



POLITÉCNICA

CAMPUS DE EXCELENCIA INTERNACIONAL

“Ingeniamos el futuro”



E.T.S.E.M.

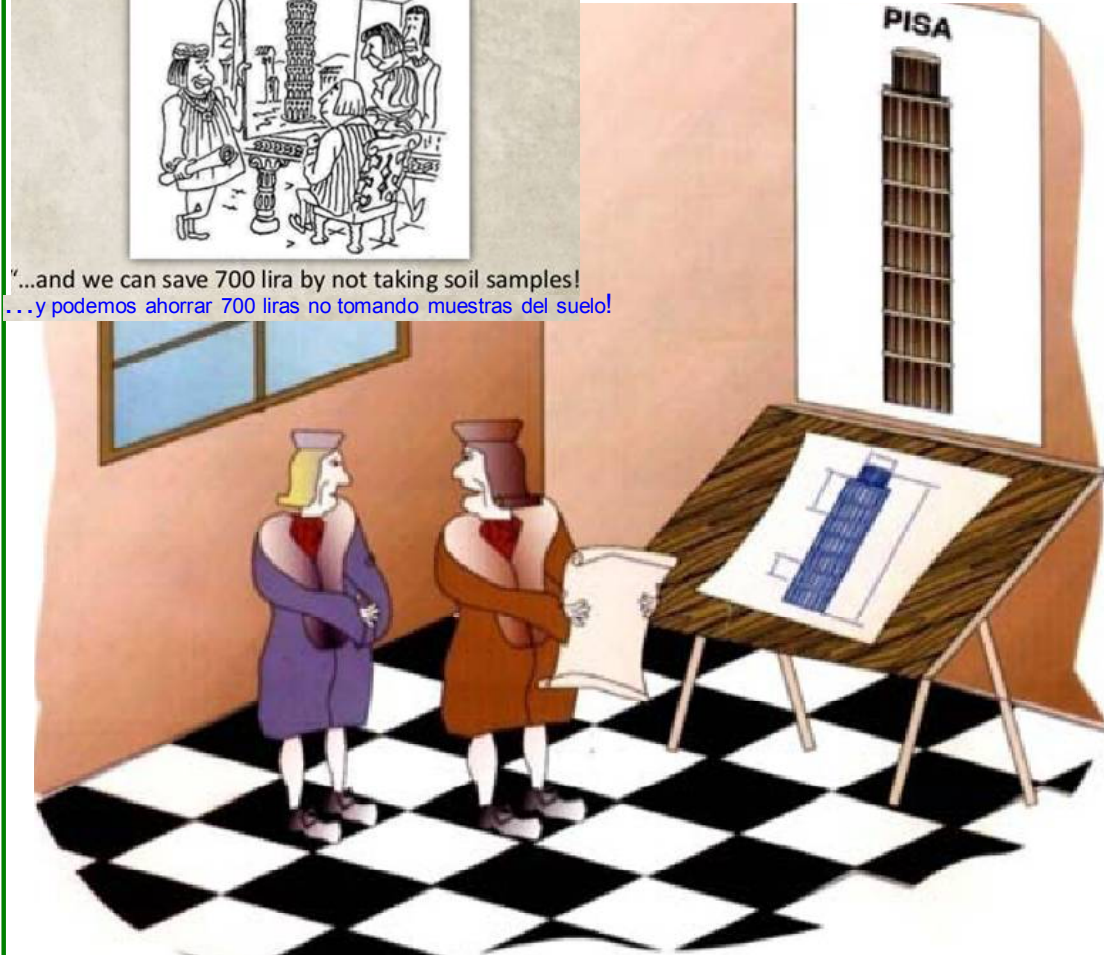
Escuela Técnica Superior de Edificación Madrid

WHAT ABOUT THE SOIL?  
¿Que pasa con el suelo?



“...and we can save 700 lira by not taking soil samples!  
...y podemos ahorrar 700 liras no tomando muestras del suelo!

CARGA HUNDIMIENTO  
ZAPATAS



He escatimado algo en la cimentación pero nadie va a enterarse.



Torre de Pisa



## ESTABILIDAD. CAPACIDAD DE CARGA

La capacidad de carga, que a menudo se llama estabilidad, es la capacidad del suelo para soportar una carga sin que se produzcan fallas dentro de su masa. Es análoga a la capacidad de una viga para soportar una carga sin romperse.

La capacidad de un suelo para soportar una carga varía no solamente con la resistencia del suelo, sino también con la magnitud y distribución de la carga.

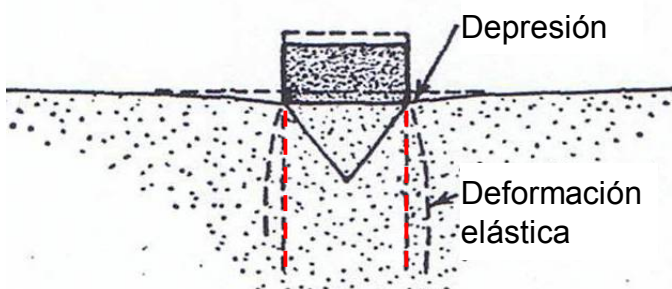
Cuando una carga "V" se aplica a un suelo en forma de incrementos graduales, el suelo se deforma y la curva de carga-asentamiento es similar a las curvas de esfuerzo-deformación. Cuando se alcanza la carga crítica o de falla V, la razón de deformación con respecto a la carga se aumenta.

La curva de carga-asentamiento pasa por un punto de máxima curvatura, que indica que se ha producido la falla de la masa de suelo.

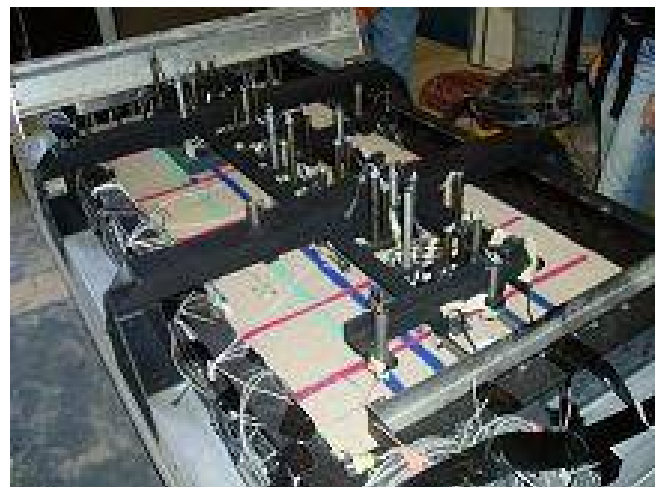


Si se observa el suelo durante la aplicación de la carga, por medio de un modelo de paredes de vidrio o haciendo una excavación adyacente a una cimentación de tamaño natural, se verá que la falla se produce, por lo general, en tres etapas.

**Primera**, el suelo situado debajo de la cimentación es forzado hacia abajo formándose un cono o una cuña.



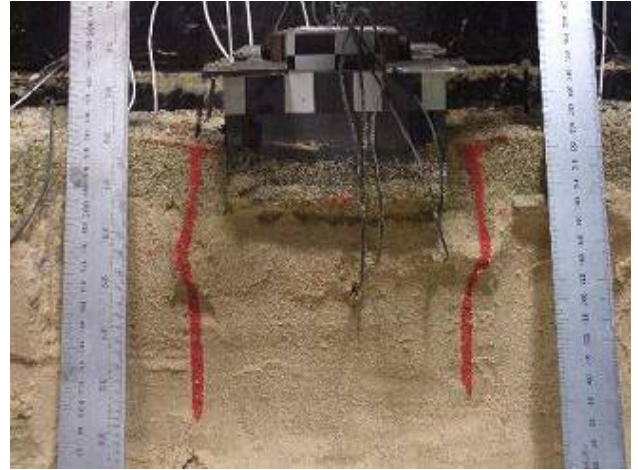
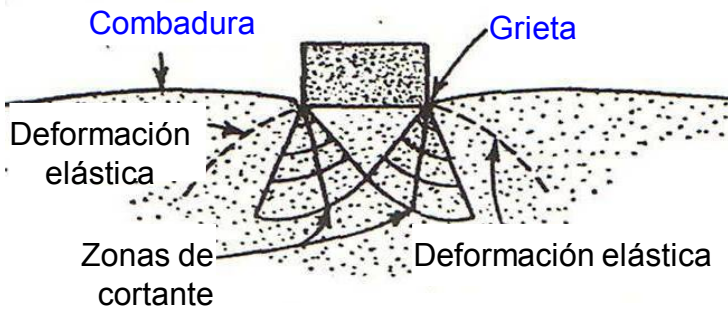
a/ Etapa de la distorsión elástica y la combadura dentro de la masa



Unas líneas imaginarias en el suelo que inicialmente fueran verticales ahora aparecerían combadas hacia afuera, como un barril.

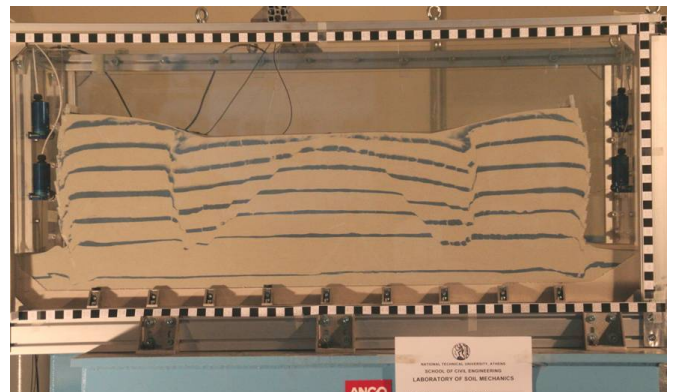
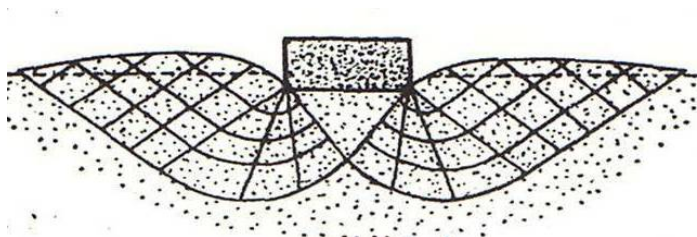


**Segunda**, el suelo alrededor del perímetro del cimiento se separa del mismo y la superficie de esfuerzo cortante se propaga hacia afuera desde el vértice del cono.

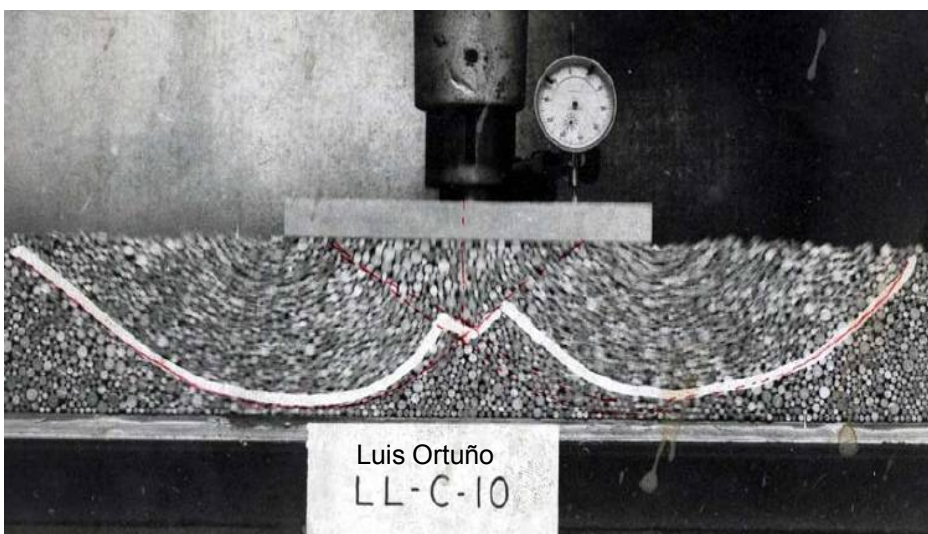


b/ Etapa del cortante local y del agrietamiento (según Vesic y Berezantzev)

**Tercera**, la cimentación se desplazará hacia abajo con un pequeño aumento de la carga: una forma de falla por capacidad de carga. Si el suelo es más rígido, la zona de esfuerzo cortante se propaga hacia afuera, hasta formar una superficie continua de falla que se extiende hasta la superficie del terreno y éste se levanta.



c/ Etapa de la falla general por cortante, simétrica (según Terzaghi)



No se ha deducido una fórmula matemática exacta para analizar esta falla; sin embargo, se han desarrollado varios métodos aproximados basados en una representación simplificada de la compleja superficie de falla y de las propiedades del suelo.

