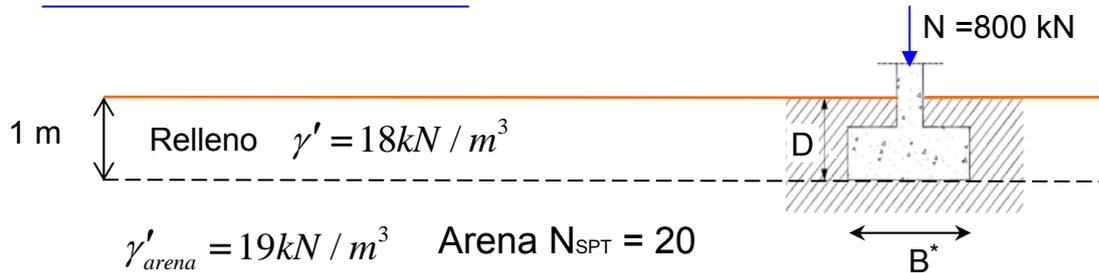


## Ejemplo nº 1 Dimensionado de zapata en suelos granular. Presión de hundimiento y presión admisible.

En el terreno croquizado, se pide:

1º Dimensionar para una carga centrada  $N = 800 \text{ kN}$  una zapata aislada cuadrada con un asiento máximo de 1,5 cm



2º comprobar la zapata anterior respecto al hundimiento, considerando que la arena tiene un ángulo de rozamiento interno  $\phi = 32^\circ$

1º Con una zapata de 1,20 m x 1,20 m la tensión en daN/cm<sup>2</sup> sería:

$800 \cdot 10^2 / 120 \cdot 120 = 5,56 \text{ daN/cm}^2$ . (Parece excesivo este valor)

Para zapatas igual o mayores de 1,20 m la expresión de CTE es:

b) Para  $B^* \geq 1,2 \text{ m}$ :

$$q_d = 8 N_{SPT} \left[ 1 + \frac{D}{3B^*} \right] \left( \frac{S_t}{25} \right) \left( \frac{B^* + 0,3}{B^*} \right)^2 \text{ kN/m}^2 \quad (4.10)$$

siendo

$S_t$  El asiento total admisible, en mm.

$N_{SPT}$  el valor medio de los resultados, obtenidos en una zona de influencia de la cimentación comprendida entre un plano situado a una distancia  $0,5B^*$  por encima de su base y otro situado a una distancia mínima  $2B^*$  por debajo de la misma;

$D$  la profundidad definida en el Anejo F

El valor de  $\left[ 1 + \frac{D}{3B^*} \right]$  a introducir en las ecuaciones será menor o igual a 1,3.

Tanteando con zapata mínima:  $1 + \frac{D}{3B^*} = 1 + \frac{1}{3 \cdot 1,2} = 1 + 0,28 = 1,28 \leq 1,3$

$$q_{adm} = \frac{N}{B^* \cdot B^*} = \frac{800}{(B^*)^2} = 8 \cdot 20 \cdot \left[ 1 + \frac{1}{3B^*} \right] \cdot \left( \frac{15}{25} \right) \cdot \left( \frac{B^* + 0,3}{B^*} \right)^2$$

$96B^3 + 89,6B^2 - 772,16B + 2,88 = 0$  Resuelta la cúbica  $B = 2,405 \text{ m} \rightarrow \mathbf{B = 2,40 \text{ m}}$

comprobación factor profundidad / ancho:  $1 + \frac{D}{3B^*} = 1 + \frac{1}{3 \cdot 2,4} = 1 + 0,14 = 1,14 \leq 1,3$

La presión mínima admisible de la arena:

$$q_{adm} = 800 / (2,4 \cdot 2,4) = 138,89 \text{ kN/m}^2 = \mathbf{1,39 \text{ daN/cm}^2}$$

Tomás Cabrera (E.U.A.T.M.)

