dividida en un conveniente número de cuñas, usualmente de igual ancho, pero no necesariamente.
- 2) Para cada cuña, se calcularán las siguientes fuerzas:
 - a) peso total (W), suelo más agua;
 - b) presión neutra total actuando sobre el fondo, la cual es igual a la presión neutra unitaria, correspondiente, multiplicada por el área del fondo de la cuña considerada.
 - c) resistencia total al corte, debida a la cohesión, la cual es igual a la cohesión unitaria, correspondiente, multiplicada por el área del fondo de la cuña considerada.
- 3) Para cada cuña se obtendrá, gráficamente, la resultante (Q) del peso (W) y la total presión neutra (U_N) (fig. 4-1).
- 4) La dirección de las fuerzas intergranulares que actúan sobre las caras laterales de las cuñas, se asume paralela a la pendiente exterior del talud de la presa.
- 5) La solución final es obtenida, gráficamente, por sucesivos tanteos. Para el primer tanteo se fija, arbitrariamente, un probable factor de seguridad con el cual se determina el valor:

$$C_D = \frac{C}{F_D} \tag{4-1}$$

Luego se traza el polígono de fuerzas indicado en la figura 4-2, el cual incluye todas las fuerzas que actúan sobre cada cuña individual, comenzando por cualquiera de los extremos. Si el polígono no cierra, es necesario trazar otro polígono corres-



pondiente a un nuevo factor de seguridad, y así, sucesivamente, hasta conseguir el factor de seguridad para el cual el correspondiente polígono de fuerzas resulta cerrado.

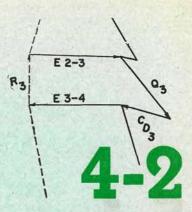
5. Método de Bishop

Refiriéndonos a la figura 5-1, el momento exterior es producido por el peso de las cuñas, y el momento resistente por la resistencia total a lo largo de las bases de las cuñas. Igualando estos dos momentos, se obtiene la siguiente expresión:

$$\Sigma W \cdot x = R \cdot \Sigma W \cdot \text{sen } \alpha = R \cdot \Sigma_r \cdot l$$
 [5-1]

donde:

$$\tau = \frac{1}{F} \left[c' + \left(\frac{N}{l} - U_N \right) \operatorname{tg} \Phi' \right]$$
 [5-2]



De las [5-1] y [5-2] se consigue la siguiente expresión para el factor de seguridad:

$$F = \frac{1}{\Sigma W \cdot \operatorname{sen} \alpha} \Sigma [c' \cdot l + (N - U_N \cdot l) \operatorname{tg} \Phi']$$

0

$$F = \frac{1}{\Sigma W \cdot \operatorname{sen} a} \Sigma [c' \cdot l + N' \cdot \operatorname{tg} \Phi']$$
 [5-3]

Si ahora se considera la condición de equilibrio vertical, se obtiene:

$$N \cdot \cos \alpha + c' \cdot l \cdot \sin \alpha = W(X_n - X_{n-1})$$
 [5-4]

Sustituyendo la [5-1] en la [5-4] y teniendo en cuenta que:

$$N = N' + U_N = N' + U_N \cdot l$$

se consigue:

$$N' = \frac{W + (X_n - X_{n+1}) - U_N \cdot l \cdot \cos \alpha - \frac{c' \cdot l}{F} \cdot \sin \alpha}{\cos \alpha + \frac{1}{F} \cdot \sin \alpha \cdot \operatorname{tg} \Phi'}$$
 [5-5]

Sustituyendo la ecuación [5-5] en la [5-3] se obtiene la siguiente expresión para el factor de seguridad:

$$F = \frac{1}{\Sigma W \cdot \sin \alpha} \Sigma \left\{ \frac{c' \cdot l + \operatorname{tg} \Phi' \left[W + (X_n - X_{n+1}) - U_N \cdot l \cdot \cos \alpha - \frac{c' \cdot l}{F} \operatorname{sen} \alpha \right]}{\cos \alpha + \frac{\operatorname{sen} \alpha \cdot \operatorname{tg} \Phi'}{F}} \right\} [5-6]$$

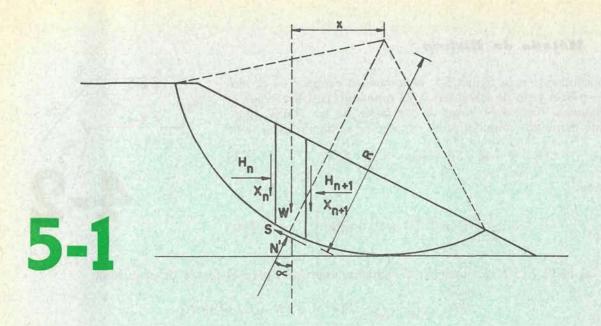
Poniendo

$$b = l \cdot \cos \alpha$$
,

$$\frac{U_N \cdot b}{W} = \frac{U_N \cdot b}{\gamma \cdot b \cdot h} = \frac{U_N}{\gamma \cdot h} = r_U,$$

la expresión anterior se transforma en la siguiente:

$$F = \frac{1}{\Sigma W \cdot \operatorname{sen} a} \Sigma \left\{ c' \cdot l + \left[W(1 - r_{U}) + (X_{n} - X_{n+1}) \right] \frac{\operatorname{sec} a}{1 + \frac{\operatorname{tg} a \cdot \operatorname{tg} \Phi'}{F}} \right\}$$
 [5-7]



Los valores de $(X_n - X_{n+1})$ de la expresión [5-7] son hallados por sucesivas aproximaciones y deben satisfacer las siguientes condiciones, desde que son fuerzas internas:

$$\Sigma(X_n - X_{n+1}) = 0 ag{5-8}$$

$$\Sigma(H_n - H_{n+1}) = 0 ag{5-9}$$

La condición $\Sigma(X_n - X_{n+1}) = 0$, puede ser satisfecha directamente seleccionando valores aproximados de X_n , etc.