# DETERMINACION DE LA PRESION DE HUNDIMIENTO

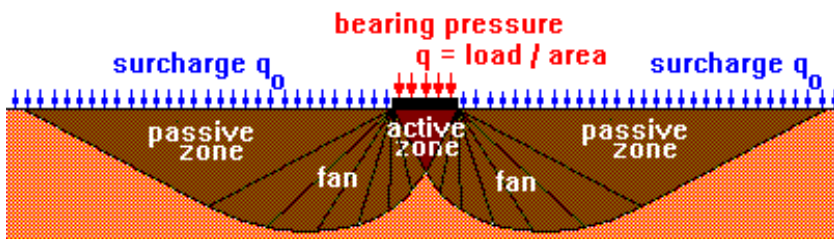
## Definición del hundimiento

El hundimiento o fallo de una cimentación supone asientos importantes en general acompañados de giros o incluso el vuelco de la estructura sustentada.

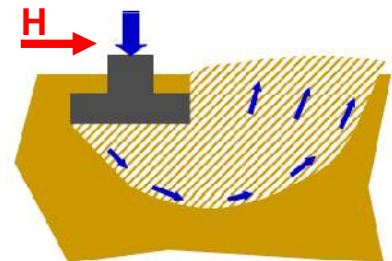
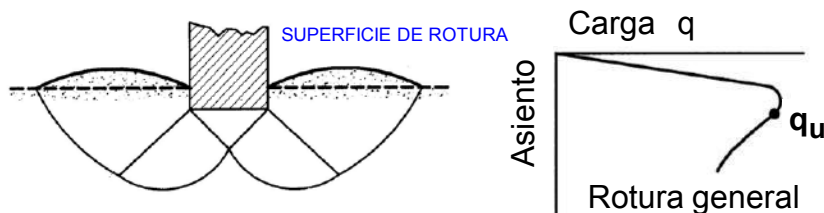
Según la estructura y el tipo de terreno, el hundimiento puede ser:

a) **Fallo general** por corte del suelo

Se produce una superficie de rotura continua que arranca en la base de la zapata y aflora a un lado de la misma, a una cierta distancia. Esta forma de rotura es típica de las arenas densas o suelo cohesivo firme. También en condiciones de carga rápida, sin drenaje para arcillas de tipo medio

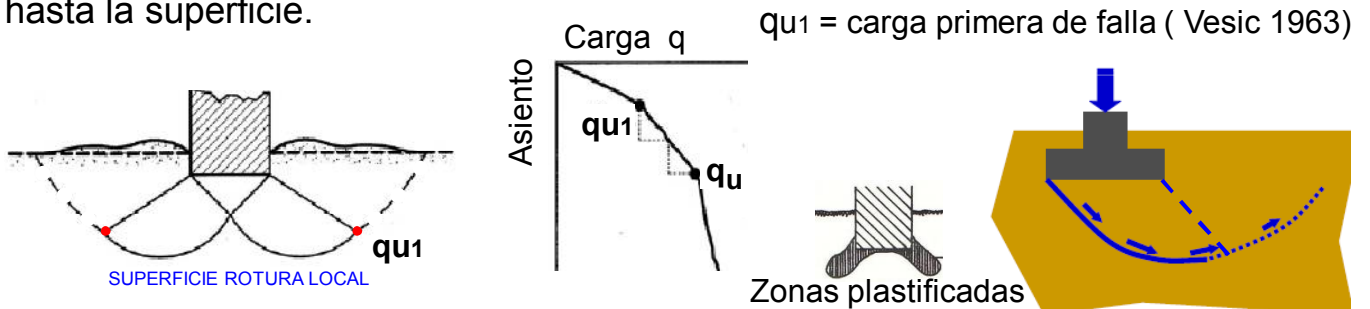


Aunque la teoría indica una rotura simétrica. Pequeños desequilibrios o irregularidades hacen que el fallo se manifieste de modo asimétrico,



b) **Fallo local** por corte del suelo (típica suelo arenoso o arcilloso medianamente compactado)

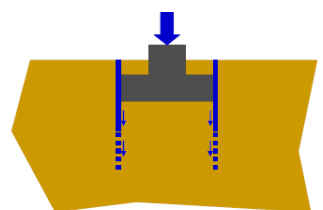
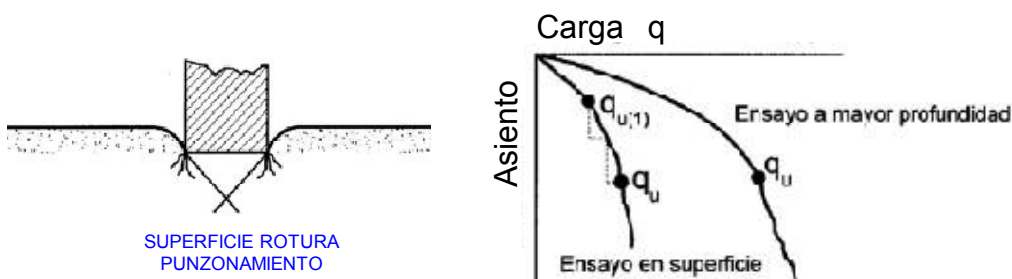
Es una situación intermedia en la que el terreno se plastifica en los bordes de la zapata y bajo la misma, sin que lleguen a formarse superficies continuas de rotura hasta la superficie.



$q_{u1}$  = carga primera de falla ( Vesic 1963)

c) Por punzonamiento

En este caso la cimentación se hunde cortando el terreno en su periferia, con un desplazamiento aproximadamente vertical y afectando poco al terreno adyacente..



Tomás Cabrera (U.P.M.)

# DETERMINACIÓN DE LA PRESIÓN DE HUNDIMIENTO

## Fórmula general:

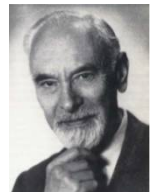
Los estudios teóricos de la presión de hundimiento, con la que se alcanza la rotura del terreno de cimentación se han basado en la hipótesis de considerar un mecanismo de rotura en un modelo bidimensional, junto con una ley sencilla de resistencia del terreno.

Se establecen las condiciones límites de equilibrio entre las fuerzas aplicadas exteriormente y las fuerzas desarrolladas en el terreno para equilibrar.

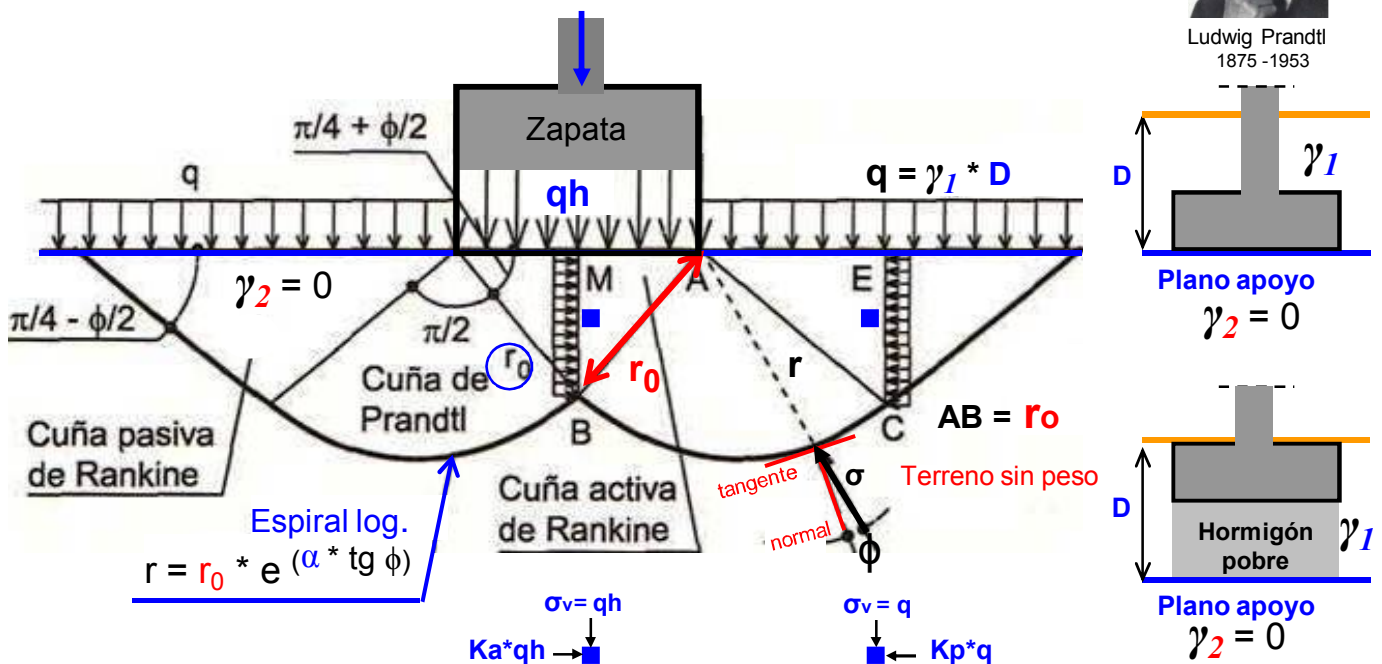
(posteriormente, como veremos, se han aplicado coeficientes correctores para tener en cuenta la profundidad, forma del cimiento, la inclinación de la carga, etc...)

Siguiendo el desarrollo histórico, las primeras soluciones fueron propuestas por Prandtl (1920) para zapatas corridas lisas, en terreno bajo cimentación sin peso y sin cohesión, poseyendo sólo rozamiento interno.

Terreno con rozamiento:  $\phi \neq 0$       sin cohesión       $c = 0$   
 sin peso:  $\gamma_2 = 0$       (por debajo plano apoyo cimentación)



Ludwig Prandtl  
1875 -1953



$$AM = r_0 * \cos(\pi/4 + \phi/2)$$

$$AE = r_0 * e^{(\pi/2 * \text{tg } \phi)} \cos(\pi/4 - \phi/2)$$

$$MB = r_0 * \sin(\pi/4 + \phi/2)$$

$$EC = r_0 * e^{(\pi/2 * \text{tg } \phi)} \sin(\pi/4 - \phi/2)$$

Se plantea como un problema plano en dos dimensiones → muro longitud indefinida

En el esquema de rotura, aparece bajo el cimiento, una cuña de terreno en estado activo de Rankine, dos cuñas en estado plástico de Prandtl (cuyos límites son espirales logarítmicas) y finalmente dos cuñas laterales en estado pasivo de Rankine.