# Asientos en suelos granulares I

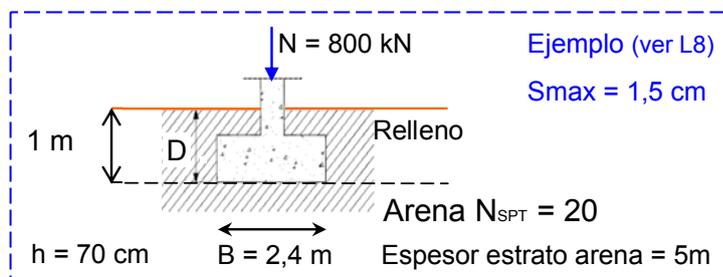
## F.1.2.2 Suelos granulares con una proporción en peso de partículas de más de 20 mm inferior al 30%

- 1 Si bien para estimar el asiento de una cimentación directa en un terreno de estas características podrán utilizarse correlaciones que permiten determinar el módulo de deformación del terreno en función de los resultados obtenidos en ensayos de penetración estática o dinámica realizados "in situ", se puede utilizar la expresión (F.19) de Burland y Burbidge, basada directamente en los resultados obtenidos en el ensayo SPT o deducidos de ensayos de penetración a través de correlaciones debidamente contrastadas.

$$S_i = f_i \cdot f_s \cdot q'_b \cdot B^{0.7} \cdot I_c \quad (F.19)$$

$$S_i = f_i \cdot f_s \cdot q'_b \cdot B^{0.7} \cdot I_c$$

siendo

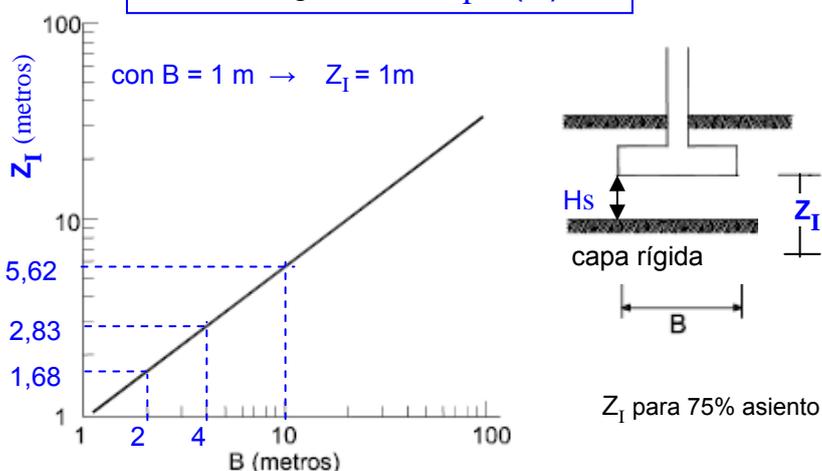
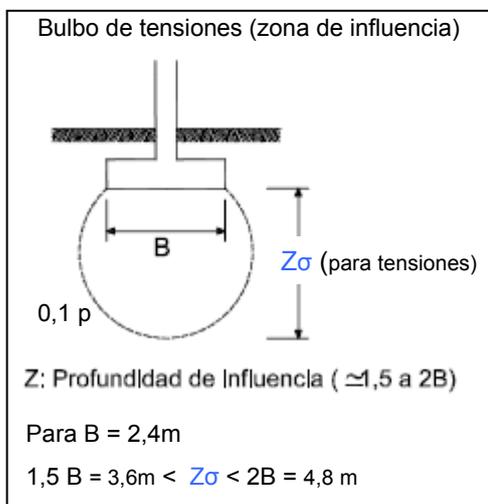


Ejemplo (ver L8)  
S<sub>max</sub> = 1,5 cm

- S<sub>i</sub>** el asiento medio al final de la construcción, en mm.  
**q'<sub>b</sub>** la presión efectiva bruta aplicada en la base de cimentación (en kN/m<sup>2</sup>). Ver nota 2  
**B** el ancho de la zapata o losa (en m).  
**I<sub>c</sub>** el índice de compresibilidad, definido en el párrafo 3 de este apartado en función del valor medio de golpeo N<sub>SPT</sub> del ensayo SPT en una zona de influencia (Z<sub>i</sub>) bajo la zapata o losa, cuya profundidad viene determinada en función del ancho de la cimentación, tal y como se indica en la Figura F.4.

### Zona de influencia deformaciones

Ecuación figura F.4:  $Z_i = (B)^{0,75}$



En el ejemplo: con B = 2,4 m → Z<sub>i</sub> = 1,93m → H<sub>s</sub> ≥ Z<sub>i</sub>

**Figura F.4. Zona de influencia Z<sub>i</sub> en función del ancho (B) de la cimentación.**

**f<sub>i</sub>** es un factor de corrección que permite considerar la existencia de una capa rígida por debajo de la zapata a una profundidad H<sub>s</sub>, (H<sub>s</sub> < Z<sub>i</sub>), donde Z<sub>i</sub> es la profundidad de influencia bajo la zapata, dentro de la cual se produce el 75% del asiento, definida en la Figura F.4, su valor viene dado por:

$$f_i = \frac{H_s}{Z_i} \left[ 2 - \frac{H_s}{Z_i} \right]$$

**f<sub>i</sub>** = factor reductor asiento

Si se cimenta sobre la capa rígida → **f<sub>i</sub> = 0** (no hay asiento)

con H<sub>s</sub> ≥ Z<sub>i</sub> → **f<sub>i</sub> = 1**

con H<sub>s</sub> = 0,5 Z<sub>i</sub> → **f<sub>i</sub> = 0,75**

(F.21)

Tomás Cabrera (E.U.A.T.M.)

## Asientos en suelos granulares II

**$f_s$**  un coeficiente dependiente de las dimensiones de la cimentación directa, supuesta ésta rectangular. Su valor viene dado por:

$$f_s = \left( \frac{1,25 \cdot \frac{L}{B}}{\frac{L}{B} + 0,25} \right)^2 \quad \text{para zapata cuadrada } f_s = 1$$

$$L = 2B \rightarrow f_s = 1,23$$

$$L = 3B \rightarrow f_s = 1,33$$
(F.20)

donde

L es el largo de la zapata o losa (en m)

- 2 Cuando el terreno se encuentre sobreconsolidado o cuando la cimentación se sitúe en el fondo de una excavación cuya máxima presión efectiva vertical en el fondo haya sido ( $\sigma'_{v0}$ ), el valor de ( $q'_b$ ) a introducir en la ecuación del asiento será:

$$q'_b - \frac{2}{3} \sigma'_{v0} \quad \text{cuando } \sigma'_{v0} < q'_b \quad \text{(F.22)}$$

Nota 2

$$\frac{q'_b}{3} \quad \text{cuando } \sigma'_{v0} \geq q'_b \quad \text{(F.23)}$$

- 3 El índice de compresibilidad se podrá obtener de la expresión:

$$I_c = \frac{1,71}{N_{med}^{1,4}} \quad N_{med}: \text{Dato del Estudio Geotécnico (tiene que estar previsto)} \quad \text{(F.24)}$$

siendo

$N_{med}$  la media aritmética de los golpes  $N_{SPT}$  a lo largo de la zona de influencia  $Z_i$ .

El índice  $I_c$  determinado según la expresión (F.24) representa la media obtenida del estudio estadístico de más de 200 casos reales. Los índices aproximados correspondientes a la media  $\pm$  una desviación standard son:

$$I_c^+ = \frac{3,0}{N_{med}^{1,4}} \quad Si = f_i * f_s * q'_b * B^{0,7} * I_c \quad \text{(F.25)}$$

$$Si = 1 * 1 * \left( \frac{800}{2,4 * 2,4} + 25 * 0,7 \right) * (2,4^{0,7}) * \left( \frac{1,71}{20^{1,4}} \right) = 7,5mm \quad \text{(CTE)}$$

$$I_c^- = \frac{0,94}{N_{med}^{1,4}} \quad Si = 1 * 1 * \left( \frac{800}{2,4 * 2,4} + 25 * 0,7 \right) * (2,4^{0,75}) * \left( \frac{1,71}{20^{1,4}} \right) = 7,8mm \quad \text{(GCOC)} \quad \text{(F.26)}$$

- 4 Como reglas complementarias se deben observar las siguientes:

- el método no se considera aplicable para valores  $N_{SPT} < 7$  debiéndose en dicho caso realizar un estudio especializado no contemplado en este DB;
- el golpeo  $N_{SPT}$  no se corrige por el efecto de la profundidad;
- en el caso de que el terreno esté compuesto por arenas finas y arenas limosas bajo el nivel freático, se puede emplear la corrección de Terzaghi para  $N_{SPT} > 15$ :

$$N_{SPT} (\text{corregido}) = 15 + 0,5(N_{SPT} (\text{medido}) - 15) \quad \text{(F.27)}$$

## Asientos en suelos granulares III

### F.1.2.3 Suelos granulares con una proporción en peso de partículas de más de 20 mm superior al 30%

- 1 En este tipo de suelos los resultados de los ensayos de penetración pueden estar sujetos a incertidumbres (véase párrafo b del apartado 4.2.3.1), por lo que a los efectos de este DB se recomienda que la estimación de asientos en estos casos se realice siguiendo formulaciones elásticas.
  
- 2 El módulo de deformación a considerar podrá estimarse mediante ensayos de carga con placas de diámetro superior a 6 veces el diámetro máximo de las partículas del suelo o alternativamente mediante la expresión:
 
$$E = \frac{G_{\max}}{2} \quad (F.28)$$
 siendo  $G_{\max}$  el módulo de rigidez tangencial máximo del terreno deducido a partir de ensayos cross-hole o down-hole.
  
- 3 En aquellos casos en los que la importancia del edificio no justifique la realización de estos ensayos, los cálculos se podrán basar exclusivamente en correlaciones que sean suficientemente conservadoras, véase tabla D.23.

**Tabla D.23. Valores orientativos de  $N_{SPT}$ , resistencia a compresión simple y módulo de elasticidad de suelos**

Tipo de suelo	$N_{SPT}$	$q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	E (MN/m <sup>2</sup> )
Suelos muy flojos o muy blandos	< 10	0 - 80	< 8
Suelos flojos o blandos	10 - 25	80 - 150	8 - 40
Suelos medios	25 - 50	150 - 300	40 - 100
Suelos compactos o duros	50 - Rechazo	300 - 500	100 - 500
Rocas blandas	Rechazo	500 - 5.000	500 - 8.000
Rocas duras	Rechazo	5.000 - 40.000	8.000 - 15.000
Rocas muy duras	Rechazo	> 40.000	>15.000

**Tabla D.24. Valores orientativos del coeficiente de Poisson**

Tipo de suelo	Coficiente de Poisson
Arcillas blandas normalmente consolidadas	0,40
Arcillas medias	0,30
Arcillas duras preconsolidadas	0,15
Arenas y suelos granulares	0,30

## Asientos en suelos arcillosos

### F.1.2.4 Suelos con un contenido de finos superior al 35%

- 1 En arcillas normalmente consolidadas o sobreconsolidadas en las que con las presiones aplicadas por el edificio se llegue a superar la presión de sobreconsolidación, el planteamiento de una cimentación directa requerirá un estudio especializado, no contemplado en este DB.
- 2 En el caso de arcillas sobreconsolidadas en las que con las presiones aplicadas por el edificio no se llegue a superar la presión de sobreconsolidación y no se produzcan plastificaciones locales, se podrán emplear métodos de estimación de asientos basados en la teoría de la Elasticidad. A efectos prácticos, se considerará que se cumple esta última condición si la resistencia a compresión simple de la arcilla sobreconsolidada es superior a la presión sobre el terreno transmitida por la carga de servicio del edificio.
- 3 Los módulos de deformación del terreno en este caso se podrán obtener mediante:
  - a) ensayos triaxiales especiales de laboratorio con medida local de deformaciones en la probeta de suelo;
  - b) ensayos presiométricos en los que no se tenga en cuenta el nivel de deformaciones inducidas en el terreno por la construcción;
  - c) ensayos cross-hole o down-hole, aplicando a los valores representativos del módulo de rigidez tangencial máximo obtenido en el ensayo ( $G_{max}$ ) los factores correctores ( $f_p$ ) que se indican en la tabla F.1 para la estimación del módulo de elasticidad sin drenaje  $E_u = f_p G_{max}$ . El asiento total en estas circunstancias podrá estimarse mediante la siguiente expresión:

$$S_t = 2 S_i \tag{F.29}$$

**Tabla F.1. Estimación del módulo de elasticidad sin drenaje de arcillas sobreconsolidadas a partir de ensayos cross-hole y down-hole.**

$f_p$		
15 < IP < 30	30 < IP < 50	IP > 50
1,2	1,6	1,9

- d) Métodos empíricos bien establecidos, basados en correlaciones que tengan en cuenta la resistencia al esfuerzo cortante sin drenaje del suelo, su plasticidad, y su grado de sobreconsolidación. A título orientativo podrán utilizarse los módulos de elasticidad indicados en la tabla F.2 para estimar el asiento  $S_i$  en estas arcillas.

**Tabla F.2. Estimación del módulo de elasticidad sin drenaje de arcillas sobreconsolidadas.**

Rango de sobreconsolidación	$E_u/c_u$		
	IP < 30	30 < IP < 50	IP > 50
< 3	800	350	150
3 – 5	600	250	100
> 5	300	130	50

Donde:

$p_v$  = Presión vertical media que se define en el epígrafe 4.3.6.

$p_c$  = Presión de preconsolidación al nivel del plano de apoyo, que hubiera podido determinarse. Se supondrá  $p_c = 0$  en cimentaciones superficiales sobre terrenos normalmente consolidados.

- $f_s$  = Factor que tiene en cuenta el espesor de la capa de arena considerada en el cálculo, y que tiene por objeto minorar el valor del asiento obtenido con el cálculo, cuando exista un estrato rígido e indeformable por encima de la profundidad de referencia,  $z$ , calculada previamente.

Alcanza los siguientes valores:

- Si  $z \leq H_s$       $f_s = 1$
- Si  $z > H_s$       $f_s = \frac{H_s}{z} \left( 2 - \frac{H_s}{z} \right)$

Donde:

$z$  = Profundidad de referencia determinada según se especifica en este epígrafe.

$H_s$  = Espesor de la capa granular bajo el plano de cimentación a partir del cual puede suponerse que el terreno es rígido e indeformable.

En todo caso debe hacerse la misma consideración relativa a los asientos diferidos que se indica en 4.8.1.

Para suelos arenosos que hayan sido reconocidos mediante ensayos de penetración estática, es posible aplicar el método recién descrito, siempre que previamente se utilice una correlación suficientemente contrastada entre el resultado de estos ensayos,  $q_c$  y el valor del índice  $N$  del ensayo SPT.

#### 4.8.5. MOVIMIENTOS ADMISIBLES

### Guía Cimentaciones Obras de Carreteras

Los movimientos que puede admitir una cimentación sin causar daño significativo a la estructura que soporta dependen de su tipología. Por dicho motivo, este aspecto se considera en la Parte 6, al tratar de las distintas obras de cimentación que suelen presentarse con mayor frecuencia en obras de carretera.

En general, para estructuras convencionales de hormigón y/o acero, se suelen recomendar ciertos límites. Son de amplio uso los siguientes valores:

- Asiento máximo de zapatas aisladas = 2,5 cm.
- Asiento máximo de losas de cimentación = 5 cm.
- Asiento diferencial máximo entre apoyos contiguos =  $L/200$  a  $L/500$  dependiendo de la rigidez de la estructura ( $L$  = distancia entre apoyos).
- Inclinaciones máximas: entre  $\theta = 1/1000$  y  $6/1000$ .

Estos datos son sólo orientativos y deben especificarse en cada Proyecto concreto.

#### 4.8.5.1. Precisión del cálculo de los asientos

Los cálculos de asientos, realizados con los procedimientos descritos en este apartado 4.8, serán siempre imprecisos.

Generalmente habrá que suponer que el asiento real puede estar comprendido entre la mitad y el doble del calculado.

Sólo en algunas circunstancias (fundamentalmente mediante la experiencia local) se puede acotar mejor el valor del asiento. En aquellos casos en los que se requiera mayor precisión en la estimación de asientos deberá recurrirse a la realización de ensayos de carga «in situ».