Proyectando todas las fuerzas que actúan sobre una cuña, según la dirección tangencial a la base, se obtiene la siguiente expresión:

$$(W+X_n-X_{n+1})\cdot \operatorname{sen}\alpha + (H_n-H_{n+1})\operatorname{cos}\alpha = S$$

0

$$(H_n - H_{n+1}) = S \cdot \sec \alpha - (W + X_n - X_{n+1}) \operatorname{tg} \alpha$$
 [5-10]

Ahora, si la expresión [5-7] es escrita como sigue:

$$F = \frac{1}{\Sigma W \cdot \text{sen } a} \ \Sigma[m]$$
 [5-11]

entonces:

$$S = \frac{m}{F}$$
 [5-12]

y de aquí:

$$\Sigma(H_n + H_{n+1}) = \Sigma \left[\frac{m}{F} \sec \alpha - (W + X_n - X_{n+1}) \operatorname{tg} \alpha \right]$$
 [5-13]

Los valores de X deben, por consiguiente, también satisfacer la condición que sigue:

$$\Sigma\left[\frac{m}{F}\sec\alpha-(W+X_n-X_{n+1})\tan\alpha\right]=0$$
 [5-14]

En la práctica se obtiene, primeramente, un valor inicial resolviendo la [5-7] con la hipótesis que $(X_n - X_{n+1}) = 0$. Esta hipótesis satisface la [5-8], pero no la [5-14]. Entonces es necesario introducir valores de $(X_n - X_{n+1})$ que satisfagan también la [5-14]. Estos valores

pueden, finalmente, ser ajustados hasta que las condiciones de equilibrio sean totalmente satisfechas.

Sin embargo, estas fuerzas verticales que actúan sobre las caras laterales de las cuñas, las cuales, como hemos visto, no pueden ser eliminadas matemáticamente, pueden ser despreciadas con, relativamente, poca pérdida en la exactitud de los resultados. La expresión para el factor de seguridad en estas condiciones, se simplifica como sigue:

$$F = \frac{1}{\Sigma W \cdot \sin \alpha} \Sigma \left\{ \left[c' \cdot l + W(r - r_0) \operatorname{tg} \Phi' \right] \frac{\sec \alpha}{1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha \cdot \operatorname{tg} \Phi'}{F}} \right\}$$
 [5-15]

Para taludes parcialmente sumergidos, la expresión para el factor de seguridad es como sigue:

$$F = \frac{1}{\mathcal{E}(W_1 + W_2)\operatorname{sen} a} \Sigma \left\{ \left[c' \cdot b + \operatorname{tg} \Phi'(W_1 + W_2 - b \cdot U_N + X_n - X_{n+1}) \right] = \frac{\operatorname{sec} a}{1 + \frac{\operatorname{tg} a \cdot \operatorname{tg} \Phi'}{F}} \right\}$$
[5-16]

donde:

 W_1 = peso total del suelo que se encuentra arriba de la línea MN (fig. 5-2);

 W_2 = peso del suelo (sumergido) que se encuentra debajo de la línea MN.

Las fuerzas que actúan sobre las caras laterales de las cuñas, ahora, tienen que satisfacer las siguientes condiciones:

a)
$$\Sigma(X_n - X_{n+1}) = 0$$
; [5-17]

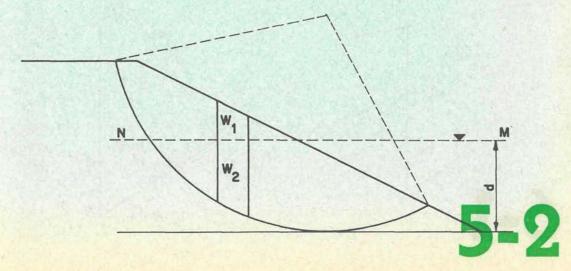
b)
$$\Sigma(H_n - H_{n+1}) = \frac{1}{2} \cdot \gamma_u \cdot d^2;$$
 [5-18]

donde:

d =profundidad del agua correspondiente al pie del talud, la cual produce un empuje horizontal sobre las caras verticales de las cuñas;

 $\gamma_w = densidad del agua;$

c)
$$\Sigma \left[\frac{m}{F} \sec \alpha - (W_1 + W_2 + X_n - X_{n+1}) \operatorname{tg} \alpha \right] = 0$$
. [5-19]



6. Solución analítica (sugerida por el autor)

En el método de Bishop, la componente vertical de las fuerzas intergranulares que actúan sobre las caras verticales de las cuñas es usualmente despreciada por los inconvenientes señalados cuando se desea considerarlas. En esta solución, el problema es hecho estáticamente determinado asumiendo la dirección de dichas fuerzas intergranulares definida por el ángulo de fricción interna del suelo, en la forma que indica la figura 6-1.