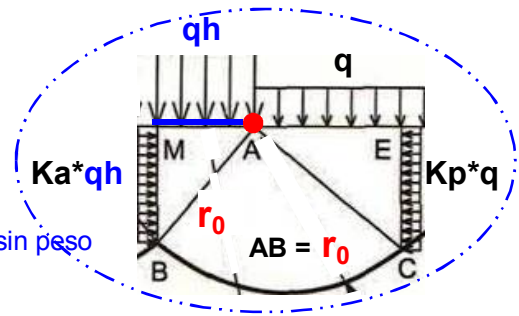
Mediante el método de las secciones, se aísla una parte del mecanismo de colapso y se estudia el equilibrio de momentos respecto del punto: **A**.

Se aísla el trozo con letras mayúsculas: **M – A – E – C – B – M**      Tomás Cabrera (U.P.M.)



Se aísla el trozo con letras mayúsculas: **M – A – E – C – B – M**

Se impone el equilibrio de momentos de la parte aislada respecto del punto **A**



1º Terreno con rozamiento:  $\phi \neq 0$

sin cohesión:  $c = 0$       sin peso:  $\gamma = 0$       Terreno sin peso

$$AM = r_0 * \cos(\pi/4 + \phi/2)$$

$$AE = r_0 * e^{(\pi/2 * \text{tg } \phi)} \cos(\pi/4 - \phi/2)$$

$$MB = r_0 * \text{sen}(\pi/4 + \phi/2)$$

$$EC = r_0 * e^{(\pi/2 * \text{tg } \phi)} \text{sen}(\pi/4 - \phi/2)$$

**qh** = presión de hundimiento del terreno bajo la cimentación. (fracción primera)

**q** = presión natural del terreno a la altura del plano de cimentación.

$$qh \frac{(AM)^2}{2} + K_a * qh \frac{(MB)^2}{2} = q \frac{(AE)^2}{2} + K_p * q \frac{(EC)^2}{2}$$

$$qh = q \frac{(AE)^2 + K_p * (EC)^2}{(AM)^2 + K_a * (MB)^2} = q * \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) * e^{\pi * \text{tg } \phi} = q * \underline{N_q}$$

Este es el mecanismo de rotura más admitido hoy día (también CTE), que conduce al llamado factor de capacidad portante  $N_q$ .



$$N_q = \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) * e^{\pi * \text{tg } \phi} = K_p * e^{\pi * \text{tg } \phi}$$

Nota: en CTE  
 $N_q$  = factor de capacidad de carga de sobrecarga.

Ejemplo: para  $\phi = 30^\circ$        $N_q = K_p * e^{\pi * \text{tg } \phi} = \frac{1 + \text{sen}30^\circ}{1 - \text{sen}30^\circ} * e^{\pi * \text{tg}30^\circ} = 3 * e^{3,14 * \text{tg}30^\circ} = 18,40$  (ver tabla pag.11)

$$N_q = \frac{[r_0 * e^{\pi/2 * \text{tg } \phi} * \cos(\pi/4 - \phi/2)]^2 + K_p [r_0 * e^{\pi/2 * \text{tg } \phi} * \cos(\pi/4 - \phi/2)]}{[r_0 * \cos(\pi/4 + \phi/2)]^2 + K_a [r_0 * \text{sen}(\pi/4 + \phi/2)]^2}$$

Desarrollo para obtener:  $N_q$

$$N_q = \frac{\cancel{r_0}^2 * e^{\pi * \text{tg } \phi} * \cos^2(\pi/4 - \phi/2) + K_p * \cancel{r_0}^2 * e^{\pi * \text{tg } \phi} * \text{sen}^2(\pi/4 - \phi/2)}{\cancel{r_0}^2 * \cos^2(\pi/4 + \phi/2) + K_a * \cancel{r_0}^2 * \text{sen}^2(\pi/4 + \phi/2)}$$

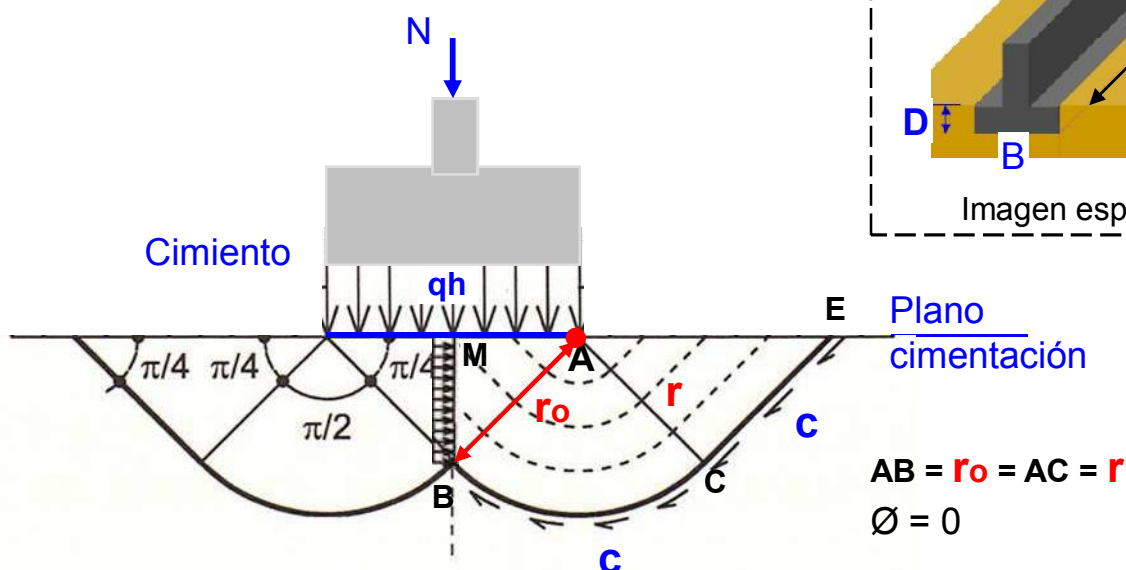
$$N_q = \frac{e^{\pi * \text{tg } \phi} * \text{sen}^2(\pi/4 + \phi/2) + K_p * e^{\pi * \text{tg } \phi} * \cos^2(\pi/4 + \phi/2)}{\cos^2(\pi/4 + \phi/2) + K_a * \text{sen}^2(\pi/4 + \phi/2)}$$

$$\underline{N_q} = \frac{e^{\pi * \text{tg } \phi} * \text{tg}^2(\pi/4 + \phi/2) + K_p * e^{\pi * \text{tg } \phi}}{1 + K_a * \text{tg}^2(\pi/4 + \phi/2)} = \frac{e^{\pi * \text{tg } \phi} * K_p + K_p * e^{\pi * \text{tg } \phi}}{1 + \frac{1}{K_p} * K_p} = \frac{\cancel{\lambda} * K_p * e^{\pi * \text{tg } \phi}}{\cancel{\lambda}}$$

**2º/ Terreno con cohesión:  $c = 1/2 q_u$**     sin rozamiento:  $\phi = 0$     sin peso:  $\gamma = 0$

Arcilla saturada a corto plazo:  $c = c_u$

El mecanismo de colapso teórico, es el siguiente:



**qh** = presión de hundimiento del terreno bajo la cimentación. (fracción segunda)  
**c** = resistencia al corte del terreno (actúa a lo largo de la línea de rotura).

Mediante el método de las secciones, se aísla una parte del mecanismo de colapso y se estudio el equilibrio.

Se aísla el trozo con letras mayúsculas: **M – A – E – C – B – M**

Se impone el equilibrio de momentos de la parte aislada respecto del punto **A**

$$[q_h * (r * \cos 45^\circ)^2 / 2] + [K_a * q_h * (r * \cos 45^\circ)^2 / 2] = [c * (\pi / 2 * r) * r] + [c * r * r]$$

Con  $K_a = 1$  (rozamiento nulo,  $\phi = 0$ , como ocurre en los fluidos)

$$\cancel{1/2} * (q_h * r^2) = \cancel{1/2} * c * r^2 * (\pi + 2) \rightarrow q_h = c * (\pi + 2) = c * N_c = c_u * N_c$$

Este es el mecanismo de rotura que conduce al factor de capacidad portante  $N_c$ .

$N_c = (\pi + 2) = 5,14$

Nota: en CTE

$N_c$  = factor de capacidad de carga de cohesión.

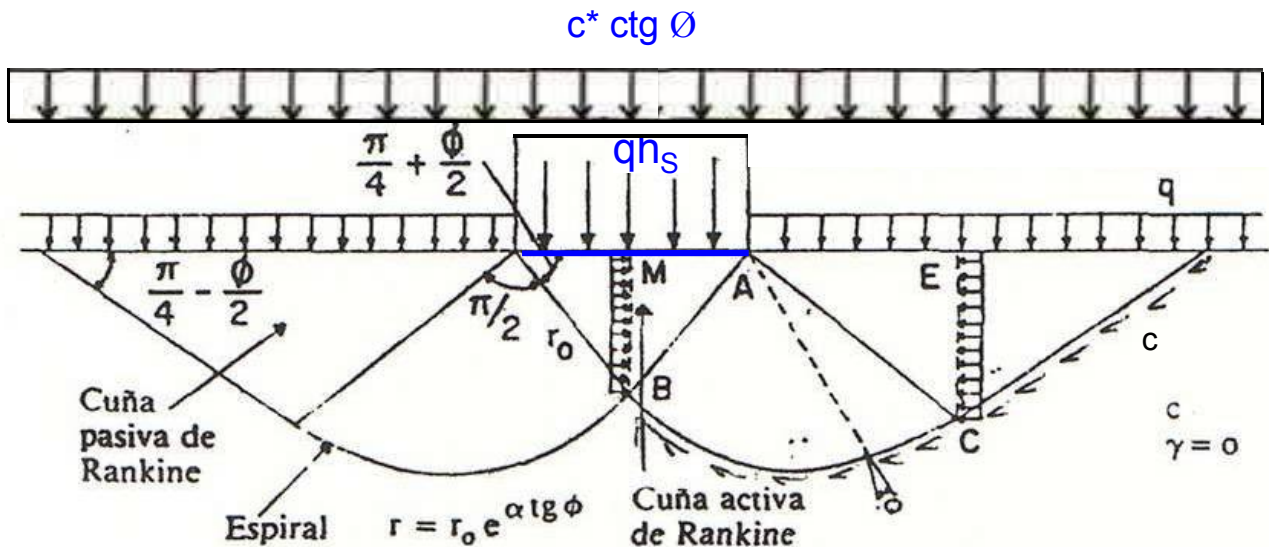


$c_u = 1/2 q_u$

## Superposición de los estado anteriores

1° + 2° = Terreno con rozamiento:  $\phi \neq 0$  con cohesión:  $c = \frac{1}{2} c_u$  sin peso:  $\gamma = 0$

La formulación por **Caquot** (1948) del teorema de los estados correspondientes, permitió superponer ambas soluciones para suelos con rozamiento y cohesión.



Obtiene una fórmula de presión de hundimiento, función de  $q$  y de  $\phi$ , similar a la combinación de las dos anteriores, con un factor de capacidad de carga portante.

