

Efecto de las laderas sobre la distribución de tensiones y los asentamientos previsibles durante la construcción de la presa de Canales

Por GUILLERMO BRAVO GUILLEN

Dr. Ingeniero de Caminos, C. y P.

La Confederación Hidrográfica del Guadalquivir está construyendo en el río Genil, unos kilómetros aguas arriba de Granada, un embalse de 71 Hm³ para complementar el abastecimiento de la ciudad y conseguir una normal dotación a los tradicionalmente escasos regadíos de su Vega. Para crear este embalse es necesario construir una presa de 156 metros de altura, la presa de Canales.

Durante la redacción del proyecto se hicieron cuidadosos estudios comparativos entre las distintas soluciones de tipo de presa, adoptándose finalmente una presa de escollera de núcleo central, que será por tanto la más alta de las construidas de este tipo en España.

La presa va situada en una abrupta cerrada de

areniscas miocenas, aunque el estribo derecho se tiende en su tercio más alto que pasa a ser de margas arenosas. En las figuras 1 y 2 pueden verse la planta de la presa y una sección longitudinal por su eje. El núcleo ha de apoyarse sobre todo en la margen izquierda, en toda su altura, sobre una pendiente muy fuerte. En el derecho el pronunciado cambio de pendiente hace temer sobre la posible fisuración del núcleo, para lo que hemos tomado una serie de medidas descritas ya en otras ocasiones y que no vamos a repetir.

En este artículo vamos a concretarnos a comentar las consideraciones que nos hemos hecho a la vista de la presencia de los estribos de gran pendiente en cuanto a su influencia en la distribución de tensiones en el núcleo y a la consiguiente

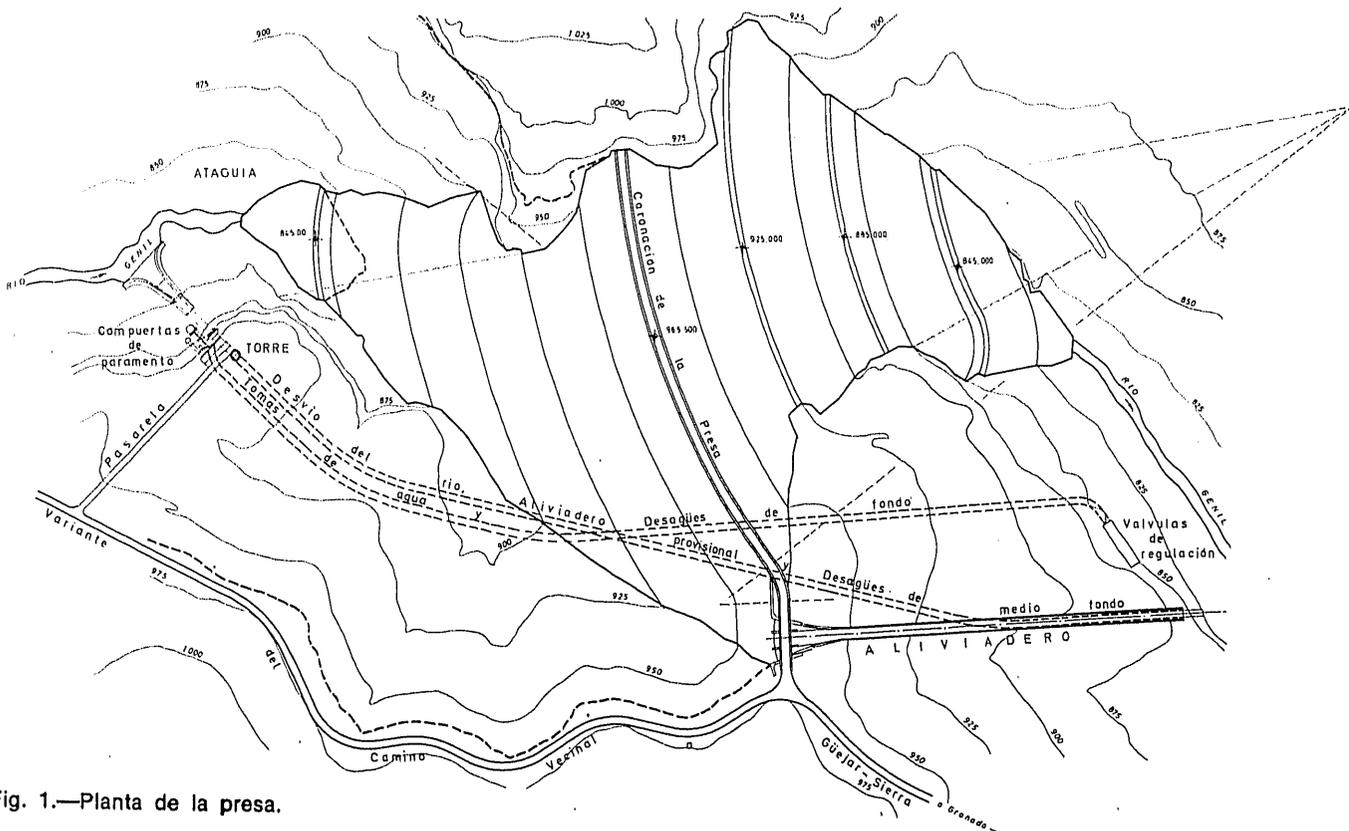


Fig. 1.—Planta de la presa.

EFFECTOS DE LAS LADERAS SOBRE DISTRIBUCION DE TENSIONES

Fig. 2.—Sección longitudinal por el eje.

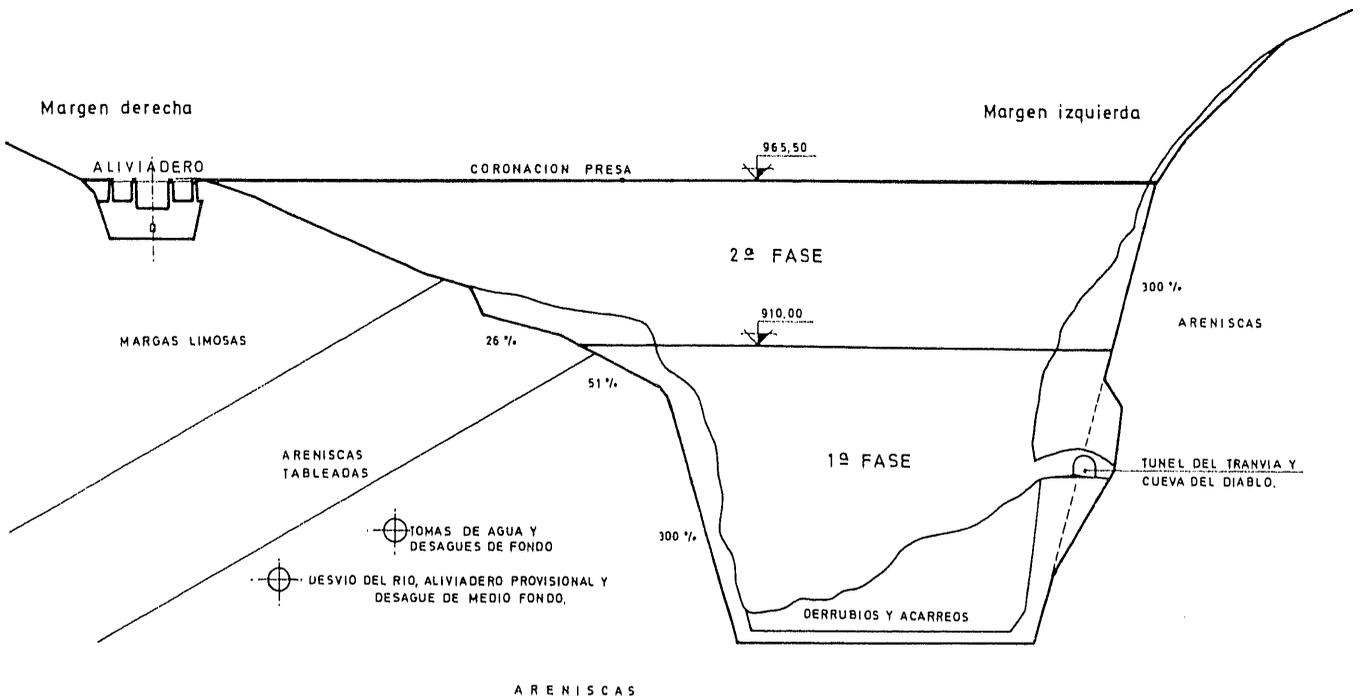
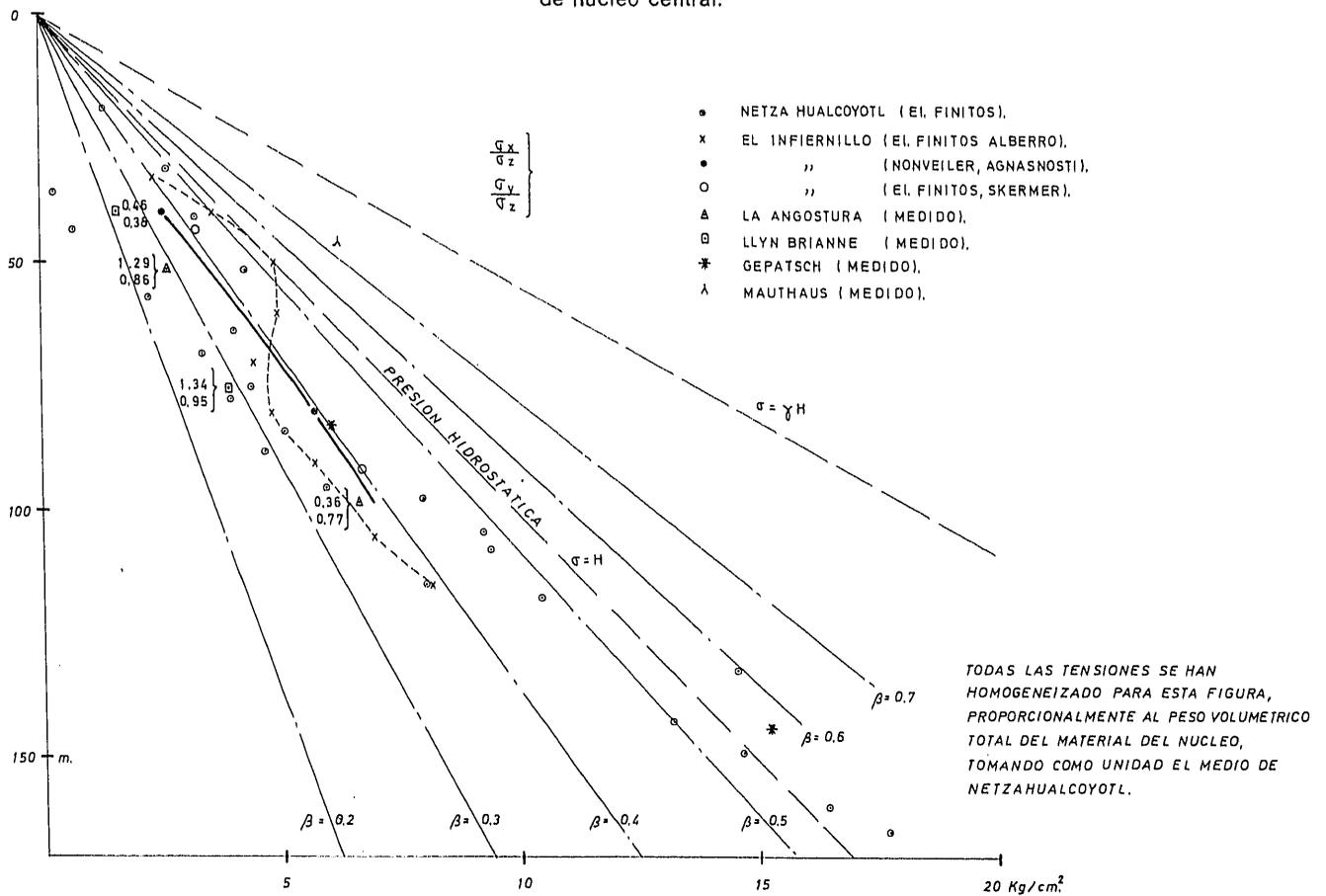


Fig. 3.—Tensiones verticales medidas en presas de escollera de núcleo central.