En este método todas las fuerzas que actúan sobre una genérica cuña son proyectadas normalmente a la dirección de las fuerzas intergranulares que actúan sobre las caras laterales de la misma. La condición de equilibrio sobre esta dirección nos da:

$$W \cdot \cos \Phi' - \tau \cdot l \cdot \sin (\alpha - \Phi') - N \cdot \cos (\alpha - \Phi') = 0.$$
 [6-1]

Teniendo en cuenta que

$$N = N' + U_N = N' + U_N \cdot l$$

y sustituyendo la ecuación [5-2] en la [6-1] se obtiene:

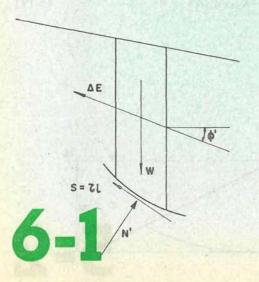
$$W \cdot \cos \Phi' - \frac{\sin (\alpha - \Phi')(c' \cdot l + N' \operatorname{tg} \Phi')}{F} - (N + U_N \cdot l)\cos (\alpha - \Phi') = 0$$
 [6-2]

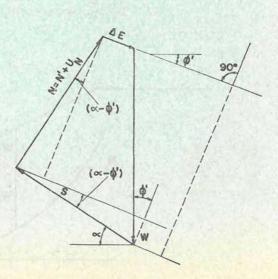
0

$$W \cdot \cos \Phi' - \frac{\sin (\alpha - \Phi')}{F} c' \cdot l - N' \cdot \operatorname{tg} \Phi' \frac{\sin (\alpha - \Phi')}{F} - N' \cdot \cos (\alpha - \Phi') - U_N \cdot l \cdot \cos (\alpha - \Phi') = 0,$$
 [6-3]

y de aquí:

$$N' = \frac{W \cdot \cos \Phi' - \frac{\sin (\alpha - \Phi')c' \cdot l}{F} - U_N \cdot l \cdot \cos (\alpha - \Phi')}{\cos (\alpha - \Phi') + \frac{\operatorname{tg} \Phi' \cdot \sin (\alpha - \Phi')}{F}}$$
[6-4]





Sustituyendo esta ecuación [6-4] en la [5-3] se obtiene, finalmente, la expresión para el factor de seguridad:

$$F = \frac{1}{\Sigma W \cdot \sin \alpha} \Sigma \left\{ c' \cdot l + \frac{\left[W \cdot \cos \Phi' - \frac{\sin (\alpha - \Phi') \cdot c' \cdot l}{F} - U_N \cdot l \cdot \cos (\alpha - \Phi') \right] \operatorname{tg} \Phi'}{\cos (\alpha - \Phi') + \frac{\operatorname{tg} \Phi' \cdot \sin (\alpha - \Phi')}{F}} \right\}$$
 [6-5]

7. Fuerzas sísmicas

En regiones sísmicamente activas el cálculo de la estabilidad de taludes debe también incluir las fuerzas sísmicas.

Cuando una presa de tierra es sometida a un movimiento sísmico, evidentemente actúa sobre la masa de suelo una fuerza de inercia. Este concepto ha sido la base para el así llamado «Método del Coeficiente Sísmico»; aquí el efecto sísmico es expresado en términos de aceleración horizontal $a = K_h \cdot g$, en la cual, g es la aceleración de la gravedad y K_h es el coeficiente sísmico. Por consiguiente, la magnitud de la fuerza adicional, por efecto sísmico, es expresada como sigue:

$$F_s = K_h \cdot W ,$$

siendo W el peso de la masa de suelo.

Sin embargo, la aceleración del movimiento sísmico consiste en dos componentes, horizontal y vertical (a_h y a_v); por lo tanto, los correspondientes coeficientes sísmicos pueden expresarse en función de las aceleraciones sísmicas, como sigue:

$$K_h = \frac{\alpha_h}{g}$$
 ; $K_v = \frac{\alpha_v}{g}$

Este método del coeficiente sísmico ha sido adoptado, también, en el diseño antisísmico de presas de tierra. Cuando la presa se mueve hacia el paramento de agua arriba y en la dirección vertical más adversa, posiblemente hacia la cimentación, tendremos las condiciones más desfavorables y cada cuña estará sometida a una fuerza sísmica total $F = K_t \cdot W$, donde

$$K_t = \sqrt{K_h^2 + K_v^2},$$

y su dirección es definida por:

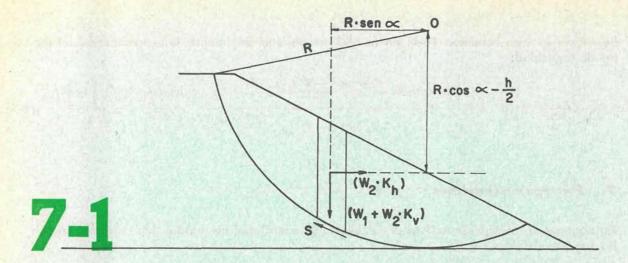
$$\operatorname{tg}\vartheta=\frac{K_h}{K_v}$$

Ahora, refiriéndonos a la figura 7-1, en la cual se ha asumido que las fuerzas sísmicas actúan en los puntos medios de las alturas de las cuñas, el momento exterior es provocado por el peso de las cuñas más los momentos de las fuerzas sísmicas y el momento resistente por la resistencia total a lo largo de las bases de las cuñas. Igualando estos dos momentos, obtenemos:

$$\Sigma R(W_1 + W_2 \cdot K_v) \operatorname{sen} \alpha + W_2 K_h \left(R \cdot \cos \alpha - \frac{h}{2} \right) = \frac{1}{F_s} \Sigma R[c' \cdot l + N'_s \cdot \operatorname{tg} \Phi']$$
 [7-1]

donde:

 W_1 es el peso total de la cuña, utilizando peso específico de suelo sumergido para la parte por debajo del nivel de saturación;



 W_2 es el peso total de la cuña, utilizando peso específico aparente del suelo (no sumergido).