La novedad es que sólo es necesario conocer el parámetro resistente del terreno  $\phi$ .

$$N_c = (N_q - 1) * \text{cotg } \phi$$

Demostración:

1º Si al primer estado de carga, le añadimos una carga virtual repartida de valor:  $(c * \text{ctg } \phi)$ . El nuevo valor de la carga de hundimiento  $q_{h_s}$  será:

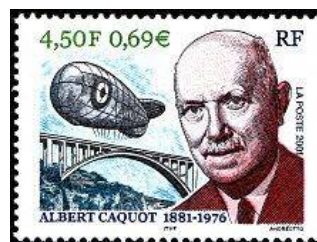
$$(c * \text{ctg } \phi) + q_{h_s} = (c * \text{ctg } \phi) * N_q + [q * N_q]$$

Operando:

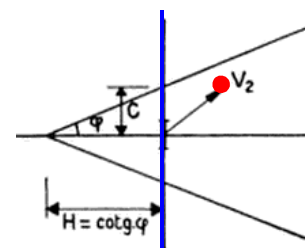
$$q_{h_s} * = c * \text{ctg } \phi * (N_q - 1) + q * N_q$$

Si llamamos:  $N_c = (N_q - 1) * \text{ctg } \phi$

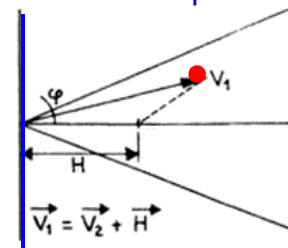
Entonces:  $q_{h_s} * = c * N_c + q * N_q$



Medio coherente



Medio correspondiente



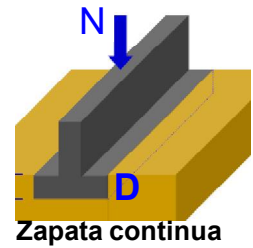
Que verifica el principio de superposición y permite utilizar un solo parámetro  $\phi$  para definir un suelo.



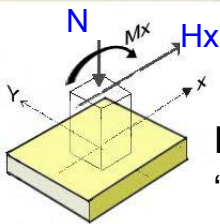
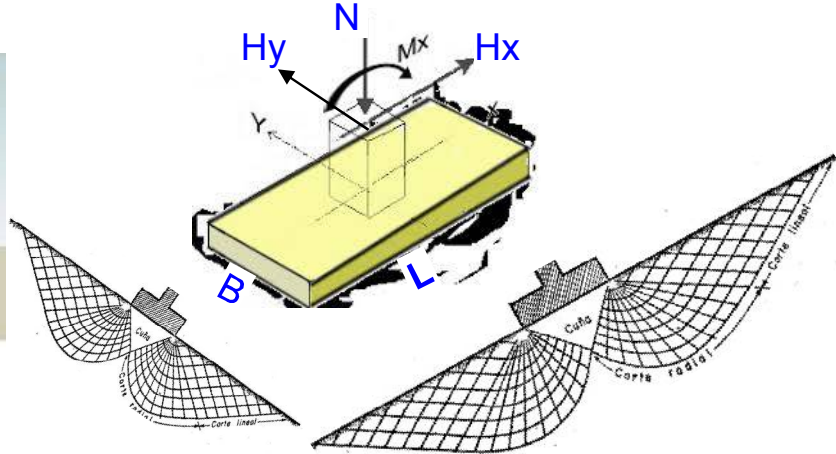
## Aplicación de los estados correspondientes, factor de forma: $sc$

La formulación obtenida hasta ahora sólo es válida para cimentaciones lineales de longitud infinita.

Para cimentaciones rectangulares, cuadradas o circulares se presenta un doble mecanismo de rotura pudiendo producirse el hundimiento en plano estudiado: ancho  $B$  o en el plano perpendicular de longitud " $L$ "



Zapata continua



Para tener en cuenta el tamaño real en planta de la cimentación " $B \times L$ " en la fórmula:  $qh_s = c * N_c + q * N_q$

Se introducen, ahora los coeficientes de forma:  $sc$  y  $sq$ . que modifican a:  $N_c$  y  $N_q$

$$qh_s^* = c * (N_c * sc) + q * (N_q * sq)$$

De estudios teóricos y ensayos se obtiene para un suelo con ángulo de rozamiento " $\emptyset$ " y sin cohesión la expresión más conocida:  $sq = 1 + [tg \emptyset' * (B^* / L^*)]$

Si el mecanismo de rotura es el mismo para un suelo, ahora con coherencia " $c$ " y ángulo de rozamiento " $\emptyset$ ". Puede deducirse el factor forma  $sc$  por aplicación directa del teorema de los estados correspondientes de Caquot.

$$(c * ctg \emptyset) + qh_s = (c * ctg \emptyset) * N_q * sq + q * N_q * sq$$

Despejando  $qh_s$  e introduciendo la corrección de  $N_q$  con el factor de forma  $sq$ :

$$qh_s^* = c * ctg \emptyset * (N_q * sq - 1) + q * N_q * sq$$

Igualando las dos expresiones recuadradas  $[N_c] * sc = ctg \emptyset * (N_q * sq - 1)$

$$[ctg \emptyset * (N_q - 1)] * sc = ctg \emptyset * (N_q * sq - 1) \rightarrow sc = (N_q * sq - 1) / N_q - 1$$

Expresión que aparece muy frecuentemente para encontrar otros factores de corrección para  $N_c$  como: inclinación de la carga vertical ( $ic$ ) por acción de una fuerza horizontal " $H$ ", proximidad de talud ( $tc$ ) en la zona pasiva o inclinación plano de apoyo de la cimentación ( $rc$ ), por ejemplo, en obra pública.

Esta expresión de  $sc$  resulta indeterminada cuando  $\emptyset =$  cero ya que entonces  $sc = 0 / 0$

Su limite también resulta indeterminado cuando  $\emptyset \rightarrow$  cero.

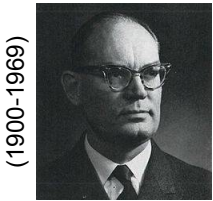
Aplicando la regla de L'Hôpital dos veces se consigue resolver:  $sc = 1 + \frac{1}{2\pi} * \left(\frac{B^*}{L^*}\right) \cong 1 + 0,2 \frac{B^*}{L^*}$

Finalmente diversos autores estudiaron la influencia que el peso específico del terreno tienen en el valor de la presión de hundimiento, considerando distintas superficies de rotura. Estos estudios permitieron definir el último término de la presión de hundimiento.

$$q_h(\gamma) = \frac{1}{2} \gamma * B * N_\gamma$$

Existen diversas fórmulas para el factor de capacidad de carga de peso específico

La más conservadora, deducida de los estudios de Jorgen Brinch Hansen (1970):



$$N_\gamma = 1,5 * (N_q - 1) * \text{tg} \phi$$

Elegida por CTE (2006)

En obra pública, ROM 05 (2005) y GCOC (2009) adoptan la fórmula de Gonzalez (1987):

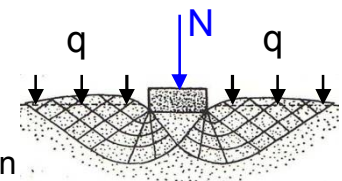
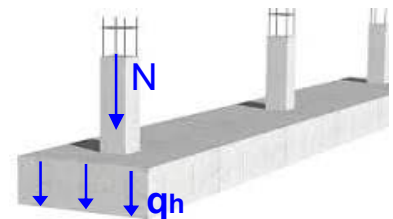
$$N_\gamma = 2 * (N_q - 1) * \text{tg} \phi \quad (\text{base cimentación rugosa para lisa la mitad})$$

(Formulación recogida también por Eurocódigo 7 Proyecto Geotécnico: Reglas Generales)

(Meyerhof) propuso en 1951:  $N_\gamma = (N_q - 1) * \text{tg}(1,4\phi)$

Como resultado de todos estos estudios se llega a la fórmula polinómica suma de las anteriores para la presión de hundimiento de una **zapata continua, zapata rectangular, cuadrada o circular**.

$$q_h = (c * N_c * s_c) + (q * N_q * s_q) + \left( \frac{1}{2} \gamma_c * B * N_\gamma * s_\gamma \right)$$



Siendo:

**q<sub>h</sub>** = presión de hundimiento transmitida por una cimentación corrida

**q** = sobrecarga sobre el nivel de cimentación =  $\gamma * D$

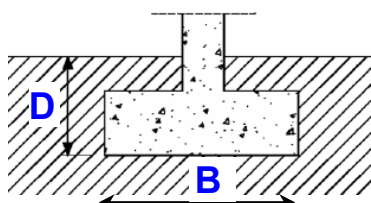
**B** = ancho de la zapata corrida

$\gamma_c$  = peso específico efectivo del terreno bajo el nivel de cimentación

**c** = cohesión del terreno de cimentación.

$N_c, N_q, N_\gamma$ , factores de capacidad de carga, funciones únicamente del ángulo de rozamiento interno.

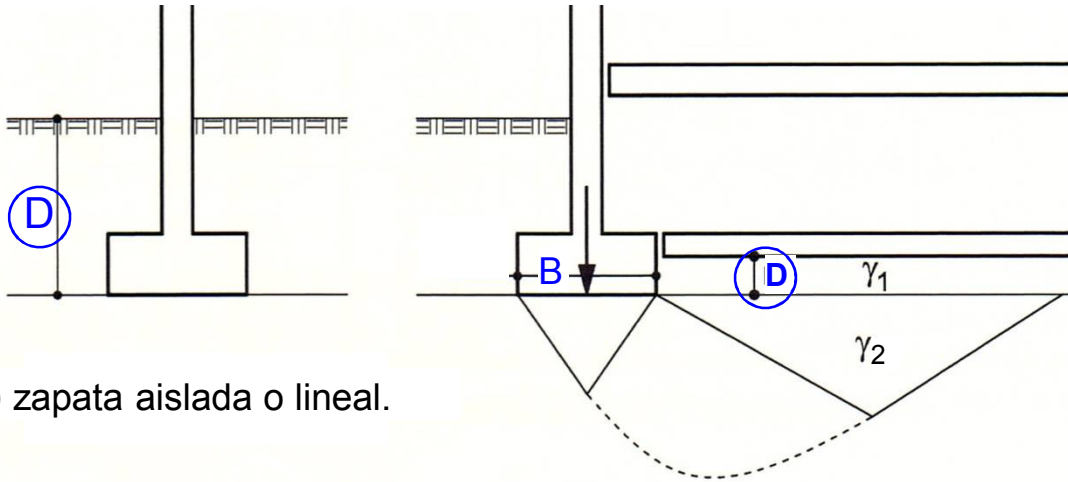
$s_c, s_q, s_\gamma$  los factores de corrección por la forma de la cimentación



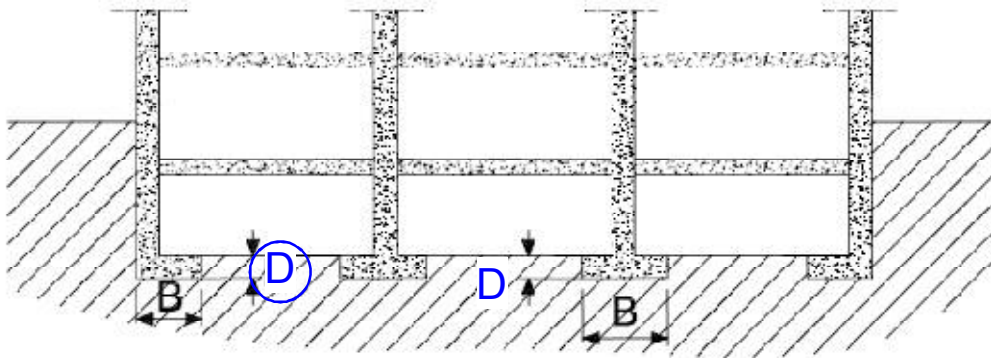
Zapata

**D** = profundidad del terreno que realmente interviene en la formulación.

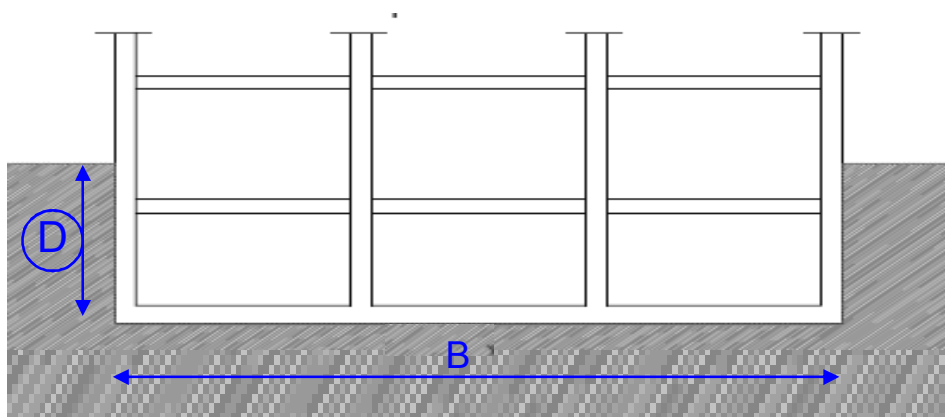
La profundidad del terreno **D** a tener en cuenta, para calcular el valor de **q**, varía en función de que la zapata se haya ejecutado cerca de la superficie del terreno, a más profundidad, o bien en fondo de una excavación según lo siguientes ejemplos:



a) zapata aislada o lineal.



b) Edificios con sótanos, cimentados mediante zapatas aisladas o lineales.



c) Edificios con sótanos, cimentados mediante losa continua.