EFFECTOS DE LAS LADERAS SOBRE DISTRIBUCION DE TENSIONES

repercusión en los asientos que deben producirse en esa zona próxima a los estribos durante la construcción de la presa.

Las cargas que se van añadiendo durante la construcción de una presa de materiales sueltos, van provocando el asiento de estos materiales mientras la altura de la presa va alcanzando la de su coronación definitiva.

En los casos en que la presa va ubicada en una cerrada de estribos muy pendientes, estos asientos, que para fijar ideas pueden alcanzar magnitudes del orden del metro, han de ocasionar rozamiento con estas laderas, provocando una modificación en la distribución de tensiones, que supondrá normalmente una disminución de las tensiones verticales, que en caso de alcanzar valores muy bajos podrían poner a esa zona en peligro de fracturación hidráulica.

No se trata, sin embargo, de asegurar que la tensión mínima principal sea mayor que la hidrostática, que parecería la condición necesaria, pues como vemos en la figura 3 donde hemos recogido datos de tensiones verticales calculadas o medidas en algunas presas al final de su construcción, las tensiones verticales que existen en los núcleos de presas que están funcionando correctamente son notablemente menores que la presión hidrostática correspondiente y las tensiones horizontales son solamente una fracción de las verticales. Ello se deberá a la modificación de estas tensiones durante la puesta en carga de la presa.

$$\left. \begin{array}{l} \text{---} \sigma_z \\ \text{- - -} \sigma_{II} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \varphi = 18^\circ \\ K_a = 0.528 \end{array}$$

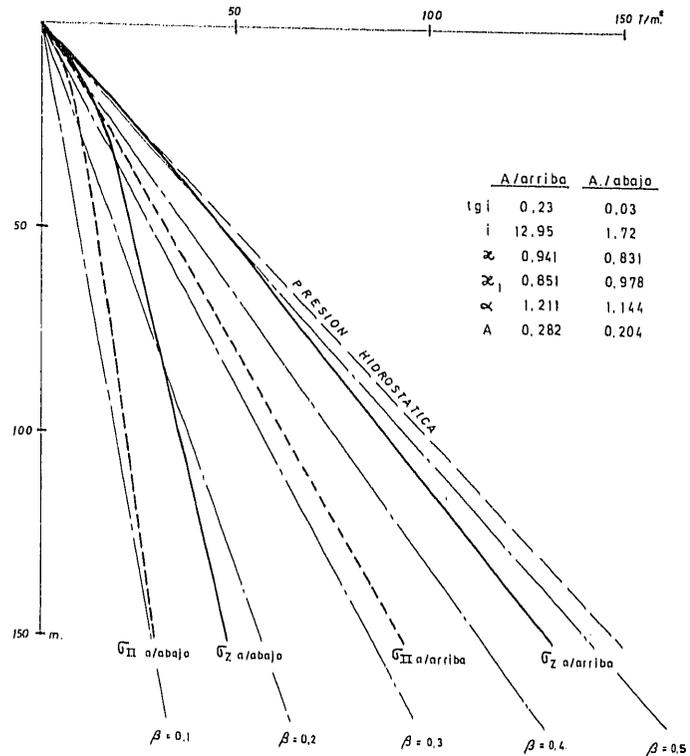


Fig. 4.—Tensiones en el núcleo de la presa de Canales según Nonveiller y Anagnosti.

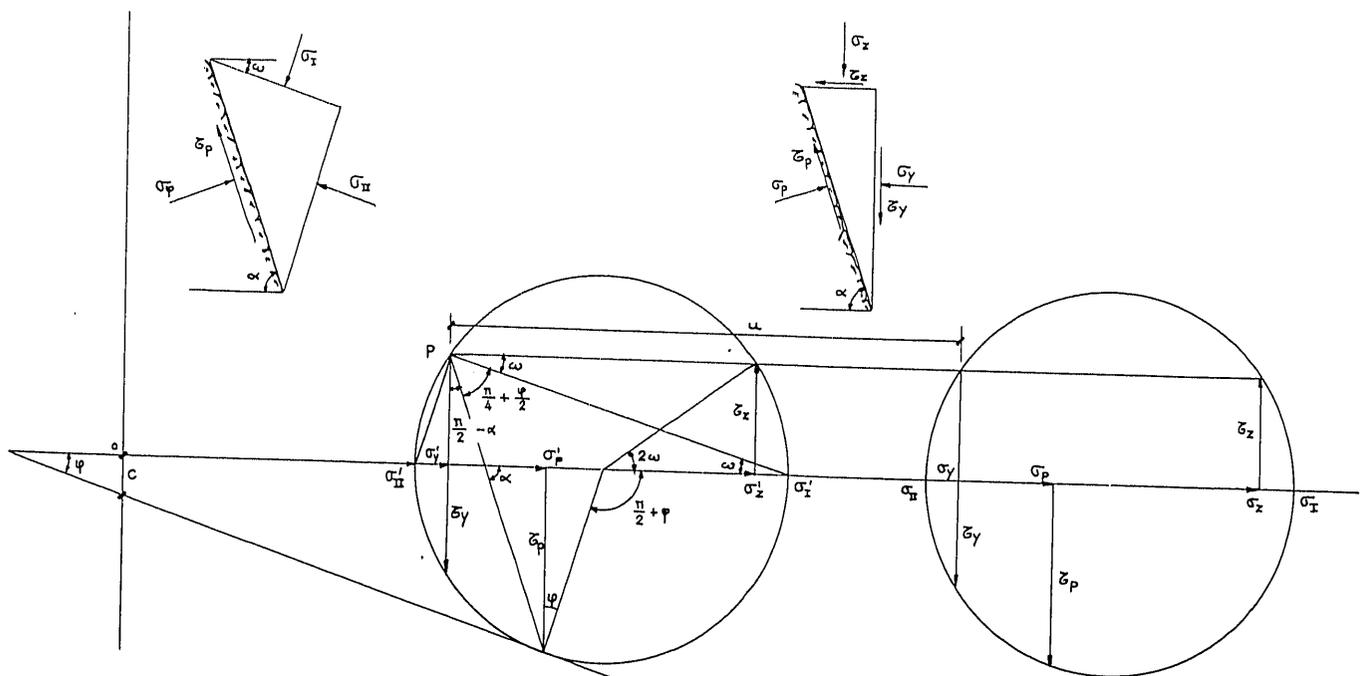


Fig. 5.—Círculo de Mohr. Elemento del núcleo en contacto con la ladera.

EFECTOS DE LAS LADERAS SOBRE DISTRIBUCION DE TENSIONES

Otra cosa que puede deducirse de la figura anterior es que en el interior del núcleo las tensiones verticales crecen de una forma aproximadamente lineal, es decir, son de la forma $\sigma_z = \beta \cdot \gamma \cdot z$, siendo β un coeficiente que no resulta excesivamente variable con la altura. Hemos de recordar que en un modelo elástico la distribución de presiones verticales σ_z en el eje de un prisma triangular con taludes de 1,5:1 está dada por la expresión $\sigma_z = 0,75 \gamma z$ (Samsioe, 1955).

Este valor teórico viene normalmente disminuido por la interacción del núcleo con los espaldones normalmente menos compresibles que él, que da lugar a las menores magnitudes de tensiones que hemos visto que se producen en la realidad.

En la figura 4 mostramos la variación de tensiones verticales y principales menores que se producirán en los bordes del núcleo de la presa de Canales según el conocido estudio de Nonveiller y Anagnosti, donde volvemos a observar la casi linealidad de las tensiones en el núcleo.

Una vez que hemos visto la distribución normal de tensiones en el núcleo central de una presa de escollera, vamos a analizar la influencia de la presencia de las paredes pendientes de la cerrada que vamos a considerar indeformables.

En la figura 5 representamos el círculo de Mohr correspondiente a un elemento del núcleo en contacto con la ladera, a la que suponemos un ángulo de inclinación con la horizontal α . Suponemos que en este punto el suelo se encuentra en deslizamiento y que el círculo es tangente por tanto a la recta de Coulomb de cohesión c y ángulo de rozamiento φ .

De la consideración anterior se deduce fácilmente la siguiente relación entre τ_z y σ'_z .

$$\tau_z = \frac{c + \sigma'_z \cdot \operatorname{tg} \varphi}{M}$$

siendo

$$M = \frac{1 + \operatorname{sen} \varphi \cdot \operatorname{sen} (2\alpha - \varphi)}{\cos \varphi \cdot \cos (2\alpha - \varphi)}$$

Pasemos ahora a la figura 6 para analizar el equilibrio de una rebanada de altura Δz , que se

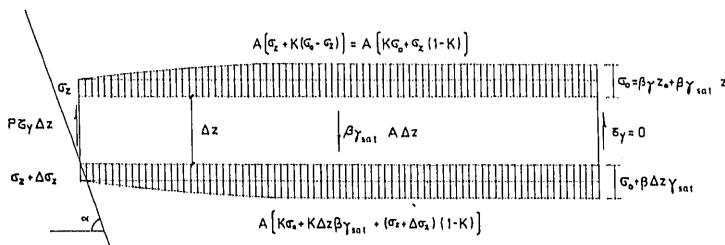


Fig. 6.—Equilibrio de una rebanada de altura Δz .

extienda sólo desde la ladera indeformable hasta una zona donde, desaparecida la influencia de la ladera pueda considerarse que $\tau_y = 0$. Sea A el área horizontal de esta rebanada y P su perímetro de contacto con la ladera, Admitiendo la existencia de una presión intersticial u , y estimando un coeficiente K ($0 < K < 1$) para valorar el "volumen" que representan las tensiones verticales sobre la rebanada en su exceso sobre σ_z , tendremos:

$$\begin{aligned} A [K \sigma_{01} + \sigma_z (1 - K)] + \beta \cdot \gamma_{sat} \cdot A \cdot \Delta z &= \\ &= A [K \sigma_{01} + K \cdot \Delta z \cdot \beta \cdot \gamma_{sat} + \\ &+ (\sigma_z + \Delta \sigma_z) (1 - K)] + P \cdot \tau_z \cdot \Delta z \end{aligned}$$

y llamando $R = \frac{A}{P}$, una magnitud de dimensión lineal que representaría el espesor de influencia de la ladera, tendríamos:

$$\left[\beta \cdot \gamma_{sat} - \frac{c + \sigma'_z \cdot \operatorname{tg} \varphi}{M \cdot R (1 - K)} \right] \Delta z = \Delta \sigma'_z + \Delta u$$

Suponiendo conocida $u = f(z)$, definida o no de una forma analítica podríamos proceder a integrar por diferencias finitas esta ecuación, obteniendo los valores de $\sigma'_z = F(z)$.

En esta fórmula los parámetros R y K vienen agrupados en forma del producto $R(1 - K)$. Si el valor R se ha estimado en exceso, sería necesario hacerlo con el coeficiente K por existir sobre la rebanada una mayor proporción de tensiones próximas a σ_{01} . Por ello, consideraremos como espesor medio de influencia del efecto que la ladera indeformable ejerce sobre la distribución de tensiones en el núcleo, que podríamos llamar efecto de ensilado, al producto $R(1 - K)$ que llamaremos en adelante B .

En una gran parte de los casos, cuando se trata de presas de escollera con núcleo central, cuando se compacta con humedades algo inferiores a la óptima con un grado de saturación cercano al 80 por 100 o no llegan a aparecer presiones intersticiales durante la construcción o éstas son muy limitadas. En este caso, las expresiones anteriores se simplifican notablemente σ'_z pasa a ser σ_z , desaparece u que se anula y γ_{sat} pasa a ser γ , el peso volumétrico total del material colocado.

Integrando la ecuación diferencial resultante de estas simplificaciones obtenemos la expresión de las tensiones verticales en función de la altura.

$$\sigma_z = \frac{\beta \cdot \gamma \cdot M \cdot B - c}{\operatorname{tg} \varphi} \left[1 - e^{-\frac{\operatorname{tg} \varphi}{M B} z} \right]$$

Esta expresión de σ_z tiende a $\beta \gamma$, es decir, a

EFFECTOS DE LAS LADERAS SOBRE DISTRIBUCION DE TENSIONES

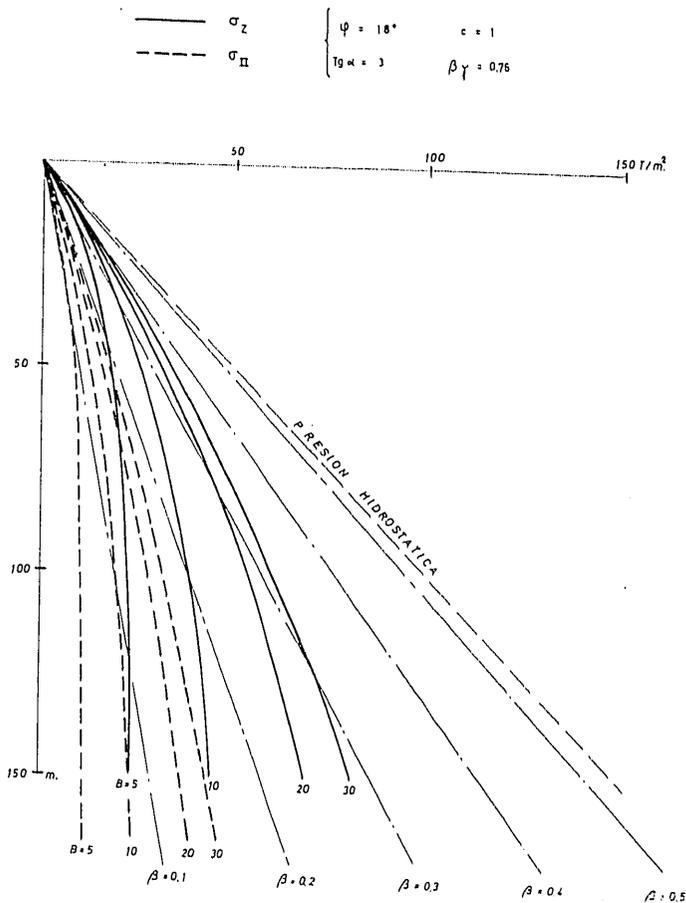


Fig. 7.—Tensiones punto a las laderas. Presa de Canales.

la tensión correspondiente en el núcleo en condiciones normales, cuando no existe el efecto de ensilado de la ladera para $M \rightarrow \infty$, es decir; para

$$\alpha = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}. \text{ Con pendientes menores de la ladera no debe, pues, producirse deslizamiento ni, por tanto, efecto de ensilado, a menos de considerar una situación de estado pasivo en el núcleo en el sentido longitudinal de la presa, que aparte de ser excepcional se sale del cuadro que estamos contemplando.}$$

En la figura 7 presentamos la variación de las tensiones verticales y de las principales menores para el caso de la presa de Canales suponiendo un $\beta = 0,4$ y para valores del espesor medio de influencia B iguales a 5, 10, 20 y 30 metros.

Prescindiendo de que no es probable que este efecto llegue a prolongarse hasta la misma cimentación de la presa, vemos que para un espesor de influencia de 20 metros este efecto supondría una disminución de las tensiones verticales en el núcleo del orden de un 40 por 100.

En el caso concreto de la presa de Canales,

este efecto se ha compensado con un aumento de los espesores del núcleo al llegar a la estribación donde el talud aguas abajo pasa de 0,03 a 0,08 y el talud aguas arriba de 0,23 a 0,28. En la figura 8 damos la variación de tensiones con estos nuevos taludes según las fórmulas de Nonveiller y Anagnosti y podemos comprobar que el aumento de tensiones verticales en el borde aguas abajo del núcleo donde son menores supone un aumento del 74 por 100 que compensa la disminución anterior ($1,74 \times 0,60 = 1,044$).

En las figuras 9 y 10 damos la variación de las tensiones verticales y principales menores con los datos principales de la presa de Canales, pero haciendo variar el ángulo α de la ladera y además en la primera el espesor medio de influencia y en la segunda el ángulo φ de rozamiento. Vemos que el espesor medio tiene una gran influencia, lo que hace resaltar el peligro que puede suponer una excavación excesivamente ceñida al núcleo y que el aumento del ángulo de rozamiento se traduce siempre en una disminución de las tensiones principales menores, aunque no necesariamente de las tensiones verticales, dependiendo del ángulo de la

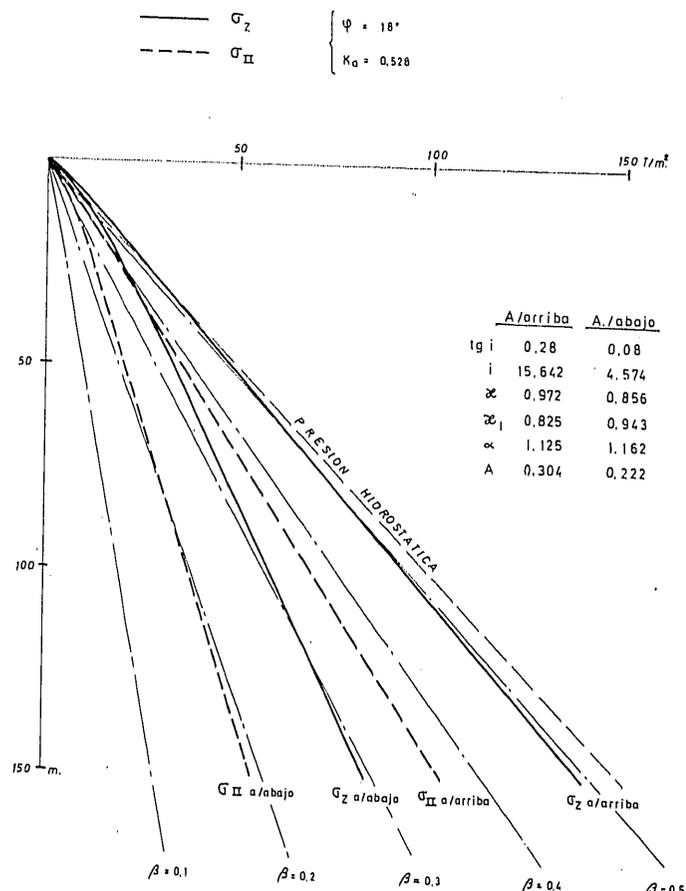


Fig. 8.—Tensiones en el núcleo de la presa de Canales, según Nonveiller y Anagnosti. Taludes aumentados junto a los estribos.

EFFECTOS DE LAS LADERAS SOBRE DISTRIBUCION DE TENSIONES

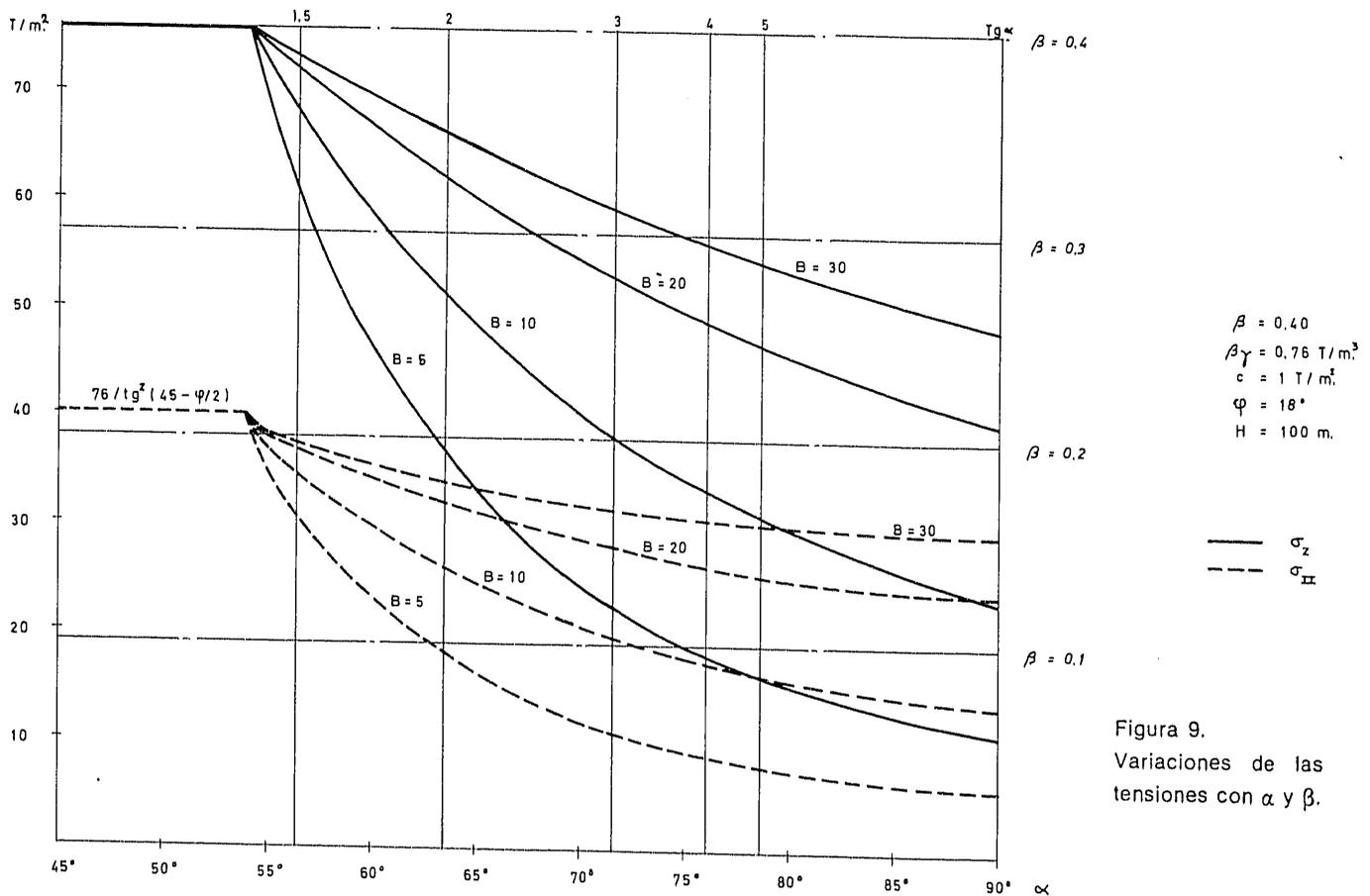


Figura 9. Variaciones de las tensiones con α y β .

ladera. La cohesión influye de forma apreciable sólo con ángulos de rozamiento bajos.

Hemos estudiado también la influencia que sobre el mantenimiento de un valor medio tiene la variación de alguno de los parámetros: una oscilación de la pendiente de la ladera se traduce en una disminución de tensiones, es decir, en un aumento del efecto de ensilado, lo que resulta lógico. En cambio, la oscilación de valores del ángulo de rozamiento sobre un valor medio supone una ligera disminución del efecto de ensilado calculado según este valor medio.

Los asientos que experimenta durante su construcción una presa de materiales sueltos fueron determinados por Marsal en 1958, en el supuesto de que:

1. El esfuerzo vertical en el interior de la presa es $\sigma_z = \beta \cdot \gamma \cdot z$.
2. El medio es homogéneo.
3. Las deformaciones diferidas (efecto secundario) son despreciables, siendo las deformaciones proporcionales a las tensiones. De esta forma se obtiene:

$$\lambda_z = \frac{\delta \cdot a_v \cdot \beta \cdot \gamma}{1 + e_i} (H - z) z$$

siendo a_v el coeficiente de compresibilidad y e_i el índice de poros inicial.

Hemos añadido un coeficiente reductor δ a la fórmula original de Marsal, pues los valores de $a_v \cdot \beta \cdot \gamma$ que se obtienen de la medición de presas reales suelen ser notablemente inferiores a los que se deducen de los datos de laboratorio de los materiales empleados. Desconocemos la causa, aunque suponemos que puede estar relacionada con el hecho de que los datos de laboratorio están deducidos en condiciones edométricas.

Aplicando un procedimiento análogo con las tensiones ya deducidas, obtendríamos:

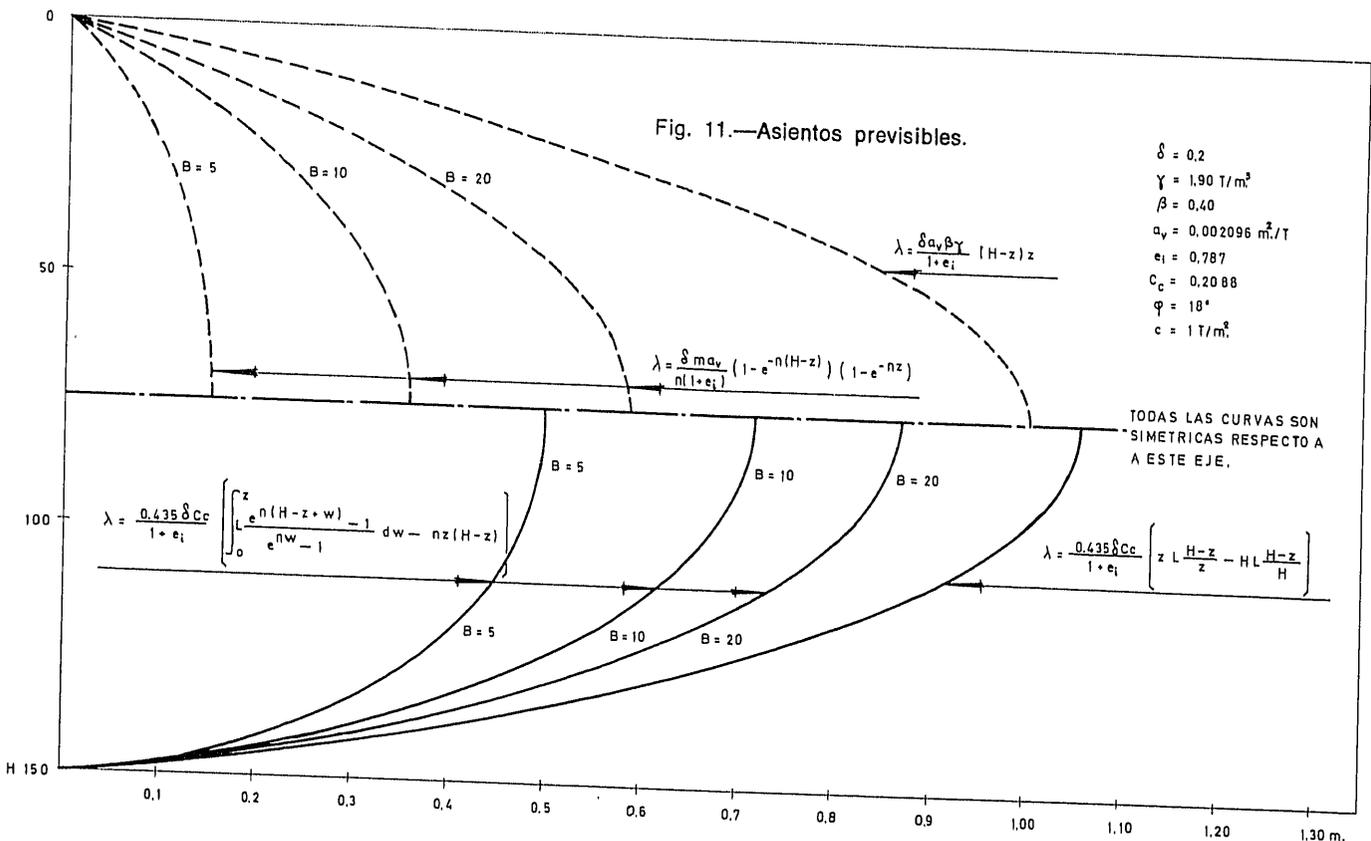
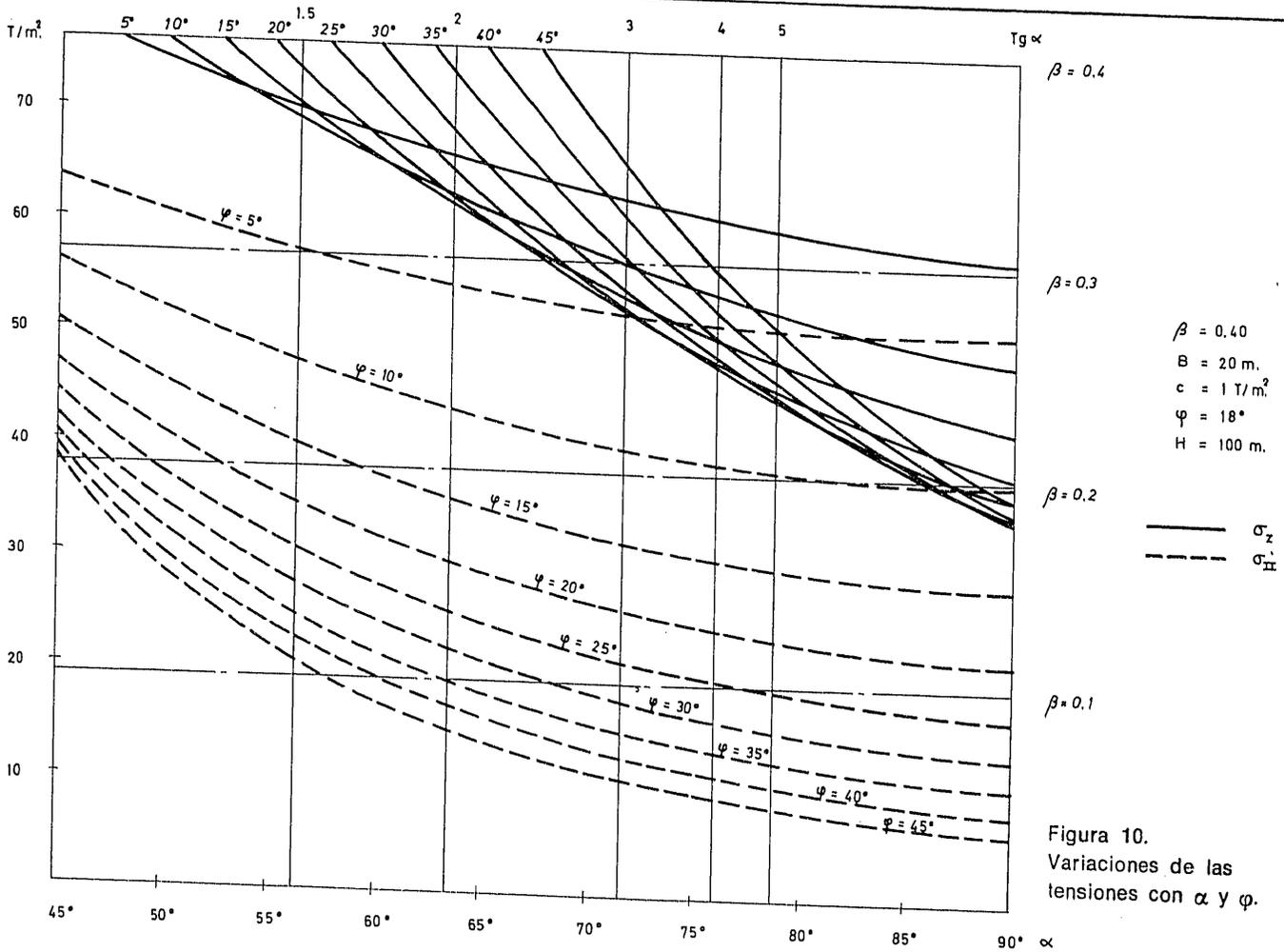
$$\lambda_z = \frac{\delta \cdot m \cdot a_v}{n(1 + e_i)} (1 - e^{-n(H-z)})(1 - e^{-nz})$$

siendo

$$m = \frac{\beta \cdot \gamma \cdot M \cdot B - c}{\text{tg } \varphi} \quad \text{y} \quad n = \frac{\text{tg } \varphi}{MB}$$

Sin embargo, creemos que la proporcionalidad de tensiones para un suelo puede ser una simpli-

EFFECTOS DE LAS LADERAS SOBRE DISTRIBUCION DE TENSIONES



EFECTOS DE LAS LADERAS SOBRE DISTRIBUCION DE TENSIONES

ficación excesiva por lo que repitiendo el procedimiento, suponiendo que, siendo C_c , el índice de compresión:

$$d\varepsilon = \frac{0,435 \delta \cdot C_c}{(1 + e_c) \sigma} d\sigma$$

obtenemos para el caso normal en que $\sigma_c = \beta \cdot \gamma \cdot z$:

$$\lambda_c = \frac{0,435 \cdot \delta \cdot C_c}{1 + e_c} \left[z L \frac{H-z}{z} - H L \frac{H-z}{H} \right]$$

y para las tensiones reducidas por el efecto de ensilado:

$$\lambda_c = \frac{0,435 \cdot \delta \cdot C_c}{1 + e_c}$$

$$\int_0^z \left[L \frac{1 - e^{-n(H-z+w)}}{1 - e^{-nw}} - n(H-z) \right] dw$$

En la figura 11 hemos representado los asientos para los valores correspondientes a la presa de Canales en las dos hipótesis de deformación. Vemos que la consideración de no proporcionalidad entre tensiones y deformaciones afecta algo a los asientos en el caso normal, sobre todo en los asientos más pequeños, pero que su influencia es mucho mayor en caso de existir efecto de ensilado.

A este efecto de ensilado de las laderas habría que añadir el efecto de bóveda que se producirá entre las dos laderas. Este efecto puede tener una influencia grande no sólo en cuanto a la modificación de las tensiones y asientos calculados sino en cuanto al cambio de forma de la superficie de deslizamiento entre el núcleo de la presa y las laderas.

Todo ello conjuntamente es abordable, naturalmente mediante un cálculo por elementos finitos

de la presa, que está previsto realizar cuando se conozcan con mayor precisión las características de los materiales reales colocados en la obra. Pero aparte de la natural complejidad de este tipo de cálculo para tener en cuenta al mismo tiempo el rozamiento de las laderas y la interacción núcleo respaldos, será necesario acudir al cálculo tridimensional o ir sucesivamente analizando la acción entre secciones longitudinales y transversales de la presa.

Por ello, y porque el exceso de números y de información no nos deje comprender la esencia del mecanismo, creemos útil el desarrollo de las consideraciones anteriores con todas las simplificaciones y abstracciones que ellas suponen.

BIBLIOGRAFIA

- ALVAREZ, A., y BRAVO, G.: "A composed core rockfill dam. The Canales Dam". C.20. XII Congrès des Grands Barrages. México, 1976.
- LORENZ, W.: "The sealing element of the dam of Mauthaus drinking water reservoir". Q 42 R.6. XI Congrès des Grands Barrages. Madrid, 1973.
- MARSAL, R. J.: "Análisis de asentamientos en la presa Presidente Alemán". Oaxaca núm. 5. Instituto de Ingeniería. UNAM. México, 1958.
- NONVEILER, E., y ANAGNOSTI, P.: "Stresses and deformations in cores of rockfill dams". Procs. V International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Paris, 1961.
- SAMSIOE, A. F.: "Stress in downstream part of an earth and rockfill dam". Geotechnique, Vol. 5. Londres, 1955.
- SCHOBBER, W.: "The interior stress distribution of the Gepatsch rockfill dam". Q 36 R.10. X Congrès des Grands Barrages. Montreal, 1970.
- SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS. COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD: "Comportamiento de presas construidas en México. México, 1976.