De la expresión [7-1] fácilmente se consigue la expresión general para el factor de seguridad con efecto sísmico, como sigue:

$$F_{s} = \frac{1}{\Sigma(W_{1} + W_{2} \cdot K_{v}) \operatorname{sen} \alpha + K_{h} \Sigma W_{2} \cdot \cos \alpha - \frac{K_{h}}{2R} \Sigma W_{2} \cdot h} \cdot \Sigma[c' \cdot l + N_{s'} \cdot \operatorname{tg} \Phi']$$
 [7-2]

Generalmente, la componente sísmica vertical es despreciada. Entonces la [7-2] se simplifica como sigue:

$$F_{s} = \frac{1}{\sum W_{1} \cdot \operatorname{sen} \alpha + K_{h} \sum W_{2} \cdot \operatorname{cos} \alpha - \frac{K_{h}}{2R} \sum W_{2} \cdot h} \sum [c' \cdot l + N'_{s} \cdot \operatorname{tg} \Phi']$$
 [7-3]

8. Método sueco standard con efecto sísmico

Las fuerzas sísmicas horizontal y vertical pueden descomponerse en sus componentes paralelas a las fuerzas tangenciales T y a las fuerzas normales N.

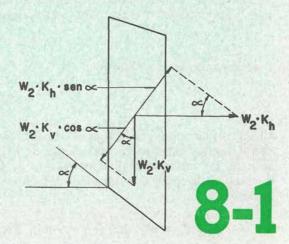
De la figura 8-1 fácilmente se obtiene:

$$N_s = \Sigma F_T = W_2 \cdot K_{\nu} \cdot \cos \alpha - W_2 \cdot K_h \cdot \sin \alpha$$
 [8-1]

y

$$N'_{s} = N' + N_{s} = (W_{1} + W_{2} \cdot K_{\nu}) \cdot \cos \alpha - W_{2} \cdot K_{h} \cdot \sin \alpha$$
 [8-2]

y sustituyendo esta ecuación [8-2] en la [7-2] se consigue la expresión del factor de seguridad con efecto sísmico para este método:



$$F_{s} = \frac{\Sigma \left\{ c' \cdot l + \left[(W_{1} + W_{2} \cdot K_{\nu}) \cos \alpha - W_{2} \cdot K_{h} \cdot \sin \alpha \right] \operatorname{tg} \Phi' \right\}}{\Sigma \left[(W_{1} + W_{2} \cdot K_{\nu}) \sin \alpha + K_{h} \cdot \Sigma W_{2} \cdot \cos \alpha - \frac{K_{h}}{2R} \Sigma W_{2} \cdot h \right]}$$
[8-3]

Cuando la fuerza sísmica vertical es despreciada la ecuación anterior se simplifica como sigue:

$$F_{s} = \frac{\sum \left[c' \cdot l + \left[W_{1} \cdot \cos \alpha - W_{2} \cdot K_{h} \cdot \sin \alpha\right] \operatorname{tg} \Phi'\right]}{\sum \left[W_{1} \cdot \sin \alpha + K_{h} \cdot \sum W_{2} \cdot \cos \alpha - \frac{K_{h}}{2R} \sum W_{2}h\right]}$$
[8-4]

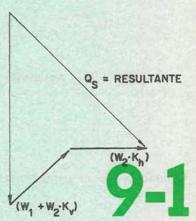
9. Método sueco modificado con efecto sísmico

Sólo un método simplificado puede ser usado para este método cuando es necesario considerar el efecto sísmico, el que consiste, simplemente, en considerar para cada cuña la resultante, Q_s , de las siguientes fuerzas: W_1 , $W_2 \cdot K_\nu$, $W_2 \cdot K_h$

y U_N , como indica la figura 9-1. Después el procedimiento no se modifica y, por consiguiente, se procede exactamente como se indicó anteriormente.

10. Método de Bishop con efecto sísmico (Oddie y Humphreys)

En la presentación original del método de Bishop no tiene en cuenta el efecto sísmico, pero en el año 1961, Oddie y Humphreys presentaron la expresión incluyendo el efecto sísmico. Ellos asumieron las fuerzas sísmicas actuando en los puntos medios de las alturas de las cuñas y solamente las fuerzas sísmicas horizontales. La expresión conseguida por ellos es como sigue:



$$F_{s} = \frac{1}{\sum W_{1} \cdot \operatorname{sen} \alpha + K_{h} \sum W_{2} \cdot \operatorname{cos} \alpha - \frac{K_{h}}{2R} \sum W_{2}h} \times \left\{ \frac{c' \cdot b + \operatorname{tg} \Phi'[W_{1}(1 - r_{U}) + (X_{n} - X_{n+1})] \operatorname{sec} \alpha}{1 + \frac{\operatorname{tg} \Phi' \cdot \operatorname{tg} \alpha}{E}} \right\}$$
[10-1]

Sin embargo, no es difícil obtener la expresión que, también, incluye la fuerza sísmica vertical, siguiendo los mismos pasos seguidos por Bishop. La expresión obtenida es la siguiente:

$$F_{s} = \frac{1}{\Sigma(W_{1} + W_{2} \cdot K_{\nu}) \operatorname{sen} \alpha + K_{h} \cdot \Sigma W_{2} \cdot \operatorname{cos} \alpha - \frac{K}{2R} \Sigma W_{2} \cdot h} \times \left\{ \frac{c' \cdot b + \operatorname{tg} \Phi'[W_{2}(1 - r_{U}) + W_{2} \cdot K_{\nu} + (X_{n} - X_{n+1}) \operatorname{sec} \alpha]}{1 + \frac{\operatorname{tg} \Phi' \cdot \operatorname{tg} \alpha}{F_{s}}} \right\}$$
[10-2]

11. Solución analítica (sugerida por el autor) con efecto sísmico

Para incluir el efecto sísmico en este método, es necesario obtener el valor de N'_s para sustituirlo en la expresión [7-2].

Refiriéndonos a la figura 11-1 se consigue fácilmente N', como sigue:

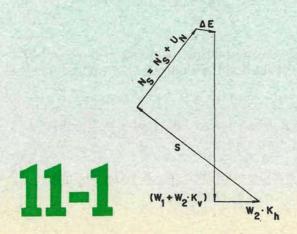
$$N'_{s} = \frac{(W_{1} + W_{2} \cdot K_{\nu})\cos\Phi' - W_{2} \cdot K_{h} \cdot \sin\Phi' - \frac{\sin(\alpha - \Phi') \cdot c' \cdot l}{F_{s}} - U_{N} \cdot l \cdot \cos(\alpha - \Phi')}{\cos(\alpha - \Phi') + \tan\Phi' \frac{\sin(\alpha - \Phi')}{F_{s}}}$$
[11-1]

y sustituyendo esta ecuación [11-1] en la [7-2] se consigue la expresión del factor de seguridad con efecto sísmico para este método:

$$F_{s} = \frac{1}{\Sigma(W_{1} + W_{2} \cdot K_{\nu})\operatorname{sen} a + K_{h} \cdot \Sigma W_{2} \cdot \operatorname{cos} a - \frac{K_{h}}{2R} \Sigma W_{2} \cdot h} \times \Sigma \left\{ c' \cdot l + \frac{\left[(W_{1} + W_{2} \cdot K_{\nu})\operatorname{cos} \Phi' - W_{2} \cdot K_{h} \cdot \operatorname{sen} \Phi' - \frac{\operatorname{sen} (a - \Phi') \cdot c' \cdot l}{F_{s}} - U_{N} \cdot l \cdot \operatorname{cos} (a - \Phi') \right] \operatorname{tg} \Phi'}{\operatorname{cos} (a - \Phi') + \operatorname{tg} \Phi' \frac{\operatorname{sen} (a - \Phi')}{F_{s}}} \right\}$$
[11-2]

Cuando la fuerza sísmica vertical es despreciable, la [11-2] se simplifica como sigue:

$$F_{s} = \frac{1}{\Sigma W_{1} \cdot \operatorname{sen} \alpha + K_{h} \cdot \Sigma W_{2} \cdot \operatorname{cos} \alpha - \frac{K_{h}}{2R} \Sigma W_{2} \cdot h} \times \left\{ c' \cdot l + \frac{\left[W_{1} \cdot \operatorname{cos} \Phi' - W_{2} \cdot K_{h} \cdot \operatorname{sen} \Phi' - \frac{\operatorname{sen} (\alpha - \Phi') c' \cdot l}{F_{s}} - U_{N} \cdot l \cdot \operatorname{cos} (\alpha - \Phi') \right] \operatorname{tg} \Phi'}{\operatorname{cos} (\alpha - \Phi') + \operatorname{tg} \Phi' \frac{\operatorname{sen} (\alpha - \Phi')}{F_{s}}} \right\} [11-3]$$



12. Breves comentarios acerca de los diferentes métodos

Para una presa de tierra, un factor de seguridad de 1,5 ha sido adoptado como un valor mínimo aceptable para embalse lleno y, aún, un poco menor para la condición de rápido descenso del agua, en condiciones normales, es decir, sin el efecto sísmico.

No obstante, este bajo factor de seguridad, la experiencia e información disponible indican que las presas de tierra tienen notable resistencia a los movimientos sísmicos.

Por esta razón se acepta, generalmente, reducir el factor de seguridad a la unidad cuando el efecto sísmico es considerado. Aún más, algunos ingenieros consideran no necesario incluir algún efecto sísmico, cuando el análisis de la estabilidad de los taludes es hecho con los métodos ordinarios.

De lo dicho anteriormente parece deducirse una incongruencia entre el real comportamiento de las presas de tierra y el bajo factor de seguridad calculado para las mismas con los métodos ordinarios. Ambraseys ha expresado en uno de sus trabajos que hay pocas presas de tierra dañadas por movimientos sísmicos durante los últimos veinticinco años. Sin embargo, él también expresa que este argumento no debe ser usado para desdeñar el efecto sísmico.

El autor sugiere que para conciliar esta incongruencia es necesario el uso de métodos más exactos que incluyan las fuerzas intergranulares que actúan sobre las caras laterales de las diversas cuñas.

El método más generalmente usado es el método «Sueco Standard». La principal ventaja de este método consiste en su simplicidad, pero tiene el inconveniente que da factores de seguridad muy conservativos. Por tal razón creemos inadecuado su uso, especialmente cuando es necesario incluir el efecto sísmico.

En Turquía, las prescripciones para el efecto sísmico en el diseño de presas de tierra, establece que el análisis de la estabilidad sea hecho con el «Método Sueco Modificado», el cual, como hemos visto, incluye las fuerzas intergranulares que actúan en las caras laterales de las diversas cuñas.

El «Método Sueco Modificado» es un procedimiento gráfico, para incluir las fuerzas intergranulares que actúan sobre las caras laterales de las cuñas. Pero el procedimiento indicado anteriormente para incluir el efecto sísmico, no es exacto por cuanto el momento exterior y el resistente no están equilibrados.

El «Método de Bishop» da resultados mucho más ajustados a la realidad que los métodos ordinarios en uso. La expresión que incluye el efecto sísmico, ha sido presentada por Oddie y Humphreys. Sin embargo, el cálculo del factor de seguridad, por este método resulta muy tedioso si la componente vertical de las fuerzas intergranulares que actúan sobre las caras laterales de las cuñas son consideradas.

El método analítico, sugerido por el autor, incluye, como hemos indicado anteriormente, las fuerzas intergranulares que actúan en las caras laterales de las cuñas, y la dirección de tales fuerzas se asume ser definida por el ángulo de fricción interna del suelo.

El autor encuentra este último método muy interesante para el análisis de estabilidad de taludes de presas de tierra, cuando el efecto sísmico es considerado por las siguientes razones:

a) el factor de seguridad mínimo en las condiciones más desfavorables, o sea, cuando se considera actuando simultáneamente el efecto sísmico y la condición de rápido descenso del nivel del agua puede ser uno. En estas condiciones la dirección de las fuerzas intergranu-

lares, actuando sobre las caras verticales de las cuñas, es prácticamente coincidente con la dirección definida por el ángulo de fricción interna del suelo. Por consiguiente, y dentro de las restricciones para esta categoría general, el método resulta, cuando se aplica a presas de tierra en las condiciones apuntadas, prácticamente exacto;

 el factor de seguridad es obtenido analíticamente sin los inconvenientes presentados por el «Método de Bishop» cuando las componentes verticales de las fuerzas intergranulares que actúan sobre las caras verticales de las diversas cuñas son consideradas.

13. Aplicación numérica a un típico talud

Los métodos a) Sueco Standard, b) el de Bishop (considerando sólo la componente horizontal de las fuerzas intergranulares que actúan sobre las caras laterales de las cuñas) y c) el sugerido por el autor, han sido aplicados a un típico talud (fig. 13-1) en condiciones normales (sin efecto sísmico). Los resultados obtenidos para el factor de seguridad son los siguientes, respectivamente:

a)
$$F = 2,715$$
;

b)
$$F = 3,440$$
;

c)
$$F = 3,600$$
.

Estos resultados indican claramente que el método a) da un factor de seguridad muy conservativo y, por lo tanto, bastante alejado del real. Los valores correspondientes a los otros métodos presentan sólo una pequeña diferencia entre sí, pero posiblemente el resultado dado por el método c) sea el más ajustado a la realidad por cuanto el «Método de Bishop», tal como se le ha usado aquí no tiene en cuenta la componente vertical de las fuerzas intergranulares que actúan sobre las caras verticales de las cuñas.

Las tablas I, II y III muestran la forma práctica de hacer los cálculos numéricos.

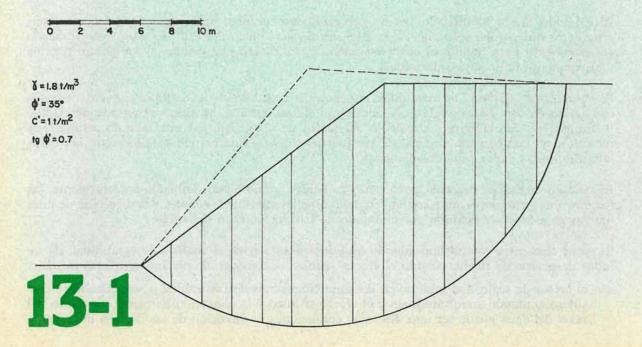


TABLA II Método de Bishop

Espécimen Núm.	b (m)	h (m)	W (t)	-	sen a	(1) W·sen a	(2) C	$\begin{array}{c} \text{(3)} \\ W \cdot (1-r_{\mathrm{g}}) \\ \text{tg } \text{Φ'} \end{array}$	(4) (2) + (3)	Sec a	tg c	tg α x tg Φ'	1 + tg α × tg Φ'		(6) sec a/(5)		(T) (4) × (6)	
						(t)	(t)						$F_t = 3$	$F_2 = 3,46$	$F_1 = 3$	$F_2 = 3,46$	$F_1 = 3$	$F_2 = 3,46$
1	2	1,50	5,40	-36	0,588	-4,535	2,47	3,78	6,25	1,236	-0,727	0,509	0,830	0,853	1,488	1,449	9,300	9,562
2	2	4,25	15,30	-28	-0,469	-7,176	2,27	10,70	12,97	1,133	-0,532	-0,372	0,876	0,893	1,293	1,268	16,770	16,433
3	2	6,70	24,10	-20	0,342	-8,242	2,13	16,85	18,98	1,064	-0,364	-0,255	0,915	0,926	1,163	1,149	22,074	21,808
4	2	8,80	31,70	-14	-0,242	-7,671	2,06	22,20	24,26	1,030	-0,249	-0,174	0,942	0,950	1,095	1,084	26,565	26,298
5	2	10,65	38,30	- 7	-0,122	-4,673	2,01	26,80	28,81	1,007	- 0,123	0,086	0,997	0,975	1,010	1,032	29,098	29,732
6	2	12,30	44,30	0	0	0	2,00	31,00	33,00	1,000	0	0	1,000	1,000	1,000	1,000	33,000	33,000
7	2	13,70	49,30	7	0,122	6,015	2,01	34,50	36,51	1,007	0,123	0,086	1,003	1,025	1,005	0,982	36,696	35,853
8	2	14,80	47,80	14	0,242	11,568	2,06	35,50	37,56	1,030	0,249	0,174	1,058	1,050	0,975	0,980	36,621	36,809
9	2	15,00	54,00	20	0,342	18,468	2,13	37,80	39,93	1,064	0,364	0,255	1,085	1,074	0,980	0,990	39,131	39,531
10	2	14,00	48,60	28	0,469	22,793	2,27	34,00	36,27	1,133	0,532	0,372	1,124	1,107	1,007	1,023	36,524	35,907
11	2	12,75	45,90	36	0,588	26,989	2,47	32,15	34,62	1,236	0,727	0,509	1,170	1,147	1,057	1,077	36,593	37,286
12	2	11,00	39,60	45	0,707	27,997	2,83	27,70	30,53	1,414	1,000	0,700	1,233	1,202	1,145	1,176	34,957	35,903
13	2	8,65	30,08	56	0,829	25,533	3,57	21,55	25,12	1,778	1,483	1,083	1,346	1,346	1,320	1,320	33,158	33,158
14	2	4,80	17,50	70	0,940	16,450	5,85	12,25	18,10	2,924	2,747	1.923	1,641	1,556	1,780	1,879	32,218	34,009

Σ 123,516 Σ 36,13

 $F = \frac{\Sigma(7)}{\Sigma(1)}$

 $F_1 = 3,422$ $F_2 = 3,443$

Adop. F = 3,440

 Σ 422,702 Σ 425,289

TABLA III Solución analítica

Espé- cimen Núm. (m)	h (m)	(t)	a		SEIL a	W-sen a	W - sen Φ'		(a-0')	sen (α-Φ')	cos (a-\$')	sen (a-\$") X	(8) C×(7)	(9) F × (3)		(10) F × (6)		(11) (9) — (8)		(12) (16) + (7)		(13) (11)/(12)	
							(t)				A 46 *	CAM	$F_1 = 3.7$	$F_2 = 3.6$	$F_1 = 3.7$	$F_2 = 3.6$	$F_1 = 3.7$	$F_1 = 3.6$	$F_1 = 3.7$	$F_2 = 3.6$	$F_1 = 3.7$	$F_2 = 3.6$	
1	2	1,50	5,40	- 36	0,588	-4,535	3,100	2,47	-71	-0,946	0,326	- 0,662	-1,635	11,470	11,160	1,206	1,174	13,105	12,795	0,544	0,512	24,090	24,990
2	2	4,25	15,30	-28	-0,469	-7,176	8,782	2,27	-63	-0,891	0,453	-0,567	-1,287	32,515	31,615	1,676	1,631	33,802	32,902	1,109	1,064	30,479	30,922
3	2	6,70	24,10	-20	-0,342	8,242	13,833	2,13	-55	0,819	0,574	-0,573	-1,220	51,182	49,799	2,124	2,066	52,402	51,019	1,551	1,493	33,785	34,172
4	2	8,80	31,70	-14	-0,242	-7,671	18,196	2,06	- 49	0,755	0,656	-0,528	-1,087	67,325	65,506	2,472	2,362	68,412	66,593	1,944	1,834	35,191	36,310
5	2	10,65	38,30	- 7	-0,122	-4,673	21,984	2,01	-42	- 0,669	0,743	-0,468	-0,941	81,340	79,142	2,749	2,675	82,281	80,083	2,281	2,207	36,072	36,285
6	2	12,30	44,30	0	0	0	25,428	2,00	-35	0,574	0,819	- 0,402	0,804	94,084	91,541	3,030	2,948	94,888	92,345	2,628	2,546	36,106	36,270
7	2	13,70	49,30	7	0,122	6,015	28,298	2,01	-28	-0,469	0,883	-0,328	0,659	104,702	101,873	3,267	3,179	105,361	102,532	2,939	2,851	35,849	35,963
8	2	14,80	47,80	14	0,242	11,568	27,437	2,06	-21	0,358	0,934	-0,250	0,515	101,516	98,773	3,456	3,362	102,031	99,292	3,206	3,112	31,825	31,906
9	2	15,00	54,00	20	0,392	18,468	30,996	2,13	-15	0,259	0,966	0,181	0,385	114,685	111,586	3,574	3,477	115,070	111,971	3,393	3,296	33,913	33,971
10	2	14,00	48,60	28	0,469	22,793	27,896	2,27	- 7	-0,122	0,992	0,085	-0,193	103,215	100,426	3,670	3,571	103,408	100,619	3,585	3,466	28,884	29,030
11	2	12,75	45,90	36	0,588	26,989	26,347	2,47	1	0,017	0,999	0,012	0,029	97,483	94,849	3,696	3,596	97,454	94,820	3,708	3,608	26,282	26,280
12	2	11,00	39,60	45	0,707	27,997	22,809	2,83	10	0,174	0,985	0,122	0,345	84,393	82,112	3,645	3,546	84,048	81,767	3,767	3,668	22,311	22,291
13	2	8,65	30,08	56	0,829	25,533	17,266	3,57	21	0,358	0,934	0,286	1,021	63,884	62,158	3,456	3,362	62,863	61,137	3,742	3,648	16,800	16,759
14	2	4,80	17,50	70	0,940	16,450	10,045	5,85	35	0,573	0,819	0.401	2,346	37,166	36,162	3,030	2,948	34,770	33,816	3,431	3,349	10,130	10,097

Σ 123,516 Σ 36,13

 $F = \frac{\Sigma[(13) + (5)]}{\Sigma(2)}$

 $F_1 = 3,540$ $F_2 = 3,573$

 $F \doteq 3,60$

Σ 401,172 Σ 405,246

TABLA I Método Standard

Espécimen Núm.	ъ (m)	h (m)	W (t)	à	sen a	COS α	$C = \frac{c' \cdot b}{\cos a}$ (t)	$T = W \cdot \operatorname{sen} \alpha$ (t)	$N = W \cdot \cos a$ (t)
1	2	1,50	5,40	-36	0,588	0,809	2,47	-4,535	4,368
2	2	4,25	15,30	-28	- 0,469	0,883	2,27	-7,176	13,510
3	2	6,70	24,10	-20	- 0,342	0,940	2,13	8,242	22,654
4	2	8,80	31,70	-14	-0,242	0,970	2,06	-7,671	30,749
5	2	10,65	38,30	- 7	-0,122	0,993	2,01	-4,673	38,032
6	2	12,30	44,30	0	0	1	2,00	0	44,300
7	2	13,70	49,30	7	0,122	0,993	2,01	6,015	48,955
8	2	14,80	47,80	-14	0,242	0,970	2,06	11,568	46,366
9	2	15,00	54,00	20	0,342	0,940	2,13	18,468	50,760
10	2	14,00	48,60	28	0,469	0,883	2,27	22,793	42,914
11	2	12,75	45,90	36	0,588	0,809	2,47	26,989	37,133
12	2	11,00	39,60	45	0,707	0,707	2,83	27,997	27,997
13	2	8,65	30,08	56	0,829	0,559	3,57	25,533	17,217
14	2	4,80	17,50	70	0,940	0,342	5,85	16,450	5,985

tablas

 $F = \frac{\Sigma [C + N \operatorname{tg} \Phi']}{\Sigma T} = 2,72$

résumé 🐧 summary 🐧 zusammenfassung

Stabilité antisismique des talus des barrages en terre

Hugo Giuliani, ingénieur

Actuellement, les facteurs économiques et le développement de la technique conduisent à la réalisation de structures ayant un coefficient de sécurité très bas, ce qui oblige à tenir compte très sérieusement de leur comportement récl. Ce problème revêt une importance particulière lorsque l'effet sismique intervient.

Au cours des dernières années, est devenue pratique commune l'analyse de la stabilité des talus des barrages en terre en zones sismiques, par la méthode du «coefficient aismique en combinaison avec la méthode de la surface de glissement».

Compte tem du fait que les méthodes existant dans cette catégorie générale donnent des coefficients de sécurité différents et que le coefficient un est le minimum ecceptable quand existent des effets sismiques, on constate qu'il est indispensable d'utiliser des méthodes plus exactes.

Ce travail comporte:

- a) une description des méthodes les plus importantes employées actuellement. Une attention spéciale a été attachée aux méthodes, plus exactes, qui incluent les forces intergranulaires agissant sur les faces latérales des divers secteurs qui divisent la masse de terre glissante;
- b) une solution analytique suggérée par l'auteur;
- c) les solutions à effet sismique pour toutes les méthodes plus haut mentionnées;
- d) brefs commentaires sur les différentes méthodes;
- e) une application numérique à un talus caractéristique.

Antiseismic stability of soil dam embankments

Hugo Giuliani, engineer

Σ 123.516 Σ 430.940

Σ 36.13

At present, economic reasons and the high development of technological knowledge lead to the construction of structures with low factors of safety. This makes it necessary to have accurate knowledge of the real behaviour of the materials. This problem is of special importance when the seismle factor intervenes.

In recent years it has become common practice to analyse the stability of soil embankments located in seismic zones, using the seismic factor in conjunction with the surface sliding method.

Taking into account that existing methods of analysis lead to varying factors of safety, and that safety factor one is the lowest acceptable when there is a seismic effect, it will be obvious that more accurate methods are now essential.

- a) A description of the most recent methods at present in use. Special attention has been given to more accurate methods, which take account of intergranular forces action on the lateral faces of the various wedges into which the sliding mass is divided.
- b) An analytical solution suggested by the author.

 o) Solutions involving the seismic effect, applicable to all above mentioned methods.
- d) Brief comments on the various methods.
- e) Numerical application to a typical embankment.

Erdbebensichere Beständigkeit der Böschungen In Erddämme

Hugo Giuliani, Ingenieur

Heutzutage führt die wirtschaftlichen Faktoren und die Technikentwicklung zu der Ausfürung von Bauwerk mit wenigen Si-cherheiktoeffiziente, was das wirkliche Verhalten derselben überlegen verlängt. Dieses Problem hat besondere Wichtigkeit, wann die Erdubenwirkung auftritt.

Vor einigen Jahre macht man Versuche, um die Beständigkeit von Erddämmeböschungern auf Erdbebengebiet durch die des Erdbebenkoeffizientes Methode in Verbindung mit der der Gleitfläche Methode zu kennera.

Da die vorhandenen Methode verschiedene Sicherheitkoeffiziente geben und der Koeffizierzt eins den annehmbaren Minimalkoeffizient ist, wenn die Erdbebenwirkung vorhanden ist, achtet man die Notwendigkeit genauere Methode anzuwenden.

- a) Beschreibung der wichtigen angewendeten Methoden heutzutage. Besondere Aufmerksamkeit hat man den genaueren Methoden gegeben, die die Kr\u00e4te, die unter den K\u00f6rnern entstehen, umfassen, die auf den Seitenf\u00e4\u00e4chen der verschiedenen Spindeln wirken, in welchen die Gielterdmasse getellt wurde.
- b) Eine gegebene analitische Lösung vom Verfasser.
- c) Die Lösungen mit Erdbebenwirkung für alle obengenannte Methode,
- d) Kurze Berichte mit Beziehung auf den verschiedenen Methoden.
- e) Numerische Anwendung zu einer typischen Böschung.