

ESTUDIOS SOBRE LAS CARGAS CRITICAS, LIMITES ENTRE LA ZONA ELASTICA Y LA ZONA PLASTICA, Y APLICACION DE LA FORMULA DE FRÖHLICH AL CALCULO DE TABLESTACADOS PROFUNDOS DE CONSOLIDACION DE TERRENOS

Por GONZALO SANTAMARIA IMAZ (†)
y RAFAEL MARTINEZ DIEZ-CANEDO,

Ingenieros de Caminos.

Presenta el autor un interesante estudio sobre el tema del epigrafe, que llevó a cabo nuestro malogrado compañero Gonzalo Santamaría, al estudiar el problema de cimentación de los muelles de Maliaño, en el puerto de Santander, en cuyo trabajo colaboró como Ingeniero auxiliar y continuó después, rindiendo tributo de compañerismo a la memoria de su Jefe.

Con el fin de preparar el proyecto de "Terminación de los Muelles de Maliaño", del puerto de Santander, en la zona donde ocurrieron los corrimientos o deslizamientos de marzo de 1935, de los muelles en construcción (durante una bajamar viva equinoccial), en noviembre de 1947; el entonces Ingeniero-Director de este puerto, D. Gonzalo Santamaría Imáz, competéntísimo y querido compañero, cuya vida se frustró prematuramente a causa de una enfermedad contraída por su excesivo amor al trabajo, que le hacía olvidarse del descanso necesario, en beneficio de los intereses que le estaban encomendados como Ingeniero-Director del Puerto, cuyos problemas miraba con más interés que los suyos propios, se dedicó a realizar algunos estudios preliminares para tratar de buscar soluciones teóricas al difícil problema de la cimentación de estos muelles con grandes sobrecargas, sobre terrenos de fangos de 20 m. de espesor y junto a muelles y vías férreas, construcciones, etc., hoy en servicio, y que era necesario no sufriesen en sus cimientos al construir los del nuevo muelle.

Entre los muchos estudios realizados y en los que me tocó ayudarle como Ingeniero Auxiliar, algunos han servido para el estudio del proyecto de dicho muelle. Otros no menos interesantes han servido de comprobación o guía en los cálculos del citado proyecto.

Aparte de las comprobaciones de las características del terreno, mediante la aplicación de los métodos de círculos deslizantes pésimos (según el método de Petersen) al círculo de deslizamiento que se produjo cuando el corrimiento, características que han sido comprobadas con posterioridad mediante ensayos realizados por el Laboratorio Central de Ensayo de Materiales de la Escuela de Caminos sobre muestras no perturbadas recogidas en testigos de 20 centímetros de diámetro, obtenidos en sondeos especiales llevados a cabo con este fin, hizo D. Gonzalo Santamaría una aplicación original de dichos métodos para determinar, a distintas profundidades, el

suplemento de resistencia al deslizamiento o resistencia al corte del terreno, que podría ser suministrado al mismo, mediante la hincas de cortinas de pilotes de eucaliptus, material que abunda en la localidad y que da excelentes resultados en refuerzos de terrenos bajo el agua del mar, siempre que, por quedar a cierta profundidad o hincados totalmente, se halle fuera de la acción de los moluscos perforadores, como la broma o el teredo.

Este estudio figura entre los del "Proyecto de Terminación de los Muelles de Maliaño, Tramos 10 y 11", que está terminando de redactar con gran pericia su actual sucesor D. Emilio Kowalski Carón, por lo que no creemos oportuno darlo a conocer, por ahora, aparte de que ello exigiría mucho espacio y una pluma más ilustrada que la mía.

Únicamente copiamos a continuación unas notas entresacadas de las cuartillas de cálculos de D. Gonzalo, relativas a la deducción de una fórmula corregida de la de Fröhlich sobre la carga crítica en los bordes o carga que limita las zonas de comportamiento elástico y comportamiento plástico de los terrenos de cimentación, y una aplicación de dicha fórmula al cálculo de tablestacados profundos, para proporcionar al terreno un suplemento de cohesión y conseguir así, aparte de otros efectos, como el de compresión del mismo y carga portante sobre los fustes, la consolidación de terrenos fangosos.