### TÉNSIÓN ADMISIBLE DEL TERRENO

Para pasar de un valor real de hundimiento del terreno a un valor admisible o seguro, la presión de hundimiento debe dividirse con un coeficiente de seguridad único, pactado, del orden de 3,0 (ver detalles en CTE).

$$\sigma_{adm} = qh / 3$$



<b>Cuadro factores capacidad de Carga</b>					
<b>Ø</b>	<b>Nc</b>	<b>Nq</b>	<b>N<sub>γ</sub></b>	<b>Nq / Nc</b>	<b>tg Ø</b>
0	5,14	1,00	0,00	0,19	0,00
1	5,38	1,09	0,00	0,20	0,02
2	5,63	1,20	0,01	0,21	0,03
3	5,90	1,31	0,02	0,22	0,05
4	6,19	1,43	0,05	0,23	0,07
5	6,49	1,57	0,07	0,24	0,09
6	6,81	1,72	0,11	0,25	0,11
7	7,16	1,88	0,16	0,26	0,12
8	7,53	2,06	0,22	0,27	0,14
9	7,92	2,25	0,30	0,28	0,16
10	8,34	2,47	0,39	0,30	0,18
11	8,80	2,71	0,50	0,31	0,19
12	9,28	2,97	0,63	0,32	0,21
13	9,81	3,26	0,78	0,33	0,23
14	10,37	3,59	0,97	0,35	0,25
15	10,98	3,94	1,18	0,36	0,27
16	11,63	4,34	1,43	0,37	0,29
17	12,34	4,77	1,73	0,39	0,31
18	13,10	5,26	2,08	0,40	0,32
19	13,93	5,80	2,48	0,42	0,34
20	14,83	6,40	2,95	0,43	0,36
21	15,81	7,07	3,50	0,45	0,38
22	16,88	7,82	4,13	0,46	0,40
23	18,05	8,66	4,88	0,48	0,42
24	19,32	9,60	5,75	0,50	0,45
25	20,72	10,66	6,76	0,51	0,47
26	22,25	11,85	7,94	0,53	0,49
27	23,94	13,20	9,32	0,55	0,51
28	25,80	14,72	10,94	0,57	0,53
29	27,86	16,44	12,84	0,59	0,55
30	30,14	18,40	15,07	0,61	0,58
31	32,67	20,63	17,69	0,63	0,60
32	35,49	23,18	20,79	0,65	0,62
33	38,64	26,09	24,44	0,68	0,65
34	42,16	29,44	28,77	0,70	0,67
35	46,12	33,30	33,92	0,72	0,70
36	50,59	37,75	40,05	0,75	0,73
37	55,63	42,92	47,38	0,77	0,75
38	61,35	48,93	56,17	0,80	0,78
39	67,87	55,96	66,76	0,82	0,81
40	75,31	64,20	79,54	0,85	0,84
41	83,86	73,90	95,05	0,88	0,87
42	93,71	85,37	113,96	0,91	0,90
43	105,11	99,01	137,10	0,94	0,93
44	118,37	115,31	165,58	0,97	0,97
45	133,87	134,87	200,81	1,01	1,00
46	152,10	158,50	244,65	1,04	1,04
47	173,64	187,21	299,52	1,08	1,07
48	199,26	222,30	368,67	1,12	1,11
49	229,92	265,50	456,40	1,15	1,15
50	266,88	319,06	568,57	1,20	1,19

**Nc** = factor de cohesión    **Nq** = factor de sobrecarga    **N<sub>γ</sub>** = factor de peso específico

**N<sub>γ</sub>** = 1,5\* (Nq-1)\* tg Ø      **Nc** = (Nq -1) \* cotg Ø

Tomás Cabrera (U.P.M.)

# Cimentaciones en suelos reales I

## 1º Cimentaciones en arenas y suelos granulares.

Suelo granular (CTE): Cuando la proporción en el peso del contenido de arenas y gravas es mayor del 65%.


Dada la dificultad del muestreo y ensayo en laboratorio de estos suelos lo usual es caracterizar geotécnicamente estos materiales, mediante parámetros que se obtienen de medidas realizadas in situ, como los ensayos de penetración estándar SPT, los penetrómetros dinámicos o estáticos y las placas de carga.

Partiendo del valor de N en los ensayos de penetración estándar Terzaghi clasificó los suelos arenosos como se indica en la tabla siguiente, en la que se ha añadido su correlación con el ángulo de rozamiento y la resistencia del cono estático  $R_p$  para cimentaciones superficiales.

Clasificación	Ensayo SPT (N golpes/30cm)	Ángulo de rozamiento	Cono estático $R_p$ (daN/ cm <sup>2</sup> )
Muy suelta	10	30°	----
Suelta	15	32°	20
Medio - densa	22	34°	40
	30	36°	70
Densa	36	38°	150
	45	40°	210
Muy densa	≥ 50	42°	300

(CTE tabla 4.1 Correlación entre NSPT, y CPT con ángulo rozamiento)

En el caso de diseñar una zapata en arena, la aplicación de la fórmula general con  $c = 0$ , y ángulo de rozamiento en general igual o superior a 30°, suele dar presiones de hundimiento muy elevadas debido a los grandes valores de los coeficientes de capacidad portante  $N_q \geq 18,40$  y  $N_\gamma \geq 15,07$ .

Si se procede, así, dividiendo la presión de hundimiento por un coeficiente de seguridad del orden de tres, se obtiene una **presión de trabajo en arenas que NO asegura que los asientos sean admisibles.** 

Por ello, resulta en la práctica (CTE) más conveniente fijar en suelos arenosos las presiones admisibles teniendo en cuenta las limitaciones del asiento.

En consecuencia se van a obtener expresiones que quedan mucho mas del lado del la seguridad respecto a la carga de hundimiento.

## Placa de carga y asientos (algo de historia)

Terzaghi estudió la relación entre el asiento  $s_0$  obtenido en los ensayos de placa de carga de 1 pie x 1 pie  $\approx 30 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}$  con el asiento  $s$  experimentado por una cimentación real de ancho  $B$ , para la prima presión unitaria, llegando a establecer la siguiente relación:

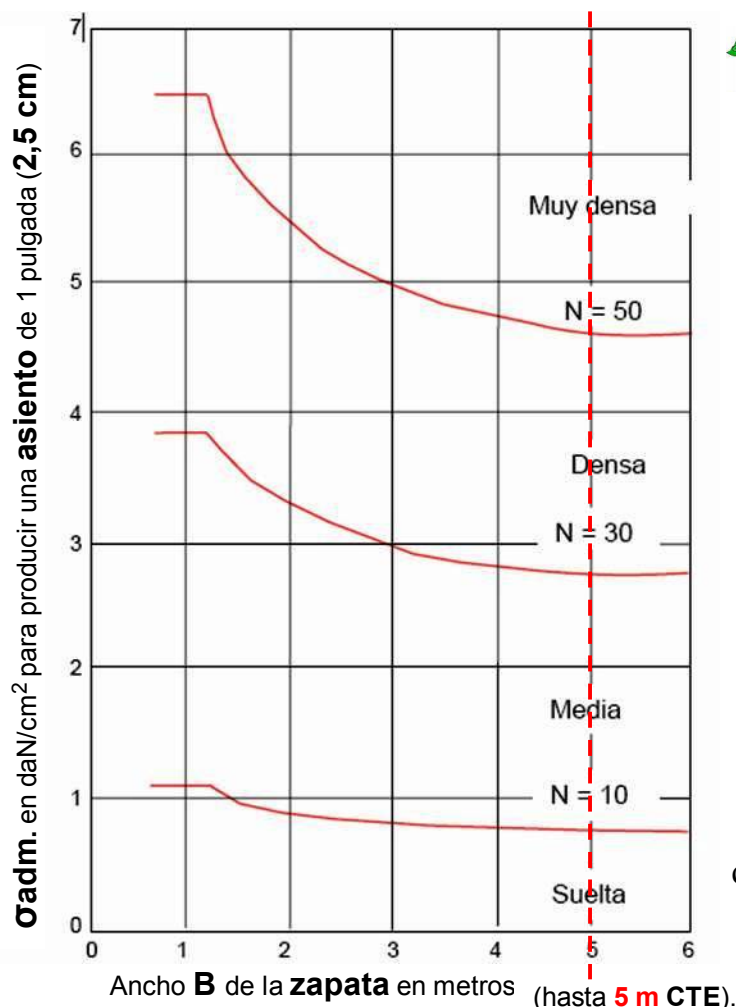
$$s = s_0 * \left( \frac{2B}{B + 0,30} \right)^2$$

Según esta fórmula, el asiento no crece de manera proporcional al ancho del cimiento  $B$ , como ocurre en un medio elástico, sino que al aumentar  $B$  el asiento tiende a un límite igual a 4 veces el asiento de la placa de carga :  $s = 4 s_0$ .

La fórmula fue generalizada para una placa de lado cualquiera  $B_0$ , proponiéndose:

$$s = s_0 * \left( \frac{2B}{B + B_0} \right)^2$$

Partiendo de estas relaciones y considerando que el asiento admisible de un edificio podía ser igual a 1 pulgada (2,54 cm), Terzaghi y Peck propusieron (1948) como presión admisible los valores del gráfico siguiente:



zapatas:  $B \leq 1,2 \text{ m}$

$$q_{adm} \text{ (daN / cm}^2\text{)} = \frac{N * s}{20}$$

zapatas:  $B > 1,2 \text{ m}$

$$q_{adm} \text{ (daN / cm}^2\text{)} = \frac{N * s}{30} * \left( \frac{B + 0,30}{B} \right)^2$$



## Presión admisible para cimentaciones en suelos granulares

### Fórmulas de Terzaghi y Peck:

Para zapatas de ancho  $B \leq 1,20$  m (4 pies)  $q_{adm} \text{ (daN/cm}^2\text{)} = \frac{N^* s}{20}$

Para zapatas de ancho  $B > 1,20$  m  $q_{adm} \text{ (daN/cm}^2\text{)} = \frac{N^* s}{30} * \left(\frac{B + 0,30}{B}\right)^2$

(Expresión derivada de la anterior en la que se divide el factor principal por 1,5 y se añade el factor de influencia del ancho de la cimentación).

En donde:

**N** es el valor medio obtenido en el ensayo SPT en la zona de influencia de la cimentación. (0,5 B por encima del plano de cimentación y 2B por debajo del plano de cimentación).

**s** es el asiento admisible en cm.

**B**= ancho de cimentación en metros.

Esta fórmula profusamente empleada se considera excesivamente conservadora y el CTE propone una modificada en la que se incluye la profundidad **D** definida anteriormente

(CTE utiliza la misma formulación adaptándola así:  $\frac{N^* s_{(cm)}}{30} = \frac{N^* s}{30} * \left(\frac{25}{25}\right) = \frac{N^* s_{(mm)}}{30} * \frac{1}{10} * \frac{25}{25} =$

(cambiando de unidades del kp/cm<sup>2</sup> a kN/m<sup>2</sup>, tenemos  $= \frac{N^* s_{(mm)}}{30} * \frac{2,5}{25} * 10^2 = 8,3 * N^* \frac{s}{25}$

### Formulación de CTE (la que vamos a utilizar para arenas, ver CTE 4.3.3):

A efectos de este DB, cuando la superficie del terreno sea marcadamente horizontal (pendiente inferior al 10%), la inclinación con la vertical de la resultante de las acciones sea menor del 10% y se admita la producción de asientos de hasta 25 mm, la presión vertical admisible de servicio podrá evaluarse mediante las siguientes expresiones basadas en el golpeo  $N_{SPT}$  obtenido en el ensayo SPT.

a) Para  $B^* < 1,2$  m

**B\*** = ancho equivalente en m (máximo 5 m.)

$$q_{adm} = 12N_{SPT} \left(1 + \frac{D}{3B^*}\right) \left(\frac{S_t}{25}\right) \text{ kN/m}^2 \quad (4.9)$$

**b)** Para  $B^* \geq 1,2$  m

$$q_{adm} = 8N_{SPT} \left[1 + \frac{D}{3B^*}\right] \left(\frac{S_t}{25}\right) \left(\frac{B^* + 0,3}{B^*}\right)^2 \text{ kN/m}^2 \quad (4.10) \quad \img alt="green bird icon" data-bbox="565 740 600 765"/>$$

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. (máximo un 30% superior a Terzagui)

Tomás Cabrera (U.P.M.)

# Cimentaciones en suelos reales II

## 2º Cimentaciones en arcillas saturadas

Suelo cohesivo (CTE): Cuando la proporción en e peso del contenido de finos que tengan plasticidad es igual lo superior al 35 %.

Como se sabe, la resistencia de la arcilla saturada varía según se permita o no, el drenaje del agua intersticial. Es decir, según que el proceso de carga sea rápido (lo que equivale a la velocidad de construcción de los edificios), o sea lento (situación de carga a largo plazo).

**CÁLCULOS:** 

Cálculo 1º: **carga rápida**, se adoptan los siguientes parámetros de resistencia:

**corto plazo**

$$c_u = q_u / 2 \quad \phi' = 0$$



Con estos parámetros la fórmula general que da la presión de hundimiento para la carga en faja, queda de la forma: ( con  $\phi = 0 \rightarrow N_c = (\pi + 2) \quad N_q = 1 \quad N_\gamma = 0$  )

$$q_h = (N_c * c_u) + q = (\pi + 2) * c_u + q \approx 5,14 * c_u + q$$

Para zapata cuadrada, con coeficiente corrector de forma  $S_c = 1,20$  (CTE), queda:

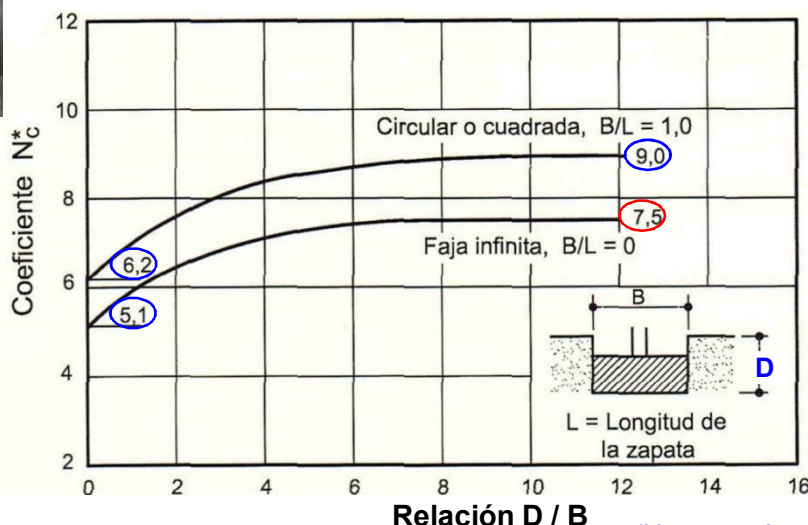
$$q_h = (N_c * 1,2 * c_u) + q = (\pi + 2) * 1,2 * c_u + q \approx 6,2 * c_u + q$$

Esta fórmula también recogida en Eurocódigo 7: Proyecto Geotécnico es la que utilizaremos para el dimensionado práctico de zapatas en arcillas a corto plazo.

Quando la cimentación está situada a gran profundidad (pilotaje), dentro de un terreno homogéneo, el producto del coeficiente de capacidad portante  $N_c$  por sus factores de corrección puede sustituirse por el valor  $N^*c$  (**factor de cohesión modificado**) que aparece en la figura siguiente, Alec Westley Skempton (1951) para tener en cuenta la resistencia del terreno existente por encima del plano de apoyo.



Factores de capacidad de carga para zapatas en arcilla



(Este es el caso calculo por punta de pilotes en arcilla a corto plazo)

$$q_h = 9 c_u$$



(Este es el caso calculo por punta de pantallas en arcilla a corto plazo)

$$q_h = 7,5 c_u$$



(Nota: ver Lección L-11 pilotes in situ (página 63))


Calculo 2º: **largo plazo**, se adoptan los siguientes parámetros de resistencia:

$$c = c' \quad \phi = \phi'$$



## Presión neta de hundimiento

En la figura anterior se observa que para una zapata cuadrada o circular, situada a cierta profundidad, el término de capacidad portante debido a la cohesión sin drenaje tiende al valor ( $q_h = 9 \cdot c_u$ ), valor que se utilizará más adelante al estudiar la capacidad portante de los pilotes, ya que este valor corresponde a la resistencia en la punta del cono estático ( $R = 4,5 \cdot q_u$ ).


**IMPORTANTE:** Si en las fórmulas anteriores, que dan la presión de hundimiento  $q_h$ , se descuenta la presión  $q$  que ejercía el terreno excavado en el nivel inferior del cimiento, se obtiene la denominada presión neta de hundimiento a corto plazo. 

Carga en faja:  $q_{hn} = q_h - q = c_u \cdot N_c \approx 5,14 \cdot c_u$ , incluyendo, ahora, el factor de forma:

Zapata circular o cuadrada:  $q_{hn} = q_h - q = 1,2 \cdot c_u \cdot N_c \approx 6,20 \cdot c_u$

Terzaghi propuso aplicar el coeficiente de seguridad, en vez de a la presión de hundimiento  $q_h$ , a la presión de hundimiento neta. Ya que esta representa el incremento de presión que produce la rotura del terreno.


Por ello, la presión admisible neta resulta entonces:  $q_{adm,n} = \frac{q_{h,n}}{F} = \frac{c_u \cdot N_c \cdot s_c}{F}$

La presión admisible total resulta:  $q_{adm} = \frac{c_u \cdot (\pi + 2) \cdot s_c}{F} + q_0$   **Corto plazo Arcillas**

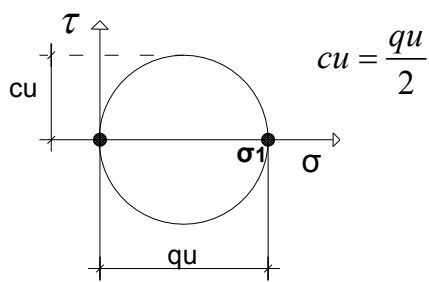
Esta propuesta equivale a no aplicar el coeficiente de seguridad a la presión que el terreno ejercía antes de excavar y es la adoptada por CTE.

**Como se ve, cuando la cimentación se hace en arcilla, la presión admisible es independiente de las dimensiones de la zapata.** En el caso particular de cimentación circular o cuadrada, si se adopta un coeficiente de seguridad  $F = 3$  resulta que la presión admisible neta es sensiblemente igual a la resistencia a compresión simple:  $q_{adm,n} = 6,20 \cdot c_u / 3,0 \approx q_u$


En función del valor de la resistencia a compresión simple  $q_u$ , las arcillas saturadas se clasifican como sigue:

Tabla D.3. Consistencia de las arcillas **C.T.E.** 

Clasificación	Resistencia a compresión simple $q_u$ (kPa) = $q_{adm,n}$ corto plazo
Muy blanda	0-25
Blanda	25-50
Media	50-100
Firme	100-200
Muy firme	200-400
Dura	> 400



$c_u = \frac{q_u}{2}$





## Carga hundimiento a largo plazo en suelos cohesivos

Cuando la carga se mantiene el tiempo suficiente para permitir la disipación completa de los incrementos de presión intersticial, provocados por la carga, los parámetros de resistencia son los correspondientes a las tensiones efectivas  $c'$  y  $\phi'$  deducidos de ensayos de corte, o triaxiales con drenaje, o eventualmente de ensayos triaxiales rápidos con medida de presiones intersticiales.

La fórmula general de la presión de hundimiento queda ahora aproximadamente de la forma:

$$q_h = (c' * N_c * s_c) + (\gamma'_1 * D * N_q * s_q) + \left( \frac{1}{2} \gamma'_2 * B * N_\gamma * s_\gamma \right)$$

Peso suelo por encima  
plano apoyo

Peso suelo por debajo  
plano apoyo



En esta expresión, los parámetros  $N_c$   $N_q$   $N_\gamma$  son los correspondientes al ángulo de rozamiento  $\phi'$ .

El peso específico  $\gamma'_1$  es el peso específico efectivo correspondiente al terreno situado sobre la base de la cimentación.

El peso específico  $\gamma'_2$  que interviene en el tercer sumando, es el peso específico efectivo correspondiente al terreno situado por debajo de la base del cimiento.

(Nota: el peso específico húmedo por encima del nivel freático a una distancia mayor que el ancho de cimentación "B". El peso específico sumergido, si se encuentra por debajo del mismo.

Para el caso intermedio, si el nivel freático queda en una posición intermedia respecto a la superficie teórica de deslizamiento, el cálculo sólo puede realizarse de forma aproximada, interpolando entre las situaciones límites de peso saturado y peso sumergido. Ver CTE anexo F.1.1.3.)

En general, la presión de hundimiento a largo plazo es superior a la que se obtiene a corto plazo, por lo que la situación más crítica es la inicial al aplicar la carga.



En casos muy complejos, puede interesar aplicar la carga gradualmente, en función de la mejora progresiva de resistencia que va adquiriendo el suelo, gracias al proceso de consolidación producido por las cargas previamente aplicadas. Esto exige un estudio especial y un control minucioso de la evolución de las presiones intersticiales, para establecer la velocidad de aplicación de la carga.

## FORMULACIÓN ACTUAL (CTE).

La formulación general polinómica está siendo completada a lo largo del tiempo en función del avance del conocimiento.

La fórmula propuesta por J. Brinch Hansen en 1970 es la recogida en CTE



$$q_h = (c_K * N_c) * d_c * s_c * i_c * t_c + (q_{0K} * N_q) * d_q * s_q * i_q * t_q + \left( \frac{1}{2} \gamma_K * B^* * N_\gamma \right) * d_\gamma * s_\gamma * i_\gamma * t_\gamma$$

Se reproduce a continuación el apartado correspondiente de CTE:

### 4.3.2 Determinación de la presión de hundimiento mediante métodos analíticos.

#### 4.3.2.1 Expresión analítica básica

- 1 La presión de hundimiento de una cimentación directa vendrá definida por la ecuación (4.8). Podrá expresarse en presiones totales o efectivas, brutas o netas.

$$q_h = c_K N_c d_c s_c i_c t_c + q_{0K} N_q d_q s_q i_q t_q + \frac{1}{2} B^* \gamma_K N_\gamma d_\gamma s_\gamma i_\gamma t_\gamma \quad (4.8)$$

siendo

$q_h$  la presión vertical de hundimiento o resistencia característica del terreno  $R_k$ ;

$q_{0K}$  la presión vertical característica alrededor del cimientado al nivel de su base;

$c_K$  el valor característico de la cohesión del terreno;

$B^*$  el ancho equivalente del cimientado;

$\gamma_K$  el peso específico característico del terreno por debajo de la base del cimientado;

$N_c, N_q, N_\gamma$  los factores de capacidad de carga. Son adimensionales y dependen exclusivamente del valor característico del ángulo de rozamiento interno característico del terreno ( $\phi_k$ ). Se denominan respectivamente factor de cohesión, de sobrecarga y de peso específico;

$d_c, d_q, d_\gamma$  los coeficientes correctores de influencia para considerar la resistencia al corte del terreno situado por encima y alrededor de la base del cimientado. Se denominan factores de profundidad;

$s_c, s_q, s_\gamma$  los coeficientes correctores de influencia para considerar la forma en planta del cimientado;

$i_c, i_q, i_\gamma$  los coeficientes correctores de influencia para considerar el efecto de la inclinación de la resultante de las acciones con respecto a la vertical;

$t_c, t_q, t_\gamma$  los coeficientes correctores de influencia para considerar la proximidad del cimientado a un talud.

- 2 Los parámetros característicos de la resistencia al corte del terreno ( $c_k, \phi_k$ ) deben ser representativos, para cada situación de dimensionado, de la resistencia del terreno en una profundidad comprendida, al menos, entre vez y vez y media el ancho real de la cimentación ( $B$ ), a contar desde la base de ésta.
- 3 La expresión (4.8) se podrá ampliar con factores de influencia adicionales para tener en cuenta la existencia de una capa rígida a escasa profundidad bajo la cimentación, la inclinación de la base de la zapata, etc. Los factores a emplear en estos casos deben encontrarse suficientemente justificados y documentados, y se ajustarán a los criterios comúnmente aceptados en Mecánica del Suelo.
- 4 El desarrollo de los coeficientes correctores de influencia figura en el Anejo F
- 5 A efectos prácticos, si el terreno es uniforme (de peso específico aparente aproximado  $\gamma' = 18 \text{ kN/m}^3$ ) y si la cimentación se encuentra por encima del nivel freático, sobre terreno horizontal, se

podrán tomar los valores de la presión de hundimiento ( $q_h$ ) que figuran en la tabla 4.3, válidos para zapatas rectangulares de ancho equivalente comprendido entre 1 y 3 m.

Tabla 4.3. Presiones de hundimiento para zapatas  $1 \leq B^* \leq 3$ , ( $\text{kN/m}^2$ )

$\phi$ (°)	$c_k$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$B^*/L^* = 1$			$B^*/L^* = 0,5$			$B^*/L^* = 0,25$			$B^*/L^* = 0$		
		D (m)			D (m)			D (m)			D (m)		
		0	1	2	0	1	2	0	1	2	0	1	2
0°	50	310	385	450	280	355	420	270	340	400	255	325	385
	100	615	750	860	565	690	790	540	660	755	515	630	720
	150	925	1120	1265	850	1025	1160	810	980	1110	770	935	1060
15°	10	145	255	375	140	245	360	135	240	355	130	235	350
	20	280	410	545	260	390	520	250	375	510	240	365	495
20°	10	215	385	570	210	375	560	205	370	555	200	365	550
	20	395	595	805	370	570	775	360	555	760	350	540	745
25°	10	335	605	915	330	600	905	330	595	900	330	595	895
	20	580	900	1240	560	870	1205	550	855	1185	535	840	1165
30°	0	190	580	1055	230	620	1095	250	640	1115	270	660	1135
	10	550	1010	1530	560	1015	1530	565	1015	1530	570	1020	1530
35°	0	425	1135	1990	520	1225	2085	565	1270	2130	610	1320	2175

siendo

D la profundidad definida en el Anejo F

### 4.3.3 Método simplificado para la determinación de la presión vertical admisible de servicio en suelos granulares

- En suelos granulares la presión vertical admisible de servicio suele encontrarse limitada por condiciones de asiento, más que por hundimiento. Dada la dificultad en el muestreo de estos suelos, un método tradicional para el diseño de cimentaciones consiste en el empleo de correlaciones empíricas más o menos directas con ensayos de penetración, o con otro tipo de ensayos in situ a su vez correlacionables con el mismo (véase apartado 4.2.3.1).
- A efectos de este DB, cuando la superficie del terreno sea marcadamente horizontal (pendiente inferior al 10%), la inclinación con la vertical de la resultante de las acciones sea menor del 10% y se admita la producción de asientos de hasta 25 mm, la presión vertical admisible de servicio podrá evaluarse mediante las siguientes expresiones basadas en el golpeo  $N_{\text{SPT}}$  obtenido en el ensayo SPT.

a) Para  $B^* < 1,2$  m

$$q_{\text{adm}} = 12N_{\text{SPT}} \left( 1 + \frac{D}{3B^*} \right) \left( \frac{S_t}{25} \right) \text{ kN/m}^2 \quad (4.9)$$

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

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

siendo

$S_t$  El asiento total admisible, en mm.

$N_{\text{SPT}}$  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.



- 3 Si existe nivel freático a la altura de apoyo de la cimentación o por encima, para poder aplicar las formulas anteriores debe garantizarse mediante un adecuado proceso constructivo que las características mecánicas del terreno de cimentación no se alteran respecto a los valores determinados en el reconocimiento geotécnico.
- 4 Las formulas anteriores se considerarán aplicables para cimentaciones superficiales de hasta 5 m de ancho real (B). Para anchuras superiores a 5 m deben siempre comprobarse los asentamientos de acuerdo con el apartado F.1.2.2.
- 5 Cuando el asiento admisible de cualquier elemento de cimentación sea inferior a 25 mm, el análisis de asentamientos debe llevarse a cabo de acuerdo con el apartado F.1.2.2.
- 6 Será necesaria en todo caso la comprobación de que no se producen asentamientos excesivos debidos a la presencia de cargas próximas y suelos menos firmes situados a mayor profundidad que  $2B^*$  desde la base de la cimentación.
- 7 Si existiera flujo de agua en el entorno de la cimentación superficial se requerirá un estudio específico de la solución a adoptar.
- 8 Cuando se realicen ensayos de penetración estáticos o dinámicos continuos se podrá aplicar el método descrito anteriormente siempre y cuando se utilicen correlaciones bien establecidas con el resultado  $N_{SPT}$  del ensayo SPT.
- 9 Las correlaciones suelen mostrar un marcado carácter local y deben justificarse convenientemente, como puede ser mediante la realización de penetrómetros continuos situados a corta distancia de sondeos en los que se cuente con pruebas SPT.
- 10 Excepto para aquellos casos en los que sea preceptiva la realización de sondeos mecánicos, se podrá llevar a cabo la estimación de las presiones verticales admisibles de cimentación a partir de la ejecución exclusiva de penetrómetros continuos siempre que concurren las siguientes circunstancias:
  - a) cuando exista una correlación de suficiente nivel de confianza entre la resistencia a la penetración del ensayo realizado y las propiedades mecánicas del terreno, establecidas por el reconocimiento específico o preliminar efectuado para el edificio en estudio o los reconocimientos efectuados en las edificaciones próximas;
  - b) cuando la correlación entre la resistencia a la penetración y las propiedades mecánicas del terreno provenga de estudios e investigaciones efectuadas en la zona en terrenos análogos a los encontrados en el área de edificación;
  - c) cuando exista en la localidad del emplazamiento de la edificación una tradición firmemente establecida entre el ensayo de penetración continua empleado y la presión vertical admisible, y siempre que la nueva edificación tenga un número de plantas similar, su nivel de cimentación no profundice respecto a los contiguos más de 1,50 m, y la modulación de la superestructura y las cargas por apoyo sean similares.
- 11 A efectos prácticos se podrán tomar los valores de la presión vertical admisible ( $q_{adm}$ ) que figuran en la tabla 4.4, calculadas para valores de  $N_{SPT} = 10$ . Para valores de  $N_{SPT} > 10$ , la presión admisible varía proporcionalmente.

**Tabla 4.4 Presiones admisibles en suelos granulares para  $N=10$ , ( $kN/m^2$ )**

$S_t$ (mm)	B (m)													
	0,8 m		1,0 m		1,2 m		1,5 m		2,0 m		3,0 m		5,0 m	
	D (m)	D (m)	D (m)	D (m)	D (m)	D (m)	D (m)	D (m)	D (m)	D (m)	D (m)	D (m)	D (m)	D (m)
10	0,5	2	0,5	2	0,5	2	0,5	2	0,5	2	0,5	2	0,5	2
15	58	62	56	62	57	65	51	60	46	55	41	47	37	41
20	87	94	84	94	85	98	77	90	69	83	61	71	56	61
25	116	125	112	125	114	130	102	120	92	110	82	95	74	81
	145	156	140	156	142	163	128	150	115	138	102	118	93	102

# Anejo F. Modelos de referencia para el cálculo de cimentaciones y elementos de contención

Es un tema algo confuso en CTE, se va a intentar debatir sobre los modelos y aclarar dudas con un ejemplo: en un aluvial de arenas y gravas se va a cimentar las pilas de un viaducto



De acuerdo con los sondeos realizados, el nivel freático se encuentra profundo. (por debajo de la zona de influencia de la cimentación).

El firme está a un mínimo de 2 m. de profundidad.

La densidad aparente del terreno es de  $19 \text{ kN/m}^3$  y el ángulo de rozamiento interno de  $35^\circ$ .

Se estima que las zapatas serán de unos  $4 \text{ m} \times 8 \text{ m}$

Se desea estimar la tensión efectiva de hundimiento del terreno .

## F.1. Cimentaciones directas

### F.1.1 Presión de hundimiento

- 1 La expresión (4.8) consta de tres sumandos que se denominan respectivamente, al igual que los factores de capacidad de carga, término de cohesión, de sobrecarga y de peso específico. Cada uno de los sumandos representa la contribución de las citadas variables ( $c_k$ ,  $q_{0k}$ ,  $\gamma_k$ ) a la resistencia.
- 2 En especial cuando las cimentaciones sean someras, se debe considerar prudentemente la conveniencia de emplear el término de sobrecarga, debiendo asegurar en caso afirmativo que las hipótesis realizadas se mantendrán durante la vida útil de la construcción. (véase E.4.3)

#### F.1.1.1 Coeficientes correctores o de influencia

##### F.1.1.1.1 Influencia de la resistencia al corte del terreno situado sobre la base de la cimentación (coeficientes d)

- 1 Cuando la base de la cimentación se sitúa a cierta profundidad  $D$  bajo la superficie del terreno (véase Figura F.1), la superficie de rotura teórica, asociada al estado límite último de hundimiento, ha de movilizar la resistencia al corte del terreno situado por encima y alrededor de la cimentación. Para tener en cuenta este efecto, que obviamente aumenta la presión de hundimiento disponible, se emplearán los coeficientes de corrección  $d_c$ ,  $d_s$ ,  $d_b$ .

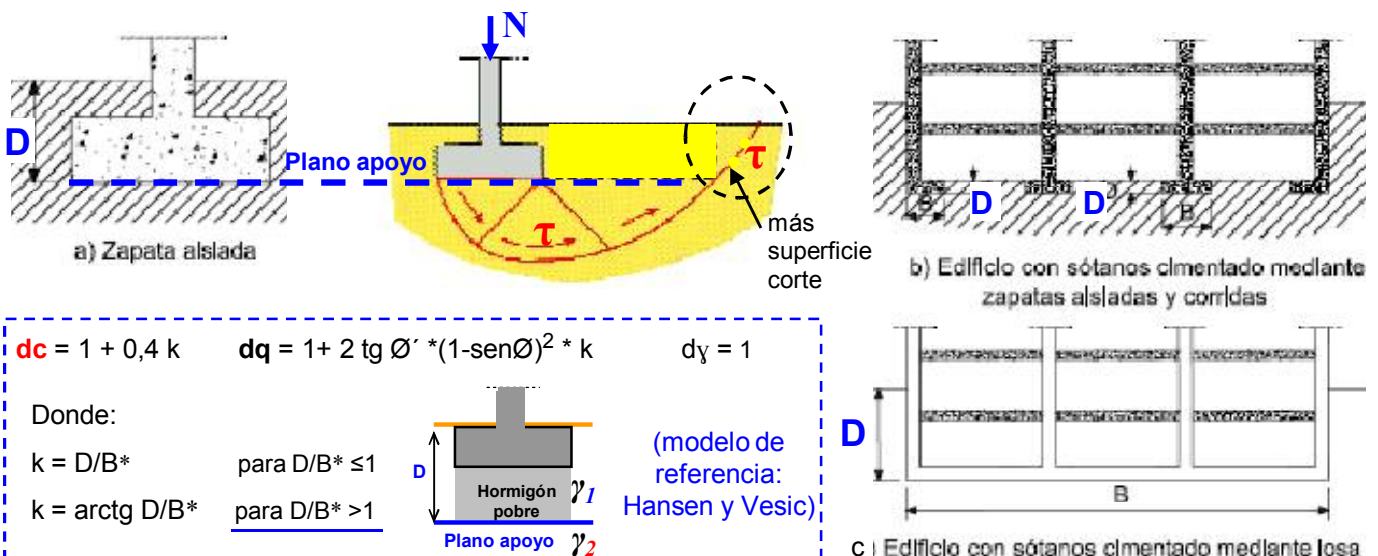


Figura F.1. Profundidad "D" a considerar en la determinación de la presión de hundimiento



$$d_c = 1 + 0,4 k$$

$$d_q = 1 + 2 \operatorname{tg} \phi' (1 - \operatorname{sen} \phi')^2 * k$$

$$d_\gamma = 1$$

Donde:

$$k = D/B^* \quad \text{para } D/B^* \leq 1$$

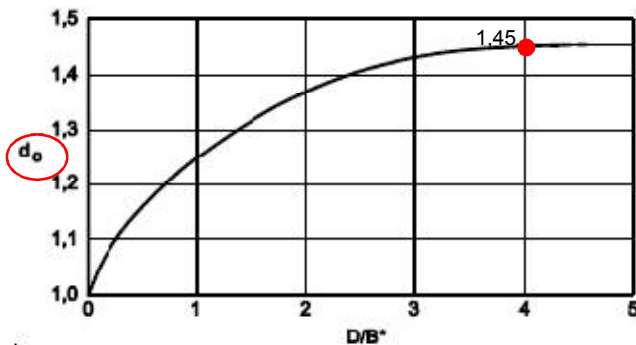
$$k = \operatorname{arctg} D/B^* \quad \text{para } D/B^* > 1$$

Modelo de referencia utilizado por CTE

(Hansen 1970 y Vesic 1973 coinciden)

### a) Coeficiente corrector del factor $N_c$ .

En la Figura F.2 se recoge el coeficiente de corrección ( $d_c$ ) a aplicar al término de cohesión en función de la relación profundidad/ancho de la cimentación.



Ojo en todas las fórmulas matemáticas los ángulos se miden en radianes

Ejemplo para:

$$D/B^* = 1 \rightarrow d_c = 1 + 0,34 \operatorname{arctg}(1) = 1 + 0,34 * \pi/4 = 1,27$$

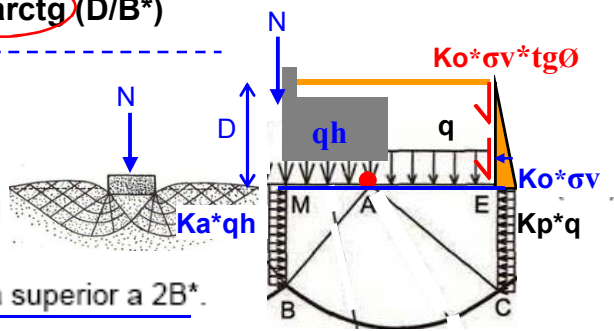
$$D/B^* = 3 \rightarrow d_c = 1 + 0,34 \operatorname{arctg}(3) = 1 + 0,34 * 1,25 = 1,43$$

Figura F.2. Coeficiente de corrección  $d_c \approx 1 + 0,34 \operatorname{arctg}(D/B^*)$

### b) Coeficiente corrector del factor $N_q$ .

$$d_q = 1 + 2 \frac{N_q}{N_c} (1 - \operatorname{sen} \phi_k)^2 \operatorname{arctan} \frac{D}{B^*}; \text{ para } \phi_k = 0: d_q = 1$$

donde el valor de  $D$  a introducir en la ecuación no será superior a  $2B^*$ .



El valor de  $\frac{N_q}{N_c}$  puede considerarse igual que  $\operatorname{tg} \phi_k$  (Hansen 1970)

con un valor aproximado de 0,2 (cuando  $\phi_k \approx 0$ )

En arenas:  $\phi \geq 30^\circ$  es cuando  $N_q/N_c \approx \operatorname{tg} \phi$

→ entonces cuando  $\phi_k = 0$   $d_q = 1$   $N_c / N_q = 0,2$

### c) Coeficiente corrector del factor $N_\gamma$ : $d_\gamma = 1$

(F.2)

- El proyectista considerará prudentemente la inclusión de estos coeficientes de corrección. No se deben tener en cuenta en el caso de construir zapatas poco profundas en terrenos arcillosos, de plasticidad elevada, que en épocas secas puedan desarrollar grietas por retracción. En estas circunstancias no podría contarse con la resistencia al corte del terreno situado sobre la base de la cimentación, ya que sería nula en la dirección a favor de los planos de las grietas.
- No se deben emplear los factores de corrección anteriores para profundidades de cimentación  $D$  (véase Figura F.1) bajo la superficie del terreno menores de 2 m. Tampoco se deben considerar en cimentaciones cercanas a taludes o cuando no se pueda garantizar la permanencia, en el tiempo, del terreno situado por encima de la base de cimentación.

Factores correctores corte terreno sobre plano de apoyo propuestos por GCOC y ROM (05)

$$d_c = 1 + 2 * (N_q/N_c) * (1 - \operatorname{sen} \phi')^2 * \operatorname{arctg}(D/B^*)$$

$$d_q = 1 + 2 * \operatorname{tg} \phi' * (1 - \operatorname{sen} \phi')^2 * \operatorname{arctg}(D/B^*)$$

$$d_\gamma = 1$$

Tomás Cabrera (U.P.M.)

### F.1.1.1.2 Influencia de la forma de la cimentación (coeficientes s)

1 El efecto de la forma del cimiento se podrá tener en cuenta mediante los factores de corrección que a continuación se indican:

a) coeficiente corrector del factor  $N_c$ :

$s_c = 1,20$  para zapata circular ( Aparece, para arcillas cuando  $\phi' = 0$ , el factor corrector:  $N_q / N_c \approx 0,2$  )

$$s_c = 1 + 0,2 \frac{B^*}{L^*} \text{ para zapata rectangular} \quad (F.3)$$

b) coeficiente corrector del factor  $N_q$ :

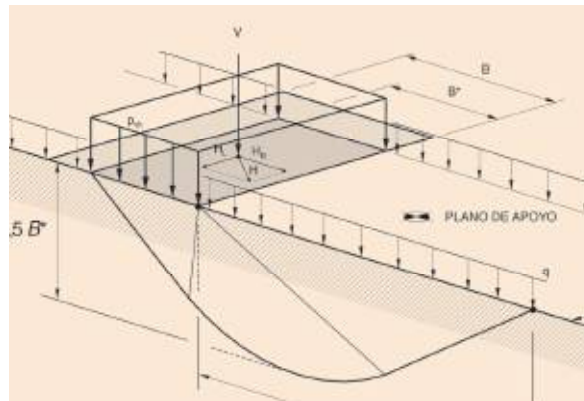
$s_q = 1,20$  para zapata circular

$$s_q = 1 + 1,5 \text{tg} \phi_k \frac{B^*}{L^*} \text{ para zapata rectangular} \quad (F.4)$$

c) coeficiente corrector del factor  $N_\gamma$ :

$s_\gamma = 0,6$  para zapata circular

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \frac{B^*}{L^*} \text{ para zapata rectangular} \quad (F.5)$$



Factores forma Hansen (1970)

$$S_c = 1 + (N_q/N_c) (B^*/L^*)$$

para  $\phi = 0^\circ \rightarrow N_q/N_c = 0,2$

para  $\phi > 0^\circ \rightarrow N_q/N_c = \text{tg} \phi$

para zapatas corridas  $S_c = 1$

$$S_q = 1 + (B^*/L^*) \text{sen} \phi$$

$$S_\gamma = 1 - 0,4 (B^*/L^*) \geq 0,6$$

Factores forma Vesic y ROM (05)

$$S_c = 1 + (N_q/N_c) (B^*/L^*)$$

para  $\phi = 0^\circ \rightarrow N_q/N_c = 0,2$

para  $\phi > 0^\circ \rightarrow N_q/N_c = \text{tg} \phi$

para zapatas corridas  $S_c = 1$

$$S_q = S_c = 1 + (B^*/L^*) \text{tg} \phi$$

$$S_\gamma = 1 - 0,4 (B^*/L^*) \geq 0,6$$

Factores forma GCOC

$$S_c = 1 + (N_q/N_c) (B^*/L^*)$$

para  $\phi = 0^\circ \rightarrow N_q/N_c = 0,2$

para  $\phi > 0^\circ \rightarrow N_q/N_c = \text{tg} \phi$

para zapatas corridas  $S_c = 1$

$$S_q = S_c = 1 + (B^*/L^*) \text{tg} \phi$$

$$S_\gamma = 1 - 0,3 (B^*/L^*)$$

### F.1.1.1.3 Influencia de la inclinación de la resultante de las acciones sobre la cimentación (coeficientes i)

1 Los coeficientes a aplicar por efecto de la existencia de componentes horizontales de cargas sobre la zapata se podrán obtener de las siguientes expresiones:

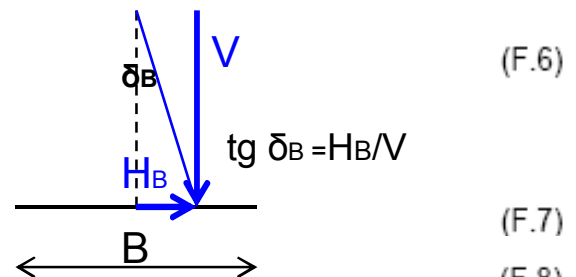
a) coeficiente corