# CALCULO DE LA ESTABILIDAD DE CIMENTACIONES CON DISIPACION PARCIAL DE PRESIONES INTERSTICIALES

Por VENTURA ESCARIO,
Ingeniero de Caminos

*Presenta el autor un método para resolver el interesante problema reseñado en el epígrafe y hace su aplicación a un caso práctico, señalando al final las grandes dificultades que encierran estos problemas de mecánica del suelo, los cuales deben incitar al estudio e investigación de lo que espera progresos superiores a los ya conseguidos en los últimos años.*

Al hacer el cálculo de la estabilidad de una obra de tierra, ya sea ésta simplemente un talud, una cimentación, una presa de tierra, etc., interesa conocer cuál es el coeficiente de seguridad en determinados momentos de su vida. Para ello, hay que empezar por conocer cuáles son los factores que en una obra de esta naturaleza varían con el tiempo, afectando a su estabilidad. Naturalmente, son muy numerosos los que pueden entrar en cada caso particular, pero hay dos que siempre habrá que considerar:

1) La variación de los valores $c'$ y $\phi'$, generalmente denominados cohesión y ángulo de rozamiento efectivos, con el tiempo.

2) La variación de las presiones intersticiales, que denominaremos $u$, al transcurrir los años.

El valor de $c'$, para algunos tipos de suelos, cambia considerablemente al pasar el tiempo y puede constituir un factor que afecte definitivamente a la estabilidad de la obra. Sobre este tema se está hoy día investigando activamente, pero en este trabajo no hacemos más que mencionarlo y esperamos tener mejor ocasión para desarrollarlo. En este artículo nos limitaremos solamente a hablar sobre el cálculo de la variación de las presiones intersticiales con el tiempo, suponiendo que $c'$ es un valor que no varía en el transcurso del mismo.

Generalmente, una obra de tierra se suele analizar en dos estados principales, que se suelen denominar "largo plazo" y "corto plazo". Naturalmente, estos términos son poco definidos, pero prescindiendo, según hemos dicho, de la variación de $c'$ con el tiempo, al hablar de estabilidad a largo plazo nos referimos a cuando las presiones intersticiales se han disipado o han llegado a un estado de equilibrio. La estabilidad a corto plazo comprende todos aquellos estados en que la presión intersticial varía, tendiendo a estabilizarse.

Suponemos al desarrollar este artículo, que el lector está familiarizado con los conceptos generales de presión intersticial que puede encontrar expuestos en numerosas publicaciones (Skempton, 1954, Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo, 1959 (*), etc.). Nos limitaremos a hacer aquí un brevísimo resumen para refrescar las ideas fundamentales. Si a una muestra de suelo que no puede drenar su flúido intersticial, bien por estar rodeada de una membrana impermeable (ensayo triaxial), o por ser la solicitación suficientemente rápida con relación a su permeabilidad (una arcilla poco tiempo después de ser sometida a una carga muy rápida en la naturaleza), se la somete a un incremento de presión $\Delta\sigma_3$ uniforme en todas direcciones, la presión intersticial $\Delta u$ que se origina es:

$$\Delta u = B \cdot \Delta \sigma_3,$$

siendo $B$ un coeficiente igual a la unidad, para suelos totalmente saturados, y menor que uno, para suelos parcialmente saturados. Si a la misma muestra de suelo se la somete a un incremento de presión vertical (que llamaremos "desviador") $\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3$, la presión intersticial que se origina viene dada por la expresión

$$\Delta u = \overline{A}(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3).$$

Una variación en las tensiones principales totales de $\Delta\sigma_1$ y $\Delta\sigma_3$, dará lugar, por tanto, a una presión intersticial:

$$\Delta u = B\,\Delta\sigma_3 + \overline{A}(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) = B\,[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)]. \qquad [1]$$

El coeficiente $A$ varía con algunos factores, tales como el estado de tensiones en el momento considerado y los valores entre los que puede variar según el historial de carga y tipo de suelo, se dan en las referencias anteriormente citadas.

## Cálculo de la estabilidad a largo plazo.

El cálculo de la estabilidad a largo plazo no precisa más determinación de presiones intersticiales que el de aquellas que quedan después de la estabilización del proceso de disipación de las presiones intersticiales originadas durante la carga. Generalmente, el problema se resuelve mediante la obtención de redes de filtración en los casos en que existen mantos de agua, etc.

El cálculo de la estabilidad a corto plazo puede

(*) Las referencias bibliográficas pueden verse al final del trabajo.

precisar, sin embargo, la determinación de las presiones intersticiales existentes en un momento determinado durante su período de evolución; y éste es el problema que especialmente vamos a estudiar en este trabajo.

### Cálculo de la estabilidad a corto plazo.

Dentro del cálculo de la estabilidad a corto plazo, puede interesar la determinación del coeficiente de seguridad, suponiendo que toda la carga se aplica en un instante, o bien, después de un cierto período de tiempo, que puede ser, por ejemplo, el momento final de la construcción.

### Carga instantánea.

El caso de carga instantánea se presenta realmente pocas veces; pero existen prácticamente muchos casos que pueden asimilarse a él, cuando la construcción se efectúa con bastante rapidez y el suelo es de una impermeabilidad tal que la disipación de presiones intersticiales, hasta llegar a la carga máxima, es prácticamente nula. Pero, además, hay muchas veces que, aunque no sea realmente cierto, interesa asimilar las condiciones a este caso, por la gran sencillez de cálculo que representa.

Basta, en efecto, conocer la resistencia a esfuerzo cortante total del suelo, determinada mediante un ensayo sin drenaje: por ejemplo, el simple ensayo de resistencia a compresión en algunos casos de suelos saturados. Determinada la resistencia a esfuerzo cortante total, el problema puede reducirse a tantear diversas superficies de deslizamiento o a aplicar las fórmulas correspondientes a los casos estudiados de rotura plástica. Es un método de cálculo normalmente designado en la literatura como el método de $\Phi = 0$, ya que, en definitiva, equivale a suponer un ángulo de rozamiento interno nulo y una cohesión igual a la resistencia a esfuerzo cortante total obtenida del ensayo sin drenaje.

Este sistema se puede seguir, por ejemplo, para el cálculo de la carga de rotura de una placa de grandes dimensiones sobre un suelo normalmente consolidado; en este caso, el suponer que la totalidad de la carga se aplica en un instante, es más desfavorable que la realidad, ya que las presiones intersticiales originadas por la carga son, en general, positivas, y la disipación de presiones que se produce durante el período de construcción aumenta el coeficiente de seguridad.

Puede ocurrir, sin embargo, que el período de construcción sea relativamente largo respecto a la permeabilidad del terreno, y que sea interesante contar para el cálculo con el aumento de resistencia debido a la disipación de presiones intersticiales que durante él se ha producido. O incluso puede también ocurrir que el caso de carga instantánea no sea el más desfavorable por ser el suelo y las condiciones del caso de tales características que la carga produzca inicialmente presiones intersticiales negativas que, al irse disipando, empeoren las condiciones de seguridad de la obra. También puede haber algún caso en que el coeficiente de seguridad mínimo no se produzca ni al comenzar la obra ni a "largo plazo", sino en un momento intermedio.

Para todos estos casos es preciso obtener la distribución de presiones intersticiales en un momento determinado.

### Determinación del proceso de disipación de presiones intersticiales.

Según es sabido por la teoría de la consolidación, de Terzaghi (1943), la ecuación diferencial que rige el proceso de disipación de las presiones intersticiales es en un espacio de tres dimensiones:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \left( \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right). \qquad [1]$$

En este trabajo no vamos a tratar más que del caso de dos dimensiones, que es un poco más sencillo; pero, naturalmente, el caso en que exista una dimensión más, se puede tratar de forma análoga. Para dos dimensiones, las ecuación diferencial es la siguiente:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \left( \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right). \qquad [2]$$

En estas ecuaciones, $u$ es la presión intersticial existente en un punto determinado del plano de coordenadas $x$, $y$, en un instante dado, $t$; $c_v$ es el coeficiente de consolidación del terreno, que se puede determinar por ensayos edométricos o por medio de ensayos triaxiales, con drenaje en los extremos de la probeta o bien mediante ensayos triaxiales con drenaje radial (V. Escario y S. Uriel, 1961), para el caso en que interesara utilizar el coeficiente de consolidación en sentido horizontal. Esta ecuación diferencial está resuelta matemáticamente para algunos casos sencillos; el más conocido de entre ellos es el expuesto en la teoría de consolidación de Terzaghi, que supone una capa compresible de extensión indefinida sobre la cual actúa una carga uniforme también de extensión indefinida, o bien las condiciones que puedan asimilarse a este límite. Sin embargo, en casos que no son tan sencillos como éste, la resolución matemática de esta ecuación no es posible y es preciso recurrir a otros métodos. Uno de los que ha sido desarrollado durante los últimos años con este fin, consiste en la utilización de los métodos de diferencias finitas para la resolución progresiva de la ecuación diferencial [2].

Dibujemos en un punto del plano una malla de lado $h$ (fig. 1.ª) y llamemos $u_0(t)$, $u_1(t)$, $u_2(t)$, $u_3(t)$ y $u_4(t)$ a las presiones intersticiales en los diferentes puntos en el instante $t$. Si cada uno de los términos

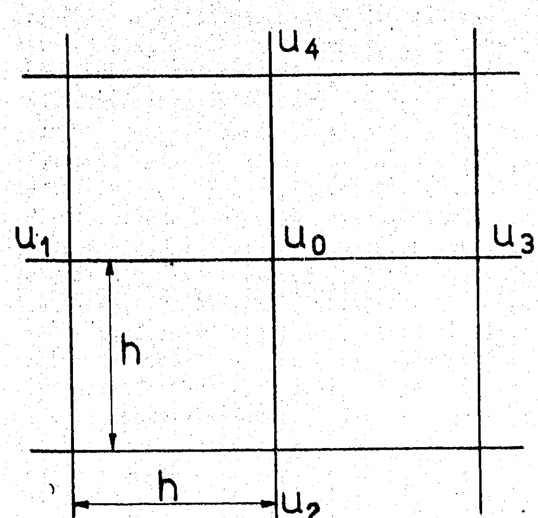



Fig. 1.ª — Cálculo de la disipación de las presiones intersticiales. Malla elemental.

de ambos miembros de la ecuación diferencial [2] se pone en forma de diferencias finitas, tendremos:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{u_0(t+\Delta t) - u_0(t)}{\Delta t}$$

$$\frac{\partial^2 u}{\partial x^3} = \frac{u_1(t) + u_3(t) - 2u_0(t)}{h^2}$$

$$\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = \frac{u_2(t) + u_4(t) - 2u_0(t)}{h^2}$$

de donde se obtiene sustituyendo en [2]:

$$u_0(t+\Delta t) = u_0(t) + \frac{c_v \, \Delta t}{h^2} \times$$

$$\times [u_1(t) + u_2(t) + u_3(t) + u_4(t) - 4u_0(t)].$$

Llamando $\beta = \dfrac{c_v \, \Delta t}{h^2}$ resulta:

$$u_0(t+\Delta t) = u_0(t) + \beta [u_1(t) + u_2(t) + $$

$$+ u_3(t) + u_4(t) - 4u_0(t)]. \qquad [3]$$

Esta ecuación en diferencias finitas es fácil de aplicar a cualquier caso y condiciones de carga. Para ello es suficiente conocer:

1) Las presiones intersticiales producidas por la carga en el instante inicial $t = 0$ y por cualquier incremento de carga introducido en cualquier instante $t$.

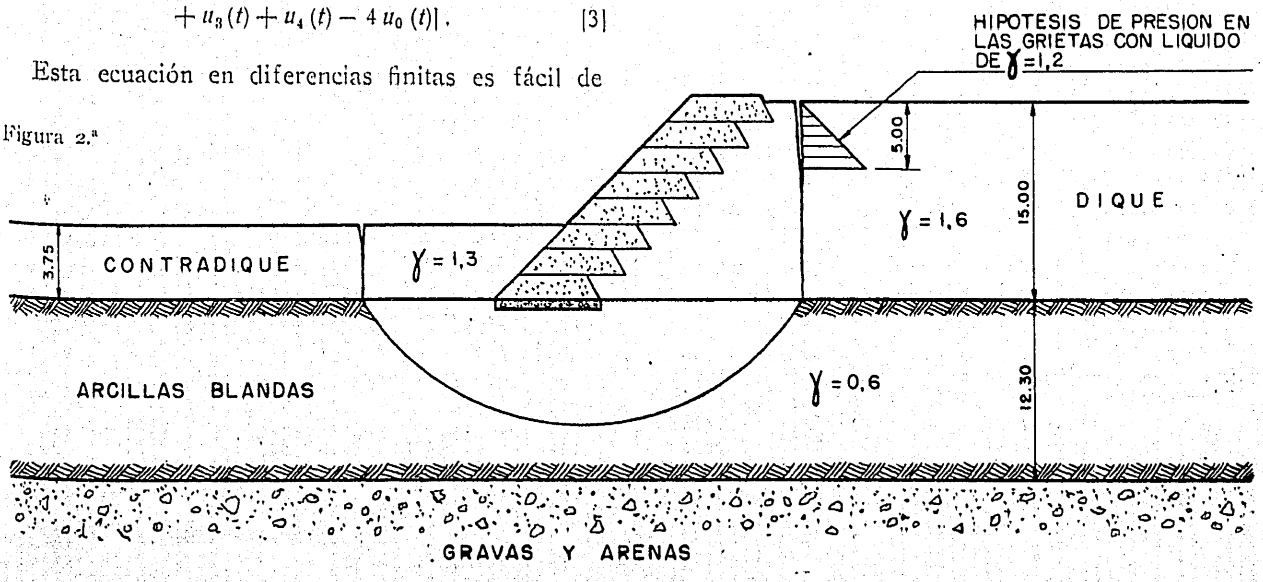
2) Las condiciones de contorno.

Efectivamente, obsérvese que una vez fijado el valor de $c_v$, el lado de la malla $h$ y el incremento de tiempo $\Delta t$, y por tanto el valor de $\beta$, las presiones intersticiales en cualquier instante $t + \Delta t$ vienen fijadas para el punto $O$ por la presión intersticial $u_0$ para dicho punto en el instante $t$, y las presiones intersticiales en los cuatro puntos que rodean al $O$ en la malla considerada, también en el instante $t$, aplicando una simple operación aritmética. Basta, por tanto, conocer para aplicar el proceso los valores iniciales de $u$, los incrementos producidos en dichos valores al introducir cualquier escalón de carga y las condiciones que deberán cumplirse en los contornos permeables, líneas impermeables, etc. Vamos a detallar la aplicación de este método mediante la exposición de un caso práctico.

### Aplicación práctica del método.

Una fábrica de productos químicos almacenaba los desechos de su fabricación acumulándolos sobre un terreno formado por sedimentos blandos. La forma de constituir sus depósitos puede verse esquemáticamente en la fugura 2.ª. En primer lugar, formaban un cinturón a forma de muro constituído por escorias y otros productos relativamente estables, procedentes también del proceso de fabricación. Estos diques los levantaban de dos en dos metros y después de levantar cada escalón conducían al interior del recinto formado los productos de desecho; estos productos eran conducidos desde la fábrica al recinto en forma de suspensión en agua mediante la utilización de tuberías. Al descargar esta suspensión en los depósitos, los productos contenidos en la misma decan-

Figura 2.ª



dad contra corrimientos profundos utilizando una superficie de deslizamiento cualquiera. En el caso que nos ocupa, escogimos el círculo por su mayor sencillez de aplicación. No es el objeto de este artículo exponer la forma en que aplicamos el método del círculo sueco al cálculo en la estabilidad de estos depósitos.

En la Memoria presentada por el autor al próximo Congreso de Mecánica del Suelo de París (V. Escario, 1961) se expone con detalle la aplicación del método de las rebanadas, siguiendo los tres procedimientos siguientes:

*a*) Despreciando las tensiones totales que actúan en los lados de las rebanadas.

*b*) Teniendo en cuenta las presiones intersticiales que actúan en dichos lados.

*c*) Por el método de Bishop (1954).

Se analizan en dicha Memoria los resultados obtenidos por cada uno de estos procedimientos, llegándose a la conclusión de que el primero de ellos conduce a errores intolerables en este caso, y aún bastante considerables el segundo.

Como observación final, conviene tener en cuenta en estudios de este tipo, además de los señalados, los siguientes extremos:

En primer lugar, el coeficiente $A$ es muy sensible a los diferentes estados de tensiones a que el suelo ha estado sometido previamente. La toma de muestras, aparte de la mayor o menor perturbación que pueda ocasionar, lo que en todo caso origina es un cambio de tensiones; en efecto, al extraer y tallar la muestra, las dos tensiones principales totales pasan del valor que tienen en el terreno a ser iguales a cero. Al volver a consolidar la muestra en el aparato triaxial, la estructura del suelo no vuelve a su estado inicial, aunque se proceda a reconsolidarla bajo un estado de tensiones anisótropo igual al existente previamente en el terreno. Por esta razón, los valores del coeficiente $A$ que se obtienen directamente del ensayo triaxial, pueden ser muy distintos a los reales y situados del lado de la inseguridad.

Por este motivo, según Bishop y Bjerrum (1960), para determinar el parámetro $A$ es probablemente mejor que utilizar el ensayo con consolidación y rotura sin drenaje con medida de presiones intersticiales, emplear la relación existente entre la resistencia sin drenaje de muestras inalteradas y los valores $c'$ y $\phi'$ de cohesión y ángulo de rozamiento interno obtenidos en ensayos con drenaje.

Otro factor que debe tenerse en cuenta al efectuar un cálculo de este tipo es que las presiones intersticiales hay que calcularlas a partir de la distribución de tensiones principales. Esta distribución se puede estimar a partir de la teoría elástica si el coeficiente de seguridad es elevado; pero si es próximo a 1, hay que hacerlo a partir del estado de equilibrio límite a lo largo de la posiblie superficie de deslizamiento.

También existen otros factores cuya influencia no es hasta hoy día conocida. Uno de ellos es la presión intersticial que pueda crear un giro de las tensiones principales. Otro estriba en el hecho de que muchos problemas de mecánica del suelo, como, por ejemplo, el descrito, corresponden al caso de deformación plana, es decir, con una tercera tensión principal tal que impide las deformaciones en esa dirección; los valores del coeficiente $A$ obtenidos con el aparato triaxial parece ser que son inferiores a los correspondientes a dicho estado de tensiones, que no se reproduce en el ensayo.

Todas las dificultades que encierran estos métodos deben, pues, incitar al estudio y la investigación, pues muy grande ha sido el progreso conseguido en los últimos años y cada vez será más rápido dado el número creciente de investigadores que trabajan en estos problemas.

## Colaboraciones.

En la realización de este trabajo fueron de gran valor las sugerencias y críticas de D. José Antonio Jiménez Salas.

Los cálculos fueron efectuados en el Instituto del Cálculo (S.A.T.I.C.), del Consejo Superior de Investigaciones Científicas, bajo la eficaz dirección de don Juan C. Belgrano, quien además hizo también valiosas sugerencias.

## Referencias.

Bishop, A. W., 1954: "The use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes". *Proceedings European Conference on Stability of Earth Slopes*, Suecia, o bien *Geotechnique*, vol. V, núm. 1, marzo 1955.

Bishop, A. W., y Bjerrum, L., 1960: "The Relevance of the Triaxial Test to the Solution of Stability Problems". Norwegian Geotechnical Institute, Publicación núm. 34.

Escario, V., 1961: "Errores introducidos por los métodos simplificados de las rebanadas", a publicar en Conferencia de Mecánica del Suelo, de París.

Escario, V., y Uriel, S., 1961: "Medida de los coeficientes de consolidación y de permeabilidad horizontal por drenaje radial", a publicar en Conferencia de Mecánica del Suelo, de París.

Jürgenson, L., 1934: "The Application of theories of Elasticity and Plasticity to Foundation Problems". Contributions to Soil Mechanics, Boston Society of Civil Engineers, pág. 148.

Jiménez Salas, J. A.: "Mecánica del Suelo". Editorial Dossat.

*Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo*: "Nota sobre los coeficientes de presión intersticial y su empleo en el cálculo de estabilidad de taludes". *Boletín de Información*, núm. 14, abril 1959.

Skempton, A. W., 1954: "The pore-pressure coefficients A and B". *Geotechnique*, 4, 143-147.

Terzaghi, K., 1943: "Theoretical Soil Mechanics". John Wiley Sons, págs. 290.

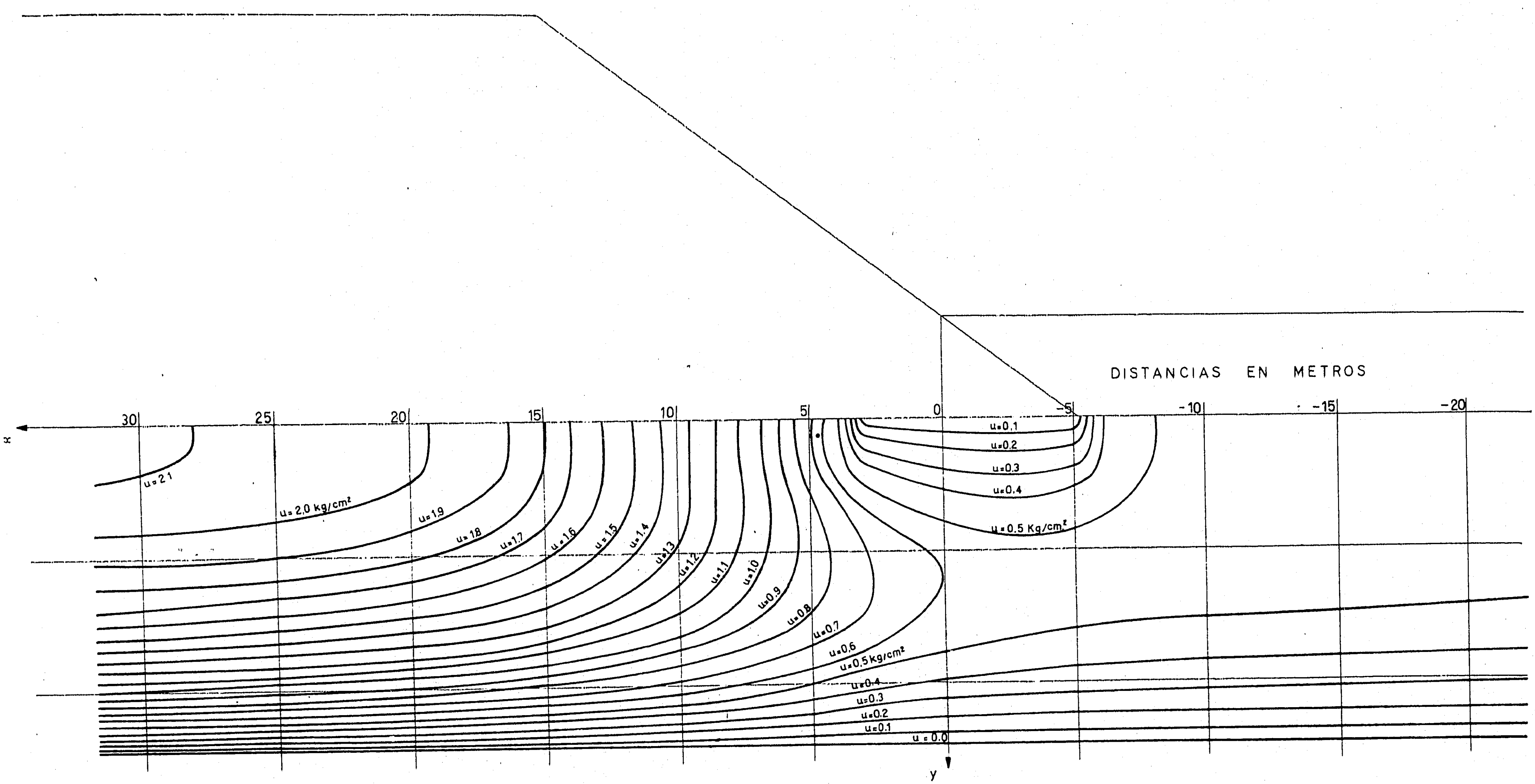



Fig. 4.ª — Isóbaras intersticiales al final del proceso de carga.