Cargas críticas, líneas límites entre las zonas plástica y elástica y líneas de tensiones verticales correspondientes a planos horizontales en el sólido semiinfinito, elástico, isótropo e incompresible, o, dicho de otro modo, en el semiespacio elástico, isótropo e incompresible.

Por ser elástico e isótropo el factor de concentración u orden de distribución ν , es igual a 3, lo que quiere decir que se aplican las fórmulas de Boussi-

nesq, deducidas para estos cuerpos elásticos e isotropos, sin modificación.

Por ser incompresible, o lo que es lo mismo, de volumen constante, el coeficiente o número de Poisson, m , es igual a 2; o dicho de otro modo, la relación de Poisson, μ , es igual a $\frac{1}{2} = 0,5$, ya que si

Δv es la variación de volumen que experimenta un sólido prismático de volumen V , sometido a tensiones principales σ en todas sus seis caras:

$$\frac{\Delta v}{v} = 3 \frac{\sigma}{E} (1 - 2\mu),$$

y por lo tanto:

$$\Delta v = 0 \text{ para } \mu = \frac{1}{2} \text{ ó } m = 2.$$

También se admite que la relación ξ entre la presión horizontal y la presión vertical, llamada coeficiente de empuje en el reposo o coeficiente de compresión estática, es la unidad.

Demuestra Terzaghi que en un prisma elástico confinado lateralmente y sometido a un peso propio, $\xi = \frac{\mu}{1-\mu}$, que vale la unidad para $\mu = \frac{1}{m} = 0,5$, o sea $m = 2$.

Los cuerpos con coeficiente de Poisson 2 tienen, por tanto, un coeficiente de empuje en reposo de 1. La última condición $\xi = 1$ está, pues, implícitamente contenida en la anterior, referente a que m ha de ser 2.

Línea límite de separación de las zonas elástica y plástica, en el caso de una faja cargada infinitamente larga.

Primeramente es preciso conocer las tensiones originadas por esta carga, suponiendo el terreno sin peso:

$$\sigma_z = \frac{q}{\pi} (\text{sen } 2\varepsilon + 2\psi + 2\varepsilon); \quad [A]$$

$$\sigma_x = \frac{q}{\pi} (-\text{sen } 2\varepsilon + \cos 2\psi + 2\varepsilon);$$

$$\tau = \frac{q}{\pi} \text{sen } 2\varepsilon \text{sen } 2\psi.$$

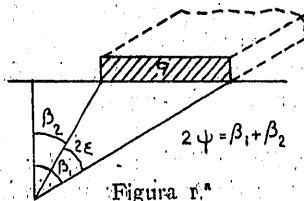


Figura 1.^a

Las tensiones principales valen:

$$\sigma_1 = \frac{q}{\pi} (2\varepsilon + \text{sen } 2\varepsilon);$$

σ_1 es la bisectriz de 2ε .

$$\sigma_2 = \frac{q}{\pi} (2\varepsilon - \text{sen } 2\varepsilon).$$

La línea límite indicada será aquella en que las tensiones principales σ_1 y σ_2 satisfacen la ecuación del equilibrio plástico. Determinemos σ_1 y σ_2 en el caso general reflejado en la figura 2.^a. Se supone que el coeficiente de reposo o de compresión estática es

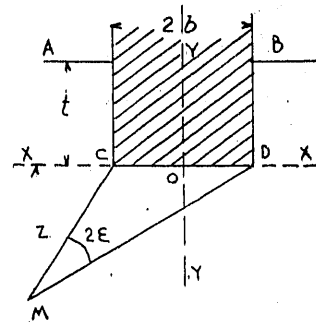


Figura 2.^a

$\xi = 1$, para las tensiones originadas por la gravedad o por una carga extendida a una anchura infinita. Al ser las tensiones vertical y horizontal iguales, también lo serán para cualquier otra dirección. Las tensiones principales en M serán la suma de las debidas a la gravedad contada desde XX , iguales en todas direcciones a la carga extendida en una anchura infinita, γt , también las mismas en cualquier dirección, y a la carga de la faja de anchura $2b$ y valor $(q - \gamma t)$, antes determinadas.

Debido a la gravedad desde XX :

$$\sigma_1 = \gamma Z \quad \cdot \quad \sigma_2 = \gamma Z.$$

Debido a la carga indefinida $XXAD$:

$$\sigma_1 = \gamma t \quad \cdot \quad \sigma_2 = \gamma t.$$

Debido a la carga de la faja $2b$, dando:

$$\sigma_1 = \frac{q - \gamma t}{\pi} (2\varepsilon + \text{sen } 2\varepsilon) \quad \cdot \quad \sigma_2 = \frac{q - \gamma t}{\pi} (2\varepsilon - \text{sen } 2\varepsilon).$$

$$\sigma_1 = \frac{q - \gamma t}{\pi} (2\varepsilon + \text{sen } 2\varepsilon) + \gamma (Z + t);$$

$$\sigma_2 = \frac{q - \gamma t}{\pi} (2\varepsilon - \text{sen } 2\varepsilon) + \gamma (Z + t).$$

Aplicando la ecuación del equilibrio plástico:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} + p_k \right) k;$$

en la que ($k = \text{sen } \varphi$), se llega a:

$$\frac{q - \gamma t}{\pi} \text{sen } 2\varepsilon = \left[\frac{q - \gamma t}{\pi} 2\varepsilon + \gamma (Z + t) + p_k \right] k;$$

Cargas críticas.

Se consideran como tales por Fröhlich las máximas que no producen zonas plásticas; por lo tanto, la ordenada máxima de la curva límite deberá anularse; es decir, $Z_{\text{máx}} = 0$. Luego:

$$\frac{q - \gamma t}{\pi \gamma} \left[\text{ctg } \varphi - \left(\frac{\pi}{2} - \varphi \right) \right] - t - \frac{p_k}{\gamma} = 0;$$

de donde:

$$q = \frac{\pi(\gamma t + p_k)}{\text{ctg } \varphi - \left(\frac{\pi}{2} - \varphi \right)} + \gamma t. \quad (\text{G. Santamaría.})$$

Resumen.

Línea límite entre las zonas plástica y elástica.

Caso general.

$$Z = \frac{q - \gamma t}{\pi \gamma} \left(\frac{\text{sen } 2\varepsilon}{k} - 2\varepsilon \right) - t - \frac{p_k}{\gamma} \quad (K = \text{sen } \varphi);$$

$$x = \pm \sqrt{b^2 - Z^2 + 2bZ \text{ctg } 2\varepsilon}.$$

Para $Z = 0$, $x = \pm b$:

$$Z_{\text{máx}} = \frac{q - \gamma t}{\pi \gamma} \left[\text{ctg } \varphi - \left(\frac{\pi}{2} - \varphi \right) \right] - t - \frac{p_k}{\gamma};$$

$$2\varepsilon_{\text{máx}} = \frac{\pi}{2} - \varphi.$$

Casos particulares.

a) $t = 0$:

$$Z = \frac{q}{\pi \gamma} \left(\frac{\text{sen } 2\varepsilon}{k} - 2\varepsilon \right) - \frac{p_k}{\gamma};$$

$$x = \pm \sqrt{b^2 - Z^2 + 2bZ \text{ctg } 2\varepsilon}.$$

Para $Z = 0$, $x = \pm b$:

$$Z_{\text{máx}} = \frac{q}{\pi \gamma} \left[\text{ctg } \varphi - \left(\frac{\pi}{2} - \varphi \right) \right] - \frac{p_k}{\gamma};$$

$$\left(2\varepsilon_{\text{máx}} = \frac{\pi}{2} - \varphi \right).$$

b) $p_k = 0$:

$$Z = \frac{q - \gamma t}{\pi \gamma} \left(\frac{\text{sen } 2\varepsilon}{k} - 2\varepsilon \right) - t;$$

$$x = \pm \sqrt{b^2 - Z^2 + 2bZ \text{ctg } 2\varepsilon}.$$

Para $Z = 0$, $x = \pm b$:

$$Z_{\text{máx}} = \frac{q - \gamma t}{\pi \gamma} \left[\text{ctg } \varphi - \left(\frac{\pi}{2} - \varphi \right) \right] - t;$$

$$\left(2\varepsilon_{\text{máx}} = \frac{\pi}{2} - \varphi \right).$$

c) $t = 0$, $p_k = 0$:

$$Z = \frac{q}{\pi \gamma} \left(\frac{\text{sen } 2\varepsilon}{k} - 2\varepsilon \right);$$

$$x = \pm \sqrt{b^2 - Z^2 + 2bZ \text{ctg } 2\varepsilon}.$$

Para $Z = 0$,

$$x = \begin{cases} \pm b \\ \pm \sqrt{b^2 - Z^2 + \frac{2bq}{\pi \gamma} \frac{1-k}{k}} \end{cases}$$

$$Z_{\text{máx}} = \frac{q}{\pi \gamma} \left[\text{ctg } \varphi - \left(\frac{\pi}{2} - \varphi \right) \right]; \quad 2\varepsilon_{\text{máx}} = \frac{\pi}{2} - \varphi.$$

Cargas críticas. — Caso general.

$$q = \frac{\pi(\gamma t + p_k)}{\text{ctg } \varphi - \left(\frac{\pi}{2} - \varphi \right)} + \gamma t.$$

Casos particulares.

Si $t = 0$:

$$q = \frac{\pi p_k}{\text{ctg } \varphi - \left(\frac{\pi}{2} - \varphi \right)}$$

Si $p_k = 0$:

$$q = \frac{\pi \gamma t}{\text{ctg } \varphi - \left(\frac{\pi}{2} - \varphi \right)} + \gamma t.$$

Si $t = 0$ y $p_k = 0$:

$$q = 0,$$

como debe ser, ya que una carga superficial en arena siempre produce flujo.

Línea de las tensiones verticales correspondientes a planos horizontales en el caso de faja cargada infinitamente larga.

Es la ecuación [A] de la página 510:

$$\sigma_z = \frac{q}{\pi} (\text{sen } 2\varepsilon \pm \cos 2\psi + 2\varepsilon); \quad [6]$$

caso en que:

$$2\varepsilon = \beta_2 - \beta_1;$$

$$2\psi = \beta_2 + \beta_1.$$

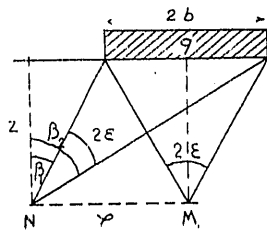


Figura 3.ª

Partiendo de unos valores dados de Z y x , se puede hallar σ_z mediante las ecuaciones:

$$t y \beta_1 = \frac{x - b}{Z},$$

$$t y \beta_2 = \frac{x + b}{Z},$$

con lo que se hallan β_1 y β_2 y, por lo tanto, 2ε y 2ψ que se llevan a la ecuación [6].

Caso particular. — En el punto M :

$$x = 0 \text{ y } \beta_2 + \beta_1 = 2\psi = 0;$$

de donde:

$$\begin{aligned} \cos 2\psi = 1 \text{ y } \sigma_z &= \frac{q}{\pi} (\text{sen } 2\varepsilon + 2\varepsilon) = \\ &= \frac{q}{\pi} (2 \text{ sen } \varepsilon \cos \varepsilon + 2\varepsilon) = \frac{q}{\pi} \left(\frac{2bz}{b^2 + Z^2} + \right. \\ &\quad \left. + 2 \text{ arc tg } \frac{b}{Z} \right). \end{aligned}$$

La curva que se obtiene es campaniforme.

Línea de tensiones verticales correspondientes a planos horizontales, en el caso de carga lineal infinitamente larga.

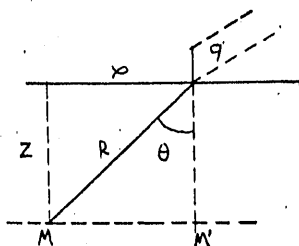


Figura 4.ª

$$\begin{aligned} \sigma_z &= 3 \cdot \sigma_z = \frac{2q}{\pi \gamma} \cos^3 \theta = \\ &= \frac{2q}{\pi R} \frac{Z^3}{R^3} = \frac{2q}{\pi} \frac{Z^3}{R^4} = \\ &= \frac{2q}{\pi} \frac{Z^3}{(x^2 + Z^2)^2}. \end{aligned}$$

Valor particular. — Para $M' x = 0$:

$$\sigma_z = \frac{2q}{\pi} \frac{Z^3}{Z^4} = \frac{2q}{\pi Z}.$$

Ejemplo. — $q = 2$ Ton./m. = 20 Kg./cm. Curva del plano a 1,00 m. de profundidad.

Para $x = 0$:

$$\sigma_z = \frac{2 \times 20}{\pi \times 100} = \frac{40}{314} = 0,12 \text{ Kg./cm.}^2.$$

Para $x = 1,00$ m.:

$$\sigma_z = \frac{40}{3,14} \frac{100^3}{20,000^2} = \frac{40}{3,14} \times \frac{1}{400} = 0,03 \text{ Kg./cm.}^2.$$

Para $x = 2,00$ m.:

$$\begin{aligned} \sigma_z &= \frac{40}{3,14} \times \frac{100^3}{25\,000\,000} = \frac{40}{3,14} \times \frac{1}{2\,500} = \\ &= 0,005 \text{ Kg./cm.}^2. \end{aligned}$$

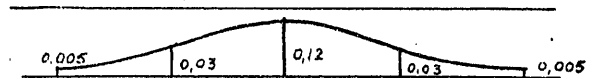


Figura 5.ª

Líneas de tensiones verticales correspondientes a planos horizontales, en el caso de carga concentrada en un punto.

$$\begin{aligned} \sigma_z &= \frac{3Q}{2\pi R^2} \cos^3 \theta = \frac{3Q}{2\pi Z^2} \cos^5 \theta = \\ &= \frac{Q}{Z^2} \frac{3}{2\pi} \left[\frac{1}{1 + (r/z)^2} \right]^{5/2} = \frac{Q}{Z^2} I_\sigma. \end{aligned}$$

La tabla I del apéndice A de la *Mecánica teórica de los suelos*, de Terzaghi, da los valores de I_σ para los valores de r/z .

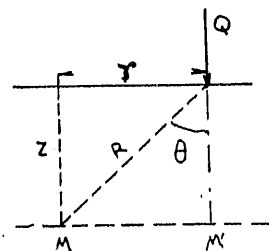


Figura 6.ª

Valor particular. — En el punto $M' \theta = 0$, $\cos^5 \theta = 1$:

$$\sigma_z = \frac{3Q}{2\pi Z^2} = \frac{3Q}{2\pi R^2}.$$

Comentarios a las fórmulas de las cargas críticas.

La fórmula general obtenida para la carga crítica es:

$$q = \frac{\pi(\gamma t + p_k)}{\text{ctg } \varphi - \left(\frac{\pi}{2} - \varphi\right)} + \gamma t. \quad (\text{G. Santamaría})$$

La de Fröhlich es:

$$q = \frac{\pi(\gamma t + p_k)}{\text{ctg } \varphi - \left(\frac{\pi}{2} - \varphi\right)};$$

en la que falta el sumando γt de la primera, dando, por consiguiente, esta última valores menores de las cargas críticas, por lo que su coeficiente de seguridad es mayor.

Veamos, por algunos ejemplos, la importancia de esta diferencia.

Campanile di San Marco, Venecia. Terreno de arena (pág. 191 de Fröhlich):

Para $\alpha = 33^\circ$:

Según Fröhlich . . . $q = 3,2 \times 0,869 + 1,5 \times 0,576 = 3,63 \text{ Kg./cm.}^2$.

Según fórmula corregida $q = 3,63 + 320 \times 0,0015 + 150 \times 0,001 = 2,63 + 0,63 = 4,26 \text{ Kg./cm.}^2$.

Para $\alpha = 35^\circ$:

Según Fröhlich . . . $q = 3,2 \times 1,007 + 1,5 \times 0,671 = 4,23 \text{ Kg./cm.}^2$.

Según fórmula corregida $q = 4,23 + 0,63 = 3,86 \text{ Kg./cm.}^2$.

Pila del puente metálico entre Dordrecht y Breda, Holanda (pág. 192 de Fröhlich). Terreno arenoso:

Para $\alpha = 33^\circ$:

Según Fröhlich . . . $q = 10 \times 0,576 = 5,76 \text{ Kg./cm.}^2$.

Según fórmula corregida $q = 5,76 + 1000 \times 0,001 = 5,76 + 1,00 = 6,76 \text{ Kg./cm.}^2$.

Para $\alpha = 35^\circ$:

Según Fröhlich . . . $q = 10 \times 0,671 = 6,71 \text{ Kg./cm.}^2$.

Según fórmula corregida $q = 6,61 + 1000 \times 0,001 = 6,71 + 1,00 = 7,71 \text{ Kg./cm.}^2$.

Se ve en estos dos casos que tanta influencia como el empleo de una u otra fórmula tiene la adopción

de diferentes ángulos de rozamiento con diferencia de tan sólo 2 grados.

Valores de $\frac{\pi}{\text{ctg } \varphi - \left(\frac{\pi}{2} - \varphi\right)}$ para valores de φ

desde 30° a 45° :

30°	31°	32°	33°	34°	35°	36°	37°	38°
4,58	4,96	5,35	5,76	6,21	6,71	7,24	7,81	8,45
39°	40°	41°	42°	43°	44°	45°		
9,11	9,85	10,65	11,51	12,47	13,48	14,61		

El valor del peso específico aparente γ es:

$$\gamma = (\gamma_k - \gamma_F)(1 - n);$$

en que:

γ_k es el peso específico real de la materia de los granos en Kg./cm.^3 .

γ_F es el peso específico real del líquido que llena los poros en Kg./cm.^3 .

n , el volumen de huecos en la unidad de volumen (número abstracto).

En las fórmulas de la carga crítica l se expresa en cm. para la debida homogeneidad con γ .

Los valores medios de estas constantes, según Fröhlich, pág. 188, son:

	Arena con agua	Arena seca	Mezcla de grava y arena
γ_k Kg./cm.^3	0,00265	0,00265	0,00265
γ_F	0,001	0	0
n	0,394	0,434	0,322
$\gamma = (\gamma_k - \gamma_F)(1 - n)$ Kg./cm.^3	0,001	0,0015	0,00185

En *La repartición de presiones en el terreno de cimentación*, de Fröhlich, pág. 189, hay una tabla que da las cargas críticas en arenas con agua, seca y mezcla de arena y grava, para distintos ángulos de rozamiento con profundidad de cimentación de 1,00 metro. Para 30° , 0,458, 0,687, 0,847 Kg./cm.^2 , respectivamente. Para 45° , 1,461, 2,192 y 2,703 Kg./cm.^2 .

Los valores deducidos por estas fórmulas pueden utilizarse con coeficiente de seguridad igual a la unidad.

En la pág. 112 de la citada obra de Fröhlich se dice:

“Esta igualdad — la fórmula de Fröhlich — es válida independientemente de la anchura de la faja $2b$. Fué obtenida en el supuesto del problema plano, pero puesto que se refiere a aquel momento del fenómeno para el cual la zona plástica puede considerarse infinitamente pequeña, vale tanto para superficie cargada circular como en faja, y es independiente del

diámetro de la misma; por tanto, puede utilizarse para superficies cargadas, tanto elípticas como rectangulares. El cálculo conduce a esta misma ecuación, aunque se suponga que la carga obtenida sólo existe en los bordes, creciendo o decreciendo hacia adentro. Por esto hemos llamado a esta carga, carga crítica en los bordes."

Estas fórmulas, según lo dicho al principio, sólo pueden aplicarse rigurosamente para $m = 2$, $\nu = 3$ y $K_0 = 1$. Sin embargo, según Michell, también pueden utilizarse con suficiente aproximación para valores de m comprendidos entre 2 y 4 (pág. 18 de *La repartición de presiones en el terreno de cimentación*, de Fröhlich). Los valores corrientes de m en los terrenos, suelen variar entre estos límites, puesto que, según Terzaghi:

$$K_0 = \frac{\mu}{1-\mu} = \frac{\frac{1}{m}}{1 - \frac{1}{m}} = \frac{1}{m-1};$$

de donde $m = \frac{1+K_0}{K_0}$. Ahora bien: K_0 , según Buisson (*Caractéristiques physiques et mécaniques des sols*, 1942, pág. 143), K_0 oscila entre 0,3 a 0,6, para las arenas, y 0,75 a 1,0, para las arcillas; luego m varía entre $\frac{1,3}{0,3} = 4$ y $\frac{2}{1} = 2$. Vemos, pues, que por lo que se refiere al coeficiente de Poisson, son aplicables a los terrenos las fórmulas dadas.

En cuanto al factor de concentración ν , éste suele tener en los terrenos valores comprendidos entre 3 y 4, sobre todo cuando el terreno se halla en el estado elástico, sin fluxiones que originen rozamientos. El valor $\nu = 4$ corresponde a terrenos arenosos, en que el coeficiente de elasticidad crece con la profundidad (pág. 122 de *La repartición de presiones en el terreno de cimentación*, de Fröhlich). Esta variación de ν influye poco en las fórmulas que han servido de base a la determinación de la carga crítica. Así, para una carga lineal infinitamente larga, las tensiones verticales en el plano de la carga lineal son para $\nu = 3$ $\frac{2q}{\pi\gamma}$ y para $\nu = 4$ $\frac{3q}{4\gamma}$, que guardan una relación de $\frac{\sigma_3}{\sigma_4} = \frac{2 \times 4}{3\pi} = \frac{8}{9,42} = 0,85$; aún se aproxima más a la unidad para otro punto cualquiera, en que esta relación vale $\frac{0,85}{\cos\theta}$. Venimos, pues, que en lo tocante al factor de concentración resultan bastante aproximadas las fórmulas adoptadas.

Por lo que se refiere al coeficiente del empuje en reposo, las fórmulas se han obtenido para $K_0 = 1$, en tanto que, según se ha dicho, parece que este valor

oscila en los terrenos entre 0,3 y 1,0. El error que se comete por este concepto no es, sin embargo, muy grande, ya que este coeficiente de empuje en reposo sólo influye en la tensión originada en el terreno por la gravedad, tensión de escasa influencia en los totales a que están sometidos los suelos cargados.

Sin embargo, la aplicación de estas fórmulas será bastante defectuosa en terrenos estratificados que dejan de ser isótropos y suelen ser ortotrópicos. (Véase pág. 392 de la *Mecánica teórica de los suelos*, de Terzaghi.)

Nota. — La p_k que aparece en las ecuaciones anteriores es la cohesión de tracción, distinta de la cohesión tangencial o resistencia tangencial con presiones nulas.

Admitiendo que se cumple la ley de Coulomb, $\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \varphi$, es decir, que es una recta la curva de resistencia intrínseca, se tiene:

$$p_k = c \times \operatorname{ctg} \varphi,$$

o lo que es lo mismo:

$$c = p_k \operatorname{tg} \varphi.$$

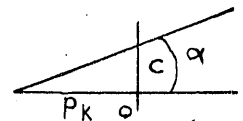


Figura 7.^a

Generalmente, el valor que se da es el de c , debiendo sustituirse en las ecuaciones anteriores p_k por su valor en función de c .

Determinación del tablestacado a hincar en un terreno para que soporte un muro de muelle y su relleno.

El caso del muro y relleno de la figura 8.^a, *a*), puede considerarse asimilado al de la figura 8.^a, *b*), en que la carga unitaria q es suma del peso del relleno y de la sobrecarga.

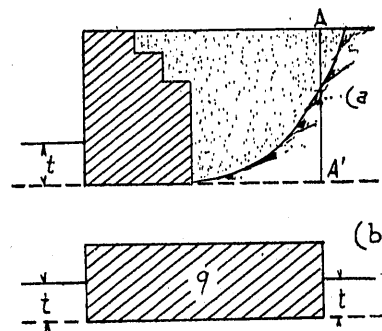


Figura 8.^a

Si la carga no es resistida por el terreno, habrá de mejorarse éste, aumentando su cohesión hasta que resista la carga. Para ello se deduce de la fórmula

de Fröhlich, bien la primitiva o la corregida; el valor de p_k necesario:

Corregida:

$$q = \frac{\pi}{\operatorname{ctg} \varphi - \left(\frac{\pi}{2} - \varphi\right)} (\gamma t + p_k) + \gamma t.$$

Sin corregir:

$$q = \frac{\pi}{\operatorname{ctg} \varphi - \left(\frac{\pi}{2} - \varphi\right)} (\gamma t + p_k).$$

Llamemos Δp_k el aumento de cohesión unitaria obtenido; el aumento de cohesión $A B'$ será $A B' \Delta p_k$. Pero p_k es la cohesión de tracción; la tangencial o de corte es $c = p_k \operatorname{tg} \varphi$, y el aumento correspondiente a esta cohesión será $A B' \Delta c = A B' \times \Delta p_k \operatorname{tg} \varphi$.

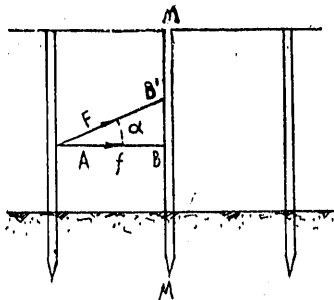


Figura 9.^a

El tablestacado, si ha de proporcionar el aumento de cohesión, habrá de resistir la fuerza $F = A B' \Delta c$. Prescindiendo de la componente paralela al tablestacado, absorbida por el rozamiento del pilote, la fuerza normal a resistir será: $f = A B' \Delta c \cos \alpha = A B \times \Delta c$. El tablestacado se ha de calcular como viga empotrada sometida a una carga unitaria, producto de la separación del tablestacado por el aumento de cohesión de corte, es decir, $A B \times \Delta c$.

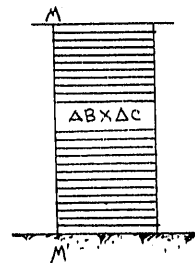


Figura 10.

La anchura en que se extiende este tablestacado se puede obtener por exceso, determinando la línea límite entre las zonas plásticas y elásticas para el suelo sin tablestacado. La zona plástica comprendida dentro de esta curva será (con grosera aproximación favorable a la seguridad) la que ha de reforzarse con el tablestacado. Estas fórmulas serán las anteriormente indicadas.