CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA Y ASIENTOS DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES

CARGA ÚLTIMA DE CIMENTACIONES SOBRE EL TERRENO

La carga última de una cimentación superficial se puede definir como el valor máximo de la carga con el cual en ningún punto del subsuelo se alcanza la condición de rotura (método de Frolich), o también como aquel valor de carga, mayor que el anterior, con el cual el fenómeno de rotura se extiende a un amplio volumen del suelo (método de Prandtl y sucesivos).

Prandtl ha estudiado el problema de la rotura de un semiespacio elástico por efecto de una carga aplicada sobre su superficie con referencia al acero, caracterizando la resistencia a la rotura con una ley del tipo:

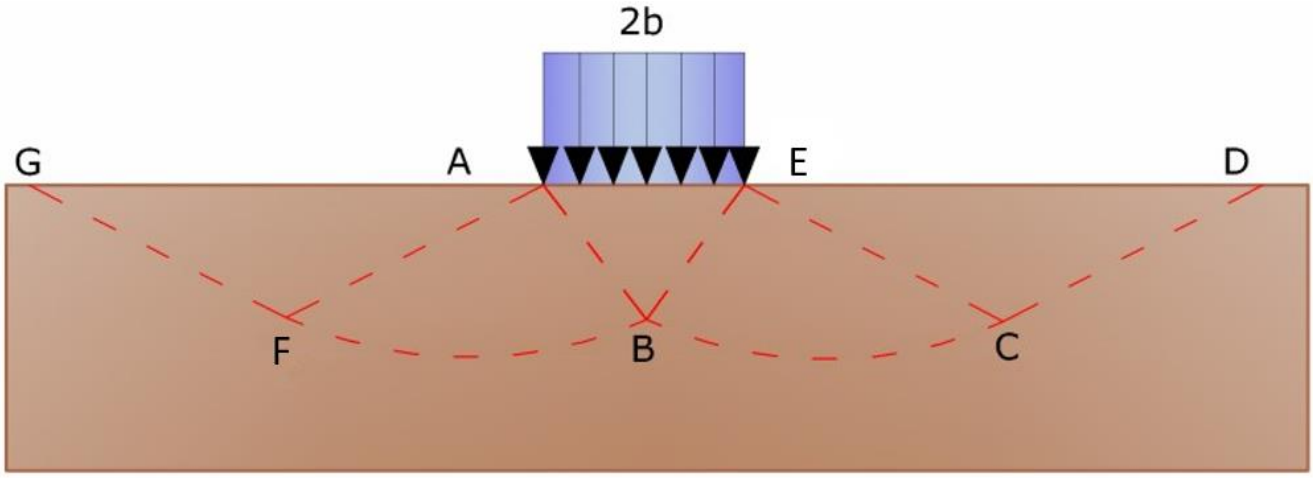
$$\tau = c + \sigma \times tg\ \varphi \qquad \textit{válida también para suelos.}$$

Las hipótesis y las condiciones dictadas por Prandtl son las siguientes:

- Material carente de peso y por lo tanto $\gamma=0$
- Comportamiento rígido - plástico
- Resistencia a la rotura del material expresada con la relación $\tau=c + \sigma \times tg\varphi$
- Carga uniforme, vertical y aplicada en una franja de longitud infinita y de ancho 2b (estado de deformación plana)
- Tensiones tangenciales nulas al contacto entre la franja de carga y la superficie límite del semiespacio.

En el acto de la rotura se verifica la plasticidad del material contenido entre la superficie límite del semiespacio y la superficie *GFBCD.*

En el triángulo *AEB* la rotura se da según dos familias de segmentos rectilíneos e inclinados en $45°+\varphi/2$ con respecto al horizontal.
En las zonas *ABF y EBC* la rotura se produce a lo largo de dos familias de líneas, una constituida por segmentos rectilíneos que pasan respectivamente por los puntos *A* y *E* y la otra por arcos de familias de espirales logarítmicas.
Los polos de éstas son los puntos *A* y *E*. En los triángulos *AFG y ECD* la rotura se da en segmentos inclinados en $\pm(45°+ \varphi/2)$ con respecto a la vertical.



Mecanismo de rotura de Prandtl

Identificado así el volumen de terreno que experimenta rotura con la carga última, ésta se puede calcular escribiendo la condición de equilibrio entre las fuerzas que actúan en cualquier volumen de terreno delimitado bajo cualquiera de las superficies de deslizamiento.

Se llega por lo tanto a una ecuación q =B × c, donde el coeficiente B depende solo del ángulo de rozamiento φ del terreno.

$$B = cot\, g\varphi\left[e^{\pi tg\varphi}tg^2(45° + \varphi/2) - 1\right]$$

Para φ =0 el coeficiente B es igual a 5.14, por lo tanto q=5.14 × c.

En el otro caso particular de terreno sin cohesión (c=0, γ≠0) resulta q=0. Según la teoría de **Prandtl**, no sería entonces posible aplicar ninguna carga en la superficie límite de un terreno incoherente.

Si bien no se puede aplicar prácticamente, en esta teoría se han basado todas las investigaciones y los métodos de cálculo sucesivos.

En efecto ***Caquot*** se puso en las mismas condiciones de Prandtl, a excepción del hecho que la franja de carga no se aplica sobre la superficie límite del semiespacio, sino a una profundidad h, con h ≤ 2b; el terreno comprendido entre la superficie y la profundidad h tiene las siguientes características*: γ≠0, φ=0, c=0* es decir un medio dotado de peso pero sin resistencia.

Resolviendo las ecuaciones de equilibrio se llega a la expresión:

$$q = A \times \gamma_1 + B \times c$$

que de seguro es un paso adelante con respecto a Prandtl, pero que aún no refleja la realidad.

Método de Terzaghi (1955)

Terzaghi, prosiguiendo el estudio de Caquot, ha aportado algunos cambios para tener en cuenta las características efectivas de toda la obra de cimentación - terreno.

Bajo la acción de la carga transmitida por la cimentación, el terreno que se encuentra en contacto con la cimentación misma tiende a irse lateralmente, pero resulta impedido por las resistencias tangenciales que se desarrollan entre la cimentación y el terreno.
Esto comporta un cambio del estado tensional en el terreno puesto directamente por debajo de la cimentación; para tenerlo en cuenta, ***Terzaghi*** asigna a los lados AB y EB de la cuña de Prandtl una inclinación ψ respecto a la horizontal, seleccionando el valor de ψ en función de las características mecánicas del terreno al contacto terreno-obra de cimentación.
De esta manera se supera la hipótesis $\gamma_2 = 0$ para el terreno por debajo de la cimentación admitiendo que las superficies de rotura quedan inalteradas, la expresión de la carga última entonces es:

$$q = A \times \gamma \times h + B \times c + C \times \gamma \times b$$

Donde C es un coeficiente que resulta función del ángulo de rozamiento interno φ del terreno puesto por debajo del nivel de cimentación y del ángulo φ antes definido; b es la semianchura de la franja.
Además, basándose en datos experimentales, *Terzaghi* pasa del problema plano al problema espacial introduciendo algunos factores de forma.

Una sucesiva contribución sobre el efectivo comportamiento del terreno ha sido aportada por *Terzaghi*.
En el método de Prandtl se da la hipótesis de un comportamiento del terreno rígido-plástico, en cambio *Terzaghi* admite este comportamiento en los terrenos muy compactos.
En éstos, de hecho, la curva cargas-asentamientos presenta un primer tracto rectilíneo, seguido por un breve tracto curvilíneo (comportamiento elástico-plástico); la rotura es instantánea y el valor de la carga límite resulta claramente individuado (rotura general).

En un terreno muy suelto en cambio la relación cargas-asentamientos presenta un tramo curvilíneo acentuado desde las cargas más bajas por efecto de una rotura progresiva del terreno (rotura local). Como consecuencia la individualización de la carga límite no es tan clara y evidente como en el caso de los terrenos compactos.

Para los terrenos muy sueltos, Terzaghi aconseja tener en consideración la carga última; el valor que se calcula con la fórmula anterior pero introduciendo valores reducidos de las características mecánicas del terreno y precisamente:

$$tg\varphi_{rid} = 2/3 \times tg\varphi \; e \; c_{rid} = 2/3 \times c$$

Haciendo explícitos los coeficientes de la fórmula anterior, la fórmula de Terzaghi se puede escribir así:

$$q_{ult} = c \times N_c \times s_c + \gamma \times D \times N_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma$$

Donde:

$$Nq = \frac{a^2}{2\cos^2(45 + \varphi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \varphi/2)\tan\varphi}$$

$$N_c = (N_q - 1)\cot\varphi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan\varphi}{2}\left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2\varphi} - 1\right)$$

Fórmula de Meyerhof (1963)

Meyerhof propuso una fórmula para calcular la carga última parecida a la de *Terzaghi*. Las diferencias consisten en la introducción de nuevos coeficientes de forma.

Introdujo un coeficiente s_q que multiplica el factor N_q, factores de profundidad d_i y de pendencia i_i para el caso en que la carga trasmitida a la cimentación sea inclinada en la vertical.

Los valores de los coeficientes N se obtuvieron de Meyerhof suponiendo varios arcos de prueba BF (v. mecanismo Prandtl), mientras que el corte a lo largo de los planos AF tenía valores aproximados.
A continuación se presentan los factores de forma tomados de Meyerhof, junto con la expresión de la fórmula.

Carga vertical:

$$q_{ult} = c \times N_c \times s_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times s_q \times d_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma \times d_\gamma$$

Carga inclinada:

$$q_{ul\,t}=c\times N_c\times i_c\times d_c+\quad \gamma\times D\times N_q\times i_q\times d_q+0.5\times\gamma\times B\times N_\gamma\times i_\gamma\times d_\gamma$$

$$N_q=e^{\pi\tan\varphi}\tan^2(45+\varphi/2)$$
$$N_c=(N_q-1)\cot\varphi$$
$$N_\gamma=(N_q-1)\tan(1.4\varphi)$$

Factor de forma:

$$s_c=1+0.2k_p\frac{B}{L} \qquad \text{para } \varphi>10$$
$$s_q=s_\gamma=1+0.1k_p\frac{B}{L} \qquad \text{para } \varphi=0$$

Factor de profundidad:

$$d_c=1+0.2\sqrt{k_p}\frac{D}{B}$$
$$d_q=d_\gamma=1+0.1\sqrt{k_p}\frac{D}{B} \qquad \text{para } \varphi>10$$
$$d_q=d_\gamma=1 \qquad \text{para } \varphi=0$$

inclinación:

$$i_c=i_\gamma=\left(1-\frac{\theta}{90}\right)^2$$
$$i_\gamma=\left(1-\frac{\theta}{\varphi}\right)^2 \qquad \text{para } \varphi>0$$
$$i_\gamma=0 \qquad \text{para } \varphi=0$$

Donde:

- K_p = $\tan^2(45°+\varphi/2)$;
- θ = *Inclinación de la resultante en la vertical.*

Fórmula de Hansen (1970)

Es una extensión ulterior de la fórmula de *Meyerhof*; las extensiones consisten en la introducción de b_i que tiene en cuenta la eventual inclinación en la horizontal del nivel de cimentación y un factor g_i para terreno en pendencia.
La fórmula de Hansen vale para cualquier relación *D/B*, ya sean cimentaciones superficiales o profundas; sin embargo el mismo autor introdujo algunos coeficientes para poder interpretar mejor el comportamiento real de la cimentación; sin éstos, de hecho, se tendría un aumento demasiado fuerte de la carga última con la profundidad.

Para valores de D/B <1:

$$d_c = 1 + 0.4\frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2\tan\varphi(1-\sin\varphi)^2\frac{D}{B}$$

Para valores D/B>1:

$$d_c = 1 + 0.4\tan^{-1}\frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2\tan\varphi(1-\sin\varphi)^2\tan^{-1}\frac{D}{B}$$

En el caso $\varphi = 0$

D/B	*0*	*1*	*1.1*	*2*	*5*	*10*	*20*	*100*
d'_c	*0*	*0.40*	*0.33*	*0.44*	*0.55*	*0.59*	*0.61*	*0.62*

En los factores siguientes las expresiones con ápices (') valen cuando $\varphi=0$.

Factor de forma:

$$s'_c = 0.2\frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c}\frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 \qquad \textit{para cimentaciones continuas}$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L}\tan\varphi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4\frac{B}{L}$$

Factores de inclinación de la carga

$$i'_c = 0.5 - 0.5\sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \cot\varphi}\right)^5$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a \cot\varphi}\right)^5 \quad (\eta = 0)$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta/450)H}{V + A_f c_a \cot\varphi}\right)^5 \quad (\eta > 0)$$

Factores de inclinación del terreno (cimentación sobre talud):

$$g'_c = \frac{\beta}{147}$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta}{147}$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - 0.5\tan\beta)^5$$

Factores de inclinación del nivel de cimentación (base inclinada)

$$b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_q = exp(-2\eta\tan\varphi)$$

$$b_q = exp(-2.7\eta\tan\varphi)$$

Fórmula de Vesic (1975)

La fórmula de Vesic es análoga a la fórmula de Hansen, con Nq y Nc como en la fórmula de Meyerhof y Nγ como se indica a continuación:

$$N\gamma=2(Nq+1) \times \tan(\varphi)$$

Los factores de forma y de profundidad que aparecen en las fórmulas del cálculo de la capacidad portante son iguales a los propuestos por Hansen; en cambio se dan algunas diferencias en los factores de inclinación de la carga, del terreno (cimentación en talud) y del plano de cimentación (base inclinada).

Fórmula Brinch-Hansen (EC 7 - EC 8)

Para que una cimentación pueda resistir la carga de proyecto en seguridad con respecto a la rotura general, para todas las combinaciones de carga relativas al ELU (Estado límite último), se debe dar la siguiente desigualdad:

donde: Vd es la carga de proyecto al ELU, normal en la base de la cimentación, que incluye también el peso de la cimentación misma; mientras Rd es la carga última de proyecto de la cimentación con respecto a las cargas normales, teniendo en cuenta también el efecto de cargas inclinadas o excéntricas.

En la evaluación analítica de la carga última de proyecto Rd se deben considerar las situaciones a corto y a largo plazo en los terrenos de grano fino.

La carga última de proyecto en condiciones no drenadas se calcula como:

$$R/A' = (2 + \pi)\, c_u\, s_c\, i_c + q$$

Donde:

- $A' = B'\, L'$ área de la cimentación efectiva de proyecto, entendida, en caso de carga excéntrica, como el área reducida en cuyo centro se aplica la resultante de la carga;
- c_u : cohesión no drenada;
- q: presión litostática total en el plano de cimentación;
- s_c: factor de forma;
- $s_c = 1 + 0{,}2\ (B'/L')$: para cimentaciones rectangulares;
- $s_c = 1{,}2$: para cimentaciones cuadradas o circulares;

- i_C: factor de corrección de la inclinación de la carga debida a una carga H.

$$i_c = 0{,}5\left(1 + \sqrt{1 - H / A' c_u}\right)$$

En condiciones drenadas la carga última de proyecto se calcula como sigue:

$$R/A' = c' N_C s_C i_C + q' N_q s_q i_q + 0{,}5\, \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Donde:

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2\left(45 + \phi'/2\right)$$
$$N_c = \left(N_q - 1\right)\cot \phi'$$
$$N_\gamma = 2\left(N_q - 1\right)\tan \phi'$$

Factores de forma

$s_q = 1 + \left(B'/L'\right)\text{sen}\phi'$ para forma rectangular

$s_q = 1 + \text{sen}\phi'$ para forma cuadrada o circular

$s_\gamma = 1 - 0{,}3\left(B'/L'\right)$ para forma rectangular

$s_\gamma = 0{,}7$ para forma cuadrada o circular

$s_c = \left(s_q \cdot N_q - 1\right)/\left(N_q - 1\right)$ para forma rectangular, cuadrada o circular.

Factores inclinación resultante debido a una carga horizontal H

$$i_q = \left[1 - H/\left(V + A' \cdot c' \cdot \cot\phi'\right)\right]^m$$
$$i_\gamma = \left[1 - H/\left(V + A' \cdot c' \cdot \cot\phi'\right)\right]^{m+1}$$
$$i_c = \left(i_q \cdot N_q - 1\right)/\left(N_q - 1\right)$$

Donde:

$$m = m_B = \frac{\left[2 + \left(\frac{B'}{L'}\right)\right]}{\left[1 + \left(\frac{B'}{L'}\right)\right]} \quad con \quad H//B'$$

$$m = m_L = \frac{\left[2 + \left(\frac{L'}{B'}\right)\right]}{\left[1 + \left(\frac{L'}{B'}\right)\right]} \quad con \quad H//L'$$

Además de los factores correctivos de la tabla anterior, se consideran los complementarios de la profundidad del plano de cimentación y de la inclinación y de la inclinación del plano de cimentación y del plano terreno (Hansen).

Método de Richards et. al

Richards, Helm y Budhu (1993) desarrollaron un procedimiento que permite, en condiciones sísmicas, calcular ya sea la carga última que los asientos derivados y por ende verificar ambos estados límite (último y de daño). El cálculo de la carga última se obtiene mediante una simple extensión del problema de la carga última al caso de la presencia de fuerzas de inercia en el terreno de cimentación debidas al sismo, mientras la estimación de los asientos se obtiene haciendo referencia a Newmark (Apéndice H de *"Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica"–Associazione Geotecnica Italiana*/"Aspectos geotécnicos del proyecto en zona sísmica"-Asociación Geotécnica Italiana). Los autores han alargado el trinomio de la fórmula de la carga última:

$$q_L = N_q \cdot q + N_c \cdot c + 0.5 N_\gamma \cdot \gamma \cdot B$$

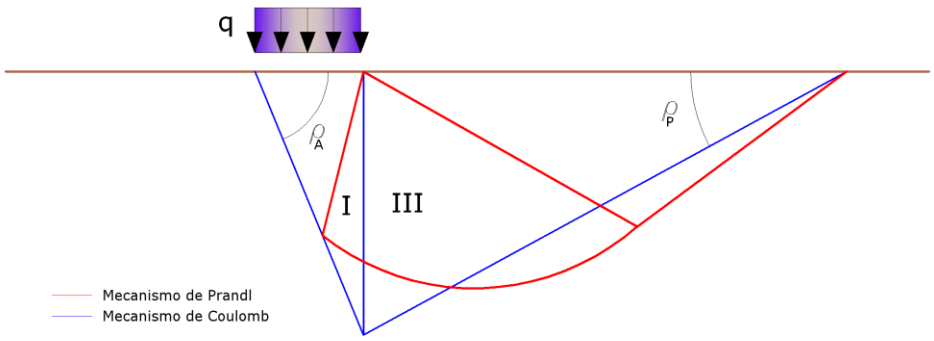
Donde los factores de capacidad de carga se calculan con las siguientes fórmulas:

$$N_c = \left(N_q - 1\right) \cdot \cot(\phi)$$

$$N_q = \frac{K_{pE}}{K_{AE}}$$

$$N_\gamma = \left(\frac{K_{pE}}{K_{AE}} - 1 \right) \cdot tan(\rho_{AE})$$

Examinando con el enfoque de equilibrio límite un mecanismo a la Coulomb y teniendo en cuenta las fuerzas de inercia agentes en el volumen de terreno a rotura. De hecho, en campo estático, el clásico mecanismo de Prandtl se puede aproximar, como se muestra en la siguiente figura, eliminando la zona de transición (abanico de Prandtl) y reduciéndola a la línea AC, que viene vista como una pared ideal en equilibrio bajo la acción del empuje activo y del empuje pasivo que recibe de las cuñas I y III:



Esquema de cálculo de la carga última (qL)

Los autores han extraído las expresiones de los ángulos ρ_A y ρ_P que definen las zonas de empuje activo y pasivo y de los coeficientes de empuje activo y pasivo K_A y K_P en función del ángulo de rozamiento interno φ del terreno y del ángulo de rozamiento d terreno – pared ideal:

$$\rho_A = \varphi + tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{tan(\varphi) \cdot (tan(\varphi) \cdot cot(\varphi)) \cdot (1 + tan(\delta) \cdot cot(\varphi))} - tan(\varphi)}{1 + tan(\delta) \cdot (tan(\varphi) + cot(\varphi))} \right\}$$

$$\rho_P = -\varphi + tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{tan(\varphi) \cdot (tan(\varphi) \cdot cot(\varphi)) \cdot (1 + tan(\delta) \cdot cot(\varphi))} + tan(\varphi)}{1 + tan(\delta) \cdot (tan(\varphi) + cot(\varphi))} \right\}$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta)\left\{1+\sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)\cdot\sin(\varphi)}{\cos(\delta)}}\right\}^2}$$

$$K_P = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta)\left\{1-\sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)\cdot\sin(\varphi)}{\cos(\delta)}}\right\}^2}$$

Es de observar que el empleo de las fórmulas anteriores asumiendo $\phi=0.5\delta$, conduce a valores de coeficientes de carga última muy cercanos a los basados en un análisis a la Prandtl. Por lo tanto Richards et. Al. extendieron la aplicación del mecanismo de Coulomb al caso sísmico, teniendo en cuenta las fuerzas de inercia agentes en el volumen de terreno a rotura. Tales fuerzas de masa, debidas a aceleraciones k_h g y k_V g, agentes respectivamente en dirección horizontal y vertical, son a su vez iguales a k_h γ e k_V γ. Se obtienen así las extensiones de las expresiones de ρa y ρp, además de K_A y K_P, respectivamente indicadas como ρ_{AE} y r_{PE} y como K_{AE} y K_{PE} para denotar las condiciones sísmicas:

$$\rho_{AE} = (\varphi-\vartheta)+\tan^{-1}\cdot\left\{\frac{\sqrt{\left(1+\tan^2(\varphi-\vartheta)\right)\cdot\left[1+\tan(\delta+\vartheta)\cdot\cot(\varphi-\vartheta)\right]}-\tan(\varphi-\vartheta)}{1+\tan(\delta+\vartheta)\cdot\left(\tan(\varphi-\vartheta)+\cot(\varphi-\vartheta)\right)}\right\}$$

$$\rho_{PE} = -(\varphi-\vartheta)+\tan^{-1}\cdot\left\{\frac{\sqrt{\left(1+\tan^2(\varphi-\vartheta)\right)\cdot\left[1+\tan(\delta+\vartheta)\cdot\cot(\varphi-\vartheta)\right]}-\tan(\varphi-\vartheta)}{1+\tan(\delta+\vartheta)\cdot\left(\tan(\varphi-\vartheta)+\cot(\varphi-\vartheta)\right)}\right\}$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi-\vartheta)}{\cos(\vartheta)\cdot\cos(\delta+\vartheta)\left\{1+\sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)\cdot\sin(\varphi-\vartheta)}{\cos(\delta+\vartheta)}}\right\}^2}$$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\varphi-\vartheta)}{\cos(\vartheta)\cdot\cos(\delta+\vartheta)\left\{1-\sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)\cdot\sin(\varphi-\vartheta)}{\cos(\delta+\vartheta)}}\right\}^2}$$

Los valores de Nq y Nγ se determinan también valiéndose de las fórmulas precedentes, empleando obviamente las expresiones de los ángulos ρ_{AE} y ρ_{PE} y de los coeficientes K_{AE} y K_{PE} relativas al caso sísmico. En tales expresiones aparece el ángulo θ definido como:

$$\tan(\theta) = \frac{k_h}{1-k_v}$$

En la siguiente tabla se muestran los factores de capacidad de carga calculados para los siguientes valores de los parámetros:

– $\phi = 30°$ $\delta = 15°$

Para diferentes valores de los coeficientes de empuje sísmico:

kh/(1-kv)	Nq	Nγ	Nc
0	16.51037	23.75643	26.86476
0.087	13.11944	15.88906	20.9915
0.176	9.851541	9.465466	15.33132
0.268	7.297657	5.357472	10.90786
0.364	5.122904	2.604404	7.141079
0.466	3.216145	0.879102	3.838476
0.577	1.066982	1.103E-03	0.1160159

Tabla de los Factores de capacidad de carga para ϕ=30°

Check limit load (SLU)

The vertical bearing capacity of the foundation soil is verified according to the theory of limit states using the following inequality:

$$\sigma \leq \frac{R_d}{\gamma_{RV}}$$

or based on the factor of safety as:

$$\frac{R_d}{\sigma} \geq SF_V$$

where:

- σ: extreme design contact stress at the footing bottom;

- R_d: design bearing capacity of foundation soil γ_{RV}-coefficient of vertical bearing capacity of foundation;
- SF_V-safety factor for vertical bearing capacity.
-

Extreme design contact stress at the footing bottom is assumed the form:

$$\sigma = \frac{V}{A_{ef}}$$

where:

- V: extreme design vertical force;
- A_{ef}: effective area of foundation

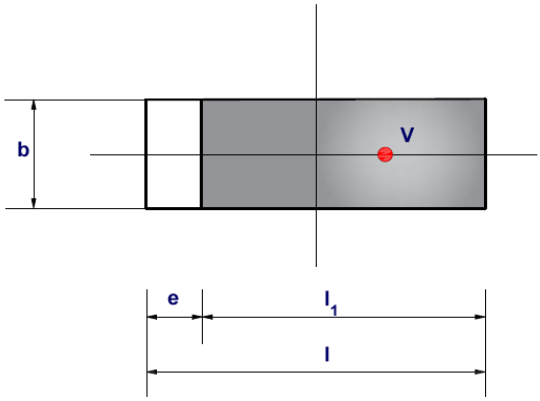
Effective Area

When solving the problem of eccentrically loaded foundations the program offers two options to deal with an effective dimension of the foundation area:

- a rectangular shape of effective area is assumed;
- circular shape of effective area is assumed.

Rectangular shape

A simplified solution is used in such cases. In case of axial eccentricity (bending moment acts in one plane only) the analysis assumes a uniform distribution of contact stress σ applied only over a portion of the foundation l_1, which is less by twice the eccentricity e compared to the total length l.



Determination of effective area in case of axial eccentricity

An effective area (b*l_1) is assumed to compute the contact stress, so that we have:

$$\sigma = \frac{V}{b \cdot (l - 2e)}$$

In case of a general eccentric load (foundation is loaded by the vertical force V and by bending moments M_1 and M_2 the load is replaced by a single force with given eccentricities:

$$e_1 = \frac{M_1}{V}$$

$$e_2 = \frac{M_2}{V}$$

The size of effective area follows from the condition that the force V must act eccentrically:

$$A_{ef} = b_{ef} \cdot l_{ef} = (l - 2e_1) \cdot (b - 2e_2)$$

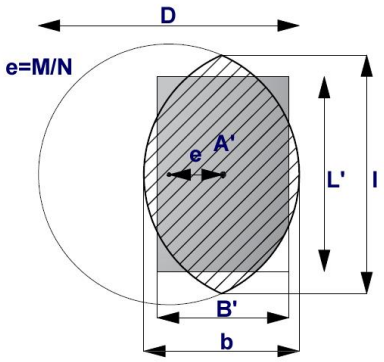
Circular shape

A circular foundation subjected to a vertical load applied with an eccentricity e=Md/Nd can be regarded as an equivalent fictitious foundation with a centrally applied load (Figure), as suggested by Meyerhof (1953) and Vesic (1973). In this case,the area of the fictitious foundation, A', can be calculated as:

$$A' = \frac{D^2}{2}\left(\arccos\frac{2e}{D} - \frac{2e}{D}\sqrt{1-\left(\frac{2e}{D}\right)^2}\right)$$

The aspect ratio of the equivalent rectangular area can also be approximated as the ratio of the line lengths b to l, as shown in Figure that is,

$$\frac{B}{L'} = \frac{b}{l} =' \sqrt{\frac{D-2e}{D+2e}}$$



Método de cálculo de las dimensiones equivalentes de una cimentación sometida a carga no baricéntrica

Verificación del deslizamiento

De acuerdo con los criterios de cálculo en ELU, se debe comprobar la estabilidad de una zapata aislada con respecto al colapso por deslizamiento y al colapso por rotura general. Con el primero, la resistencia se estima como la suma de un componente debido a la adhesión más otro debido al rozamiento cimentación-terreno; la resistencia lateral derivada del empuje pasivo del terreno se puede tener en cuenta como un porcentaje cuyo valor será indicado por el usuario.
La resistencia de cálculo por rozamiento y adhesión se calcula mediante la expresión:

$$F_{Rd} = N_{sd} \tan\delta + c_a A'$$

Donde:

- N_{sd}= valor de cálculo de la fuerza vertical;
- δ= ángulo de resistencia al corte en la base de la cimentación;
- c_a= adhesión zapata -terreno;
- *A'*= área de la cimentación efectiva, entendida, en caso de cargas excéntricas, como área reducida al centro de la cual se aplica el resultado.

CARGA LÍMITE DE CIMENTACIÓN EN ROCA

Para valorar la capacidad de carga admisible de las rocas se deben tener en cuenta algunos parámetros significativos como las características geológicas, el tipo y calidad de roca, medida con RQD. En la capacidad portante de las rocas se utilizan normalmente factores de seguridad muy altos y legados de todas maneras al valor del coeficiente RQD: por ejemplo, para una roca con RQD igual al máximo de 0.75 el factor de seguridad varía entre 6 y 10. Para determinar la capacidad de carga de una roca se pueden usar las fórmulas de Terzaghi, usando ángulo de rozamiento y cohesión de la roca, o las propuestas por Stagg y **Zienkiewicz** (1968) donde los coeficientes de la fórmula de la capacidad portante valen:

$$N_q = tan^6\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$
$$N_c = 5tan^4\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$
$$N_\gamma = N_q + 1$$

Con tales coeficientes se usan los factores de forma utilizados en la fórmula de Terzaghi.

La capacidad de carga última calculada es de todas formas función del coeficiente RQD según la siguiente expresión:

$$q' = q_{ult}\left(RQD\right)^2$$

Si el sondeo en roca no suministra piezas intactas (RQD tiende a 0), la roca se trata como un terreno, estimando mejor los parámetros c y ϕ.

FACTORES DE CORRECCIÓN SÍSMICA (PAOLUCCI & PECKER)

Para tener en cuenta los efectos inerciales del sisma en la determinación del q_{lim} se introducen los factores de corrección z:

$$z_q = \left(1 - \frac{k_h}{tg\phi}\right)^{0,35}$$
$$z_c = 1 - 0,32 \cdot k_h$$
$$z_\gamma = z_q$$

Donde k_h es el coeficiente sísmico horizontal

ASIENTOS ELÁSTICOS

Los asentamientos de una cimentación rectangular de dimensiones B×L puesta en la superficie de un semiespacio elástico se pueden calcular con base en una ecuación basada en la teoría de la elasticidad (Timoshenko e Goodier (1951)):

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_S}\left(I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2\right) I_F \qquad (1)$$

Donde:

- *q_0= Intensidad de la presión de contacto*;
- *B'= Mínima dimensión del área reactiva;*
- *E e μ = Parámetros elásticos del terreno;*
- *I_i= Coeficientes de influencia dependientes de: L'/B', espesor del estrato H, coeficiente de Poisson μ, profundidad del nivel de cimentación D;*

Los coeficientes I_1 y I_2 se pueden calcular utilizando las ecuaciones de *Steinbrenner (1934)* (V. Bowles), en función de la relación *L'/B'* y H/B, utilizando *B'=B/2* y *L'=L/2* para los coeficientes relativos al centro y *B'=B* y *L'=L* para los coeficientes relativos al borde.

El coeficiente de influencia I_F deriva de las ecuaciones de *Fox* (1948), que indican el asiento se reduce con la profundidad en función del coeficiente de *Poisson y de la relación L/B.*

Para simplificar la ecuación (1) se introduce el coeficiente I_S:

$$I_S = I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2$$

El asentamiento del estrato de espesor H vale:

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_S} I_S I_F$$

Para aproximar mejor los asientos se subdivide la base de apoyo de manera que el punto se encuentre en correspondencia con un ángulo externo común a varios rectángulos. En práctica se multiplica por un factor igual a 4 para el cálculo de los asentamientos en el centro y por un factor igual a 1 para los asentamientos en el borde.

En el cálculo de los asientos se considera una profundidad del bulbo tensiones igual a 5B, si el substrato rocoso se encuentra a una profundidad mayor. A tal propósito se considera substrato rocoso el estrato que tiene un valor de E igual a 10 veces el del estrato que está por encima.
El módulo elástico para terrenos estratificados se calcula como promedio ponderado de los módulos elásticos de los estratos interesados en el asiento inmediato.

ASIENTOS EDOMÉTRICOS

El cálculo de los asientos con el método edométrico permite valorar un asiento de consolidación de tipo unidimensional, producto de las tensiones inducidas por una carga aplicada en condiciones de expansión lateral impedida. Por lo tanto la estimación efectuada con este método se debe considerar como empírica, en vez de teórica.
Sin embargo la simplicidad de uso y la facilidad de controlar la influencia de los varios parámetros que intervienen en el cálculo, lo hacen un método muy difuso.

El procedimiento edométrico en el cálculo de los asientos pasa esencialmente a través de dos fases:

a) El cálculo de las tensiones verticales inducidas a las diferentes profundidades con la aplicación de la teoría de la elasticidad;
b) La valoración de los parámetros de compresibilidad con la prueba edométrica.

En referencia a los resultados de la prueba edométrica, el asentamiento se valora como:

$$\Delta \mathrm{H} = \mathrm{H}_0 \cdot RR \cdot log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

Si se trata de un terreno súper consolidado (OCR>1), o sea si el incremento de tensión debido a la aplicación de la carga no hace superar la presión de preconsolidación σ'_p ($\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v < \sigma'_p$).
Si en cambio el terreno es consolidado normal ($\sigma'_{v0} = \sigma'_p$) las deformaciones se dan en el tracto de compresión y el asiento se valora como:

$$\Delta H = H_0 \cdot CR \cdot log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

Donde:

- *RR*: Relación de recompresión;
- *CR* Relación de compresión;
- H_0 espesor inicial del estrato;
- σ'_{v0} tensión vertical eficaz antes de la aplicación de la carga;
- $\Delta\sigma_V$ incremento de tensión vertical debido a la aplicación de la carga.

Como alternativa a los parámetros *RR* y *CR* se hace referencia al módulo edométrico M; pero en tal caso se debe seleccionar oportunamente el valor del módulo a utilizar, teniendo en cuenta el intervalo tensional ($\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v$) significativo para el problema en examen.

Para la aplicación correcta de este tipo de método es necesario:

- la subdivisión de los estratos compresibles en una serie de pequeños estratos de modesto espesor (< 2.00 m);
- la estimación del módulo edométrico en el ámbito de cada estrato;
- el cálculo del asiento como suma de las contribuciones para cada pequeño estrato.

Muchos usan las expresiones antes indicadas para el cálculo del asentamiento de consolidación tanto para las arcillas como para las arenas de granulometría de fina a media, porque el módulo de elasticidad usado viene tomado directamente de pruebas de consolidación. Sin embargo, para terrenos con grano más grueso las dimensiones de las pruebas edométricas son poco significativas del comportamiento global del estrato y, para las arenas, es preferible utilizar pruebas penetrométricas estáticas y dinámicas.

Asiento secundario

El asiento secundario se calcula con referencia a la relación:

$$\Delta H_S = H_C \cdot C_\alpha \cdot log \frac{T}{T_{100}}$$

Donde:

- H_C es la altura del estrato en fase de consolidación;
- C_α es el coeficiente de consolidación secundaria como pendencia en el tracto secundario de la curva *asiento-logaritmo tiempo*;
- T tiempo en que se desea el asiento secundario;
- T_{100} tiempo necesario para terminar el proceso de consolidación primaria.

ASIENTOS DE SCHMERTMANN

Un método alternativo para calcular los asientos es el propuesto por Schmertmann (1970), el cual ha correlaciona la variación del bulbo tensiones a la deformación. Schmertmann por lo tanto propone considerar un diagrama de las deformaciones de forma triangular donde la profundidad a la cual se tienen deformaciones significativas se toma como igual a 4B, en el caso de cimentaciones corridas, para cimentaciones cuadradas o circulares es igual a 2B.
Según este acercamiento el asiento se expresa con la siguiente ecuación:

$$w = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta q \cdot \sum \frac{I_Z \cdot \Delta z}{E}$$

En la cual:

- **Δq**: representa la carga neta aplicada a la cimentación;
- $\mathbf{I_Z}$: es un factor de deformación cuyo valor es nulo a la profundidad de **2B,** para cimentaciones circulares o cuadradas, y a profundidad **4B,** para cimentaciones corridas (lineales).

El valor máximo de $\mathbf{I_Z}$ se verifica a una profundidad respectivamente igual a:

- **B/2** para cimentaciones circulares o cuadradas;
- **B** para cimentaciones corridas;

y vale:

$$I_{z\,max} = 0.5 + 0.1 \cdot \left(\frac{\Delta q}{\sigma'_{vi}} \right)^{0.5}$$

Donde:

- σ'_{vi}: representa la tensión vertical eficaz a la profundidad B/2 para cimentaciones circulares o cuadradas, y a profundidad B para cimentaciones corridas;
- $\mathbf{E_i}$: representa el módulo de deformación del terreno correspondiente al estrato **i-ésimo** considerado en el cálculo;
- $\mathbf{\Delta_{zi}}$ representa el espesor del estrato **i-ésimo**;
- $\mathbf{C_1}$ e $\mathbf{C_2}$ son dos coeficientes correctores.

El módulo **E** se considera igual a **2.5 $\mathbf{q_c}$** para cimentaciones circulares o cuadradas e igual a **3.5 $\mathbf{q_c}$** para cimentaciones corridas. En los casos intermedios, se interpola en función del valor de **L/B**.
El término $\mathbf{q_c}$ que interviene en la determinación de **E** representa la resistencia a la puntaza obtenida con la prueba CPT.
Las expresiones de los dos coeficientes $\mathbf{C_1}$ y $\mathbf{C_2}$ son:

$$C_1 = 1 - 0.5 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{\Delta q} > 0.5$$

que toma en cuenta la profundidad del plano de cimentación.

$$C_2 = 1 + 0.2 \cdot log \frac{t}{0.1}$$

que toma en cuenta las deformaciones diferidas en el tiempo por efecto secundario.
En la expresión **t** representa el tiempo, expresado en años después de haber terminado la construcción, de acuerdo con el cual se calcula el asentamiento.

ASIENTOS DE BURLAND Y BURBIDGE

Si acaso se dispone de datos obtenidos de pruebas penetrométricas dinámicas para calcular los asentamientos, es posible fiarse del método de Burland y Burbidge (1985), en el cual se correlaciona un índice de compresibilidad *Ic* al resultado N de la prueba penetrométrica dinámica. La expresión del asiento propuesta por los autores es la siguiente:

$$S = f_S \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[\sigma'_{v0} \cdot B^{0.7} \cdot I_C / 3 + \left(q' - \sigma'_{v0}\right) \cdot B^{0.7} \cdot I_C\right]$$

Donde:

- q'= presión eficaz bruta;
- s'vo= tensión vertical eficaz a la cota de impuesto de la cimentación;
- B= ancho de la cimentación;
- Ic= índice de compresibilidad;
- fs, fH, ft = factores correctores que toman en cuenta respectivamente la forma, el espesor del estrato comprensible y el tiempo, para el componente viscoso.

El índice de compresibilidad Ic está legado al valor medio Nav de Nspt al interno de una profundidad significativa z:

$$I_C = \frac{1.706}{N_{AV}^{1.4}}$$

Por cuanto respecta a los valores de Nspt a utilizar en el cálculo del valor medio $N_{AV,}$ hay que precisar que los valores se deben corregir para arenas con componentes limosos debajo del nivel freático y Nspt>15, según la indicación de Terzaghi y Peck (1948)

$$Nc = 15 + 0.5\ (Nspt - 15)$$

Donde Nc es el valor correcto a usar en los cálculos.

Para depósitos gravosos arenosos-gravosos el valor corregido es igual a:

$$Nc = 1.25\ Nspt$$

Las expresiones de los factores correctores f_S, f_H y f_t son respectivamente:

$$f_S = \left(\frac{1.25 \cdot L/B}{L/B + 0.25} \right)^2$$

$$f_H = \frac{H}{z_i}\left(2 - \frac{H}{z_i} \right)$$

$$f_t = \left(1 + R_3 + R \cdot log\frac{t}{3} \right)$$

Con:

t = tiempo en años > 3;

R3 = constante igual a 0.3 para cargas estáticas y 0.7 para cargas dinámicas;
R = 0.2 en el caso de cargas estáticas y 0.8 para cargas dinámicas.

SONDEO 1

DATOS GENERALES

Normativa	
Anchura cimentación	5.5 m
Longitud cimentación	5.0 m
Profundidad plano de cimentación	1.0 m
Altura de empotramiento	1.0 m

ESTRATIGRAFÍA TERRENO

Espesor del estrato [m]	Peso específico [Kg/m³]	Peso específico saturado [Kg/m³]	Ángulo de rozamiento interno [°]	Cohesión [Kg/cm²]	Cohesión sin drenaje [Kg/cm²]	Módulo elástico [Kg/cm²]	Módulo edométrico [Kg/cm²]	Poisson	Coef. consolidac. primaria [cmq/s]	Coef. consolidación secundaria	Descripción
1.5	1500.0	1620.0	28.0	0.0	0.0	85.0	104.0	0.0	0.0	0.0	
1.0	1500.0	1620.0	27.0	0.0	0.0	85.0	104.0	0.0	0.0	0.0	
1.0	1730.0	1860.0	0.0	0.18	0.18	45.0	71.0	0.0	0.0	0.0	
1.0	1730.0	1860.0	0.0	0.18	0.18	45.0	71.0	0.0	0.0	0.0	
1.0	1800.0	1920.0	0.0	0.36	0.36	90.0	142.0	0.0	0.0	0.0	
0.5	1800.0	1930.0	0.0	0.42	0.42	105.0	166.0	0.0	0.0	0.0	

Cargas de proyecto actuantes en cimentación

Nr.	Nombre combinación	Presión normal de proyecto [Kg/cm²]	N [Kg]	Mx [Kg·m]	My [Kg·m]	Hx [Kg]	Hy [Kg]	Tipo
1	Carga última	0.40	110000.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Proyecto

Sismo + Coef. parciales parámetros geotécnicos terrenos + Resistencias

Nr	Corrección sísmica	Tangente ángulo de resistencia al corte	Cohesión efectiva	Cohesión sin drenaje	Peso específico en cimentación	Peso específico cobertura	Coef. Red. Cap. de carga vertical	Coef. Red. Cap. de carga horizontal
1	No	1	1	1	1	1	3	3

CARGA ÚLTIMA CIMENTACIÓN COMBINACIÓN… Carga última
Autor : Meyerhof and Hanna (1978)

Carga última [Qult]	4.68 Kg/cm²
Resistencia de proyecto [Rd]	1.56 Kg/cm²

Tensión [Ed]	0.4 Kg/cm²
Factor de seguridad [Fs=Qult/Ed]	11.7

Condición de comprobación [Ed<=Rd]Comprobado

COEFICIENTE DE ASENTAMIENTO BOWLES (1982)

Costante di Winkler 3.03 Kg/cm³

Carga última

Autor : HANSEN (1970) (Condición drenada)

==========

PARÁMETROS DE CÁLCULO GEOTÉCNICO

==========

Peso específico	1500.0 Kg/m³
Peso específico saturado	1620.0 Kg/m³
Ángulo de rozamiento interno	28.0 °
Cohesión	0.0 Kg/cm²

==========

Factor [Nq]	14.72
Factor [Nc]	25.8
Factor [Ng]	10.94
Factor forma [Sc]	1.63
Factor profundidad [Dc]	1.07
Factor inclinación cargas [Ic]	1.0
Factor inclinación talud [Gc]	1.0
Factor inclinación base [Bc]	1.0
Factor forma [Sq]	1.58
Factor profundidad [Dq]	1.05
Factor inclinación cargas [Iq]	1.0
Factor inclinación talud [Gq]	1.0
Factor inclinación base [Bq]	1.0
Factor forma [Sg]	0.56
Factor profundidad [Dg]	1.0
Factor inclinación cargas [Ig]	1.0
Factor inclinación talud [Gg]	1.0
Factor inclinación base [Bg]	1.0
Factor corrección sísmico inercial [zq]	1.0
Factor corrección sísmico inercial [zg]	1.0
Factor corrección sísmico inercial [zc]	1.0

==========

Carga última	6.22 Kg/cm²
Resistencia de proyecto	2.07 Kg/cm²

Condición de comprobación [Ed<=Rd]Comprobado

==========

Autor : TERZAGHI (1955) (Condición drenada)

==========

PARÁMETROS DE CÁLCULO GEOTÉCNICO

==========

Peso específico	1500.0	Kg/m³
Peso específico saturado	1620.0	Kg/m³
Ángulo de rozamiento interno	28.0	°
Cohesión	0.0	Kg/cm²

==========

Factor [Nq]	17.81	
Factor [Nc]	31.61	
Factor [Ng]	15.15	
Factor forma [Sc]	1.0	
Factor forma [Sg]	1.0	
Factor corrección sísmico inercial [zq]	1.0	
Factor corrección sísmico inercial [zg]	1.0	
Factor corrección sísmico inercial [zc]	1.0	

==========

Carga última	8.92	Kg/cm²
Resistencia de proyecto	2.97	Kg/cm²

Condición de comprobación [Ed<=Rd]Comprobado

==========

Autor : MEYERHOF (1963) (Condición drenada)

==========

PARÁMETROS DE CÁLCULO GEOTÉCNICO

==========

Peso específico	1500.0	Kg/m³
Peso específico saturado	1620.0	Kg/m³
Ángulo de rozamiento interno	28.0	°
Cohesión	0.0	Kg/cm²

==========

Factor [Nq]	14.72	
Factor [Nc]	25.8	
Factor [Ng]	11.19	
Factor forma [Sc]	1.61	
Factor profundidad [Dc]	1.06	
Factor inclinación cargas [Ic]	1.0	
Factor forma [Sq]	1.3	
Factor profundidad [Dq]	1.03	
Factor inclinación cargas [Iq]	1.0	
Factor forma [Sg]	1.3	
Factor profundidad [Dg]	1.03	
Factor inclinación cargas [Ig]	1.0	
Factor corrección sísmico inercial [zq]	1.0	
Factor corrección sísmico inercial [zg]	1.0	

Factor corrección sísmico inercial [zc]	1.0

Carga última	9.17 Kg/cm²
Resistencia de proyecto	3.06 Kg/cm²

Condición de comprobación [Ed<=Rd]Comprobado

Autor : VESIC (1975) (Condición drenada)

PARÁMETROS DE CÁLCULO GEOTÉCNICO

Peso específico	1500.0 Kg/m³
Peso específico saturado	1620.0 Kg/m³
Ángulo de rozamiento interno	28.0 °
Cohesión	0.0 Kg/cm²

Factor [Nq]	14.72
Factor [Nc]	25.8
Factor [Ng]	16.72
Factor forma [Sc]	1.63
Factor profundidad [Dc]	1.06
Factor inclinación cargas [Ic]	1.0
Factor inclinación talud [Gc]	1.0
Factor inclinación base [Bc]	1.0
Factor forma [Sq]	1.58
Factor profundidad [Dq]	1.05
Factor inclinación cargas [Iq]	1.0
Factor inclinación talud [Gq]	1.0
Factor inclinación base [Bq]	1.0
Factor forma [Sg]	0.56
Factor profundidad [Dg]	1.0
Factor inclinación cargas [Ig]	1.0
Factor inclinación talud [Gg]	1.0
Factor inclinación base [Bg]	1.0
Factor corrección sísmico inercial [zq]	1.0
Factor corrección sísmico inercial [zg]	1.0
Factor corrección sísmico inercial [zc]	1.0

Carga última	7.55 Kg/cm²
Resistencia de proyecto	2.52 Kg/cm²

Condición de comprobación [Ed<=Rd]Comprobado

Autor : Brinch - Hansen 1970 (Condición drenada)

PARÁMETROS DE CÁLCULO GEOTÉCNICO

Peso específico	1500.0	Kg/m³
Peso específico saturado	1620.0	Kg/m³
Ángulo de rozamiento interno	28.0	°
Cohesión	0.0	Kg/cm²

Factor [Nq]	14.72	
Factor [Nc]	25.8	
Factor [Ng]	14.59	
Factor forma [Sc]	1.55	
Factor profundidad [Dc]	1.06	
Factor inclinación cargas [Ic]	1.0	
Factor inclinación talud [Gc]	1.0	
Factor inclinación base [Bc]	1.0	
Factor forma [Sq]	1.52	
Factor profundidad [Dq]	1.05	
Factor inclinación cargas [Iq]	1.0	
Factor inclinación talud [Gq]	1.0	
Factor inclinación base [Bq]	1.0	
Factor forma [Sg]	0.67	
Factor profundidad [Dg]	1.0	
Factor inclinación cargas [Ig]	1.0	
Factor inclinación talud [Gg]	1.0	
Factor inclinación base [Bg]	1.0	
Factor corrección sísmico inercial [zq]	1.0	
Factor corrección sísmico inercial [zg]	1.0	
Factor corrección sísmico inercial [zc]	1.0	

Carga última	7.56	Kg/cm²
Resistencia de proyecto	2.52	Kg/cm²

Condición de comprobación [Ed<=Rd]Comprobado

Autor : Meyerhof and Hanna (1978) (Condición drenada)

Estrato 1 arriba, estrato 2 abajo

Factores de capacidad de carga estrato 1

Factor [Nq]	14.72
Factor [Nc]	25.8
Factor [Ng]	3.42

Fattori di capacità portante strato 2

Factor [Nq]	13.2
Factor [Nc]	23.94

Factor [Ng]	2.93
Carga última estrato 2 (qb)	5.4 Kg/cm²
Carga última estrato 1 (qt)	4.68 Kg/cm²
Incremento carga última estrato 1	0.06 Kg/cm²
Coeficiente de punzonamiento (ks)	3.05
Razón (q1/q2)	0.86

==========

Carga última	4.68 Kg/cm²
Resistencia de proyecto	1.56 Kg/cm²

Condición de comprobación [Ed<=Rd]Comprobado

==========

ASIENTOS POR ESTRATO

***Asiento edométrico calculado con: Método consolidación unidimensional de Terzaghi**

Presión normal de proyecto	0.4 Kg/cm²
Asientos después de T años	7.0
Distancia	0.00 m
Ángulo	0.00 °
Asiento total	0.974 cm

Z: Profundidad promedio del estrato ; Dp: Incremento de tensiones ; Wc: Asiento de consolidación ; Ws: Asiento secundario (deformaciones viscosas) ; Wt: Asiento total .

Estrato	Z (m)	Tensión (Kg/cm²)	Dp (Kg/cm²)	Método	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
1	1.25	0.188	0.25	Edométrico	0.1201	--	0.1201
2	2	0.3	0.241	Edométrico	0.2319	--	0.2319
3	3	0.461	0.204	Edométrico	0.2876	--	0.2876
4	4	0.635	0.158	Edométrico	0.2222	--	0.2222
5	5	0.811	0.119	Edométrico	0.0835	--	0.0835
6	5.75	0.946	0.096	Edométrico	0.0289	--	0.0289

ASIENTOS ELÁSTICOS

==========

Presión normal de proyecto	0.4 Kg/cm²
Espesor del estrato	0.0 m
Profundidad substrato rocoso	0.0 m
Módulo elástico	85.0 Kg/cm²
Coeficiente de Poisson	0.45

==========

Coeficiente de influencia I1	0.03
Coeficiente de influencia I2	0.06

Coeficiente de influencia Is	0.04

Asiento al centro de la cimentación	0.88 mm

Coeficiente de influencia I1	0.01
Coeficiente de influencia I2	0.04
Coeficiente de influencia Is	0.01
Asiento al borde	0.16 mm

SONDEO 2

DATOS GENERALES

Normativa	
Anchura cimentación	5.5 m
Longitud cimentación	5.0 m
Profundidad plano de cimentación	1.0 m
Altura de empotramiento	1.0 m

ESTRATIGRAFÍA TERRENO

Espesor del estrato [m]	Peso específico [Kg/m³]	Peso específico saturado [Kg/m³]	Ángulo de rozamiento interno [°]	Cohesión [Kg/cm²]	Cohesión sin drenaje [Kg/cm²]	Módulo elástico [Kg/cm²]	Módulo edométrico [Kg/cm²]	Poisson	Coef. consolidac. primaria [cmq/s]	Coef. consolidación secundaria	Descripción
1.5	1750.0	1870.0	0.0	0.24	0.24	60.0	95.0	0.0	0.0	0.0	
1.0	1750.0	1880.0	0.0	0.3	0.3	75.0	118.0	0.0	0.0	0.0	
1.0	1780.0	1910.0	0.0	0.3	0.3	75.0	118.0	0.0	0.0	0.0	
1.0	1800.0	1920.0	0.0	0.36	0.36	90.0	142.0	0.0	0.0	0.0	
1.0	1850.0	1960.0	0.0	0.48	0.48	120.0	189.0	0.0	0.0	0.0	
0.5	1920.0	2000.0	0.0	0.84	0.84	210.0	332.0	0.0	0.0	0.0	

Cargas de proyecto actuantes en cimentación

Nr.	Nombre combinación	Presión normal de proyecto [Kg/cm²]	N [Kg]	Mx [Kg·m]	My [Kg·m]	Hx [Kg]	Hy [Kg]	Tipo
1	Carga última	0.40	110000.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Proyecto

Sismo + Coef. parciales parámetros geotécnicos terrenos + Resistencias

Nr	Corrección sísmica	Tangente ángulo de	Cohesión efectiva	Cohesión sin	Peso específico	Peso específico	Coef. Red. Cap.	Coef. Red. Cap.

		resistencia al corte	drenaje	en cimentación	cobertura	de carga vertical	de carga horizontal
1	No	1	1	1	1	1	3	3

CARGA ÚLTIMA CIMENTACIÓN COMBINACIÓN… Carga última
Autor : TERZAGHI (1955)

Carga última [Qult]	1.54 Kg/cm²
Resistencia de proyecto [Rd]	0.51 Kg/cm²
Tensión [Ed]	0.4 Kg/cm²
Factor de seguridad [Fs=Qult/Ed]	3.86

Condición de comprobación [Ed<=Rd]Comprobado

COEFICIENTE DE ASENTAMIENTO BOWLES (1982)

Costante di Winkler	0.62 Kg/cm³

Carga última

Autor : HANSEN (1970) (Condición drenada)

==========

PARÁMETROS DE CÁLCULO GEOTÉCNICO

==========

Peso específico	1750.0 Kg/m³
Peso específico saturado	1870.0 Kg/m³
Ángulo de rozamiento interno	0.0 °
Cohesión	0.24 Kg/cm²

==========

Factor [Nq]	1.0
Factor [Nc]	5.14
Factor forma [Sc]	0.22
Factor profundidad [Dc]	0.07
Factor corrección sísmico inercial [zq]	1.0
Factor corrección sísmico inercial [zg]	1.0
Factor corrección sísmico inercial [zc]	1.0

==========

Carga última	1.77 Kg/cm²
Resistencia de proyecto	0.59 Kg/cm²

Condición de comprobación [Ed<=Rd]Comprobado

==========

Autor : TERZAGHI (1955) (Condición drenada)

==========

PARÁMETROS DE CÁLCULO GEOTÉCNICO

==========

Peso específico	1750.0	Kg/m³
Peso específico saturado	1870.0	Kg/m³
Ángulo de rozamiento interno	0.0	°
Cohesión	0.24	Kg/cm²

Factor [Nq]	1.0	
Factor [Nc]	5.7	
Factor forma [Sc]	1.0	
Factor forma [Sg]	1.0	
Factor corrección sísmico inercial [zq]	1.0	
Factor corrección sísmico inercial [zg]	1.0	
Factor corrección sísmico inercial [zc]	1.0	

Carga última	1.54	Kg/cm²
Resistencia de proyecto	0.51	Kg/cm²

Condición de comprobación [Ed<=Rd]Comprobado

Autor : MEYERHOF (1963) (Condición drenada)

PARÁMETROS DE CÁLCULO GEOTÉCNICO

Peso específico	1750.0	Kg/m³
Peso específico saturado	1870.0	Kg/m³
Ángulo de rozamiento interno	0.0	°
Cohesión	0.24	Kg/cm²

Factor [Nq]	1.0	
Factor [Nc]	5.14	
Factor forma [Sc]	1.22	
Factor profundidad [Dc]	1.04	
Factor inclinación cargas [Ic]	1.0	
Factor forma [Sq]	1.0	
Factor profundidad [Dq]	1.0	
Factor inclinación cargas [Iq]	1.0	
Factor forma [Sg]	1.0	
Factor profundidad [Dg]	1.0	
Factor corrección sísmico inercial [zq]	1.0	
Factor corrección sísmico inercial [zg]	1.0	
Factor corrección sísmico inercial [zc]	1.0	

Carga última	1.73	Kg/cm²
Resistencia de proyecto	0.58	Kg/cm²

Condición de comprobación [Ed<=Rd]Comprobado

Autor : VESIC (1975) (Condición drenada)

PARÁMETROS DE CÁLCULO GEOTÉCNICO

Peso específico	1750.0	Kg/m³
Peso específico saturado	1870.0	Kg/m³
Ángulo de rozamiento interno	0.0	°
Cohesión	0.24	Kg/cm²
Factor [Nq]	1.0	
Factor [Nc]	5.14	
Factor forma [Sc]	0.22	
Factor profundidad [Dc]	0.07	
Factor corrección sísmico inercial [zq]	1.0	
Factor corrección sísmico inercial [zg]	1.0	
Factor corrección sísmico inercial [zc]	1.0	
Carga última	1.77	Kg/cm²
Resistencia de proyecto	0.59	Kg/cm²

Condición de comprobación [Ed<=Rd]Comprobado

Autor : Brinch - Hansen 1970 (Condición drenada)

PARÁMETROS DE CÁLCULO GEOTÉCNICO

Peso específico	1750.0	Kg/m³
Peso específico saturado	1870.0	Kg/m³
Ángulo de rozamiento interno	0.0	°
Cohesión	0.24	Kg/cm²
Factor [Nq]	1.0	
Factor [Nc]	5.14	
Factor forma [Sc]	1.22	
Factor profundidad [Dc]	1.0	
Factor inclinación cargas [Ic]	1.0	
Factor inclinación talud [Gc]	1.0	
Factor inclinación base [Bc]	1.0	
Factor corrección sísmico inercial [zq]	1.0	
Factor corrección sísmico inercial [zg]	1.0	
Factor corrección sísmico inercial [zc]	1.0	
Carga última	1.68	Kg/cm²
Resistencia de proyecto	0.56	Kg/cm²

Condición de comprobación [Ed<=Rd]Comprobado
==========

Autor : Meyerhof and Hanna (1978) (Condición drenada)
==========
Estrato 1 arriba, estrato 2 abajo

Factores de capacidad de carga estrato 1
Factor [Nq] 1.0
Factor [Nc] 5.14

Fattori di capacità portante strato 2
Factor [Nq] 1.0
Factor [Nc] 5.14

Carga última estrato 2 (qb) 2.14 Kg/cm²
Carga última estrato 1 (qt) 1.68 Kg/cm²

Incremento carga última estrato 1 0.04 Kg/cm²
Coeficiente de punzonamiento (ks) 0.0
Razón (q1/q2) 1.25
==========
Carga última 1.68 Kg/cm²
Resistencia de proyecto 0.56 Kg/cm²

Condición de comprobación [Ed<=Rd]Comprobado
==========

ASIENTOS POR ESTRATO
***Asiento edométrico calculado con: Método consolidación unidimensional de Terzaghi**

Presión normal de proyecto 0.4 Kg/cm²
Asientos después de T años 7.0
Distancia 0.00 m
Ángulo 0.00 °
Asiento total 0.628 cm

Z: Profundidad promedio del estrato ; Dp: Incremento de tensiones ; Wc: Asiento de consolidación ; Ws: Asiento secundario (deformaciones viscosas) ; Wt: Asiento total .

Estrato	Z (m)	Tensión (Kg/cm²)	Dp (Kg/cm²)	Método	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
1	1.25	0.219	0.225	Edométrico	0.1183	--	0.1183
2	2	0.35	0.217	Edométrico	0.184	--	0.184
3	3	0.527	0.184	Edométrico	0.1558	--	0.1558

4	4	0.706	0.142	Edométrico	0.1	--	0.1
5	5	0.888	0.107	Edométrico	0.0565	--	0.0565
6	5.75	1.029	0.086	Edométrico	0.013	--	0.013

ASIENTOS ELÁSTICOS

Presión normal de proyecto	0.4 Kg/cm²
Espesor del estrato	0.0 m
Profundidad substrato rocoso	0.0 m
Módulo elástico	60.0 Kg/cm²
Coeficiente de Poisson	0.45
Coeficiente de influencia I1	0.03
Coeficiente de influencia I2	0.06
Coeficiente de influencia Is	0.04
Asiento al centro de la cimentación	1.12 mm
Coeficiente de influencia I1	0.01
Coeficiente de influencia I2	0.04
Coeficiente de influencia Is	0.01
Asiento al borde	0.2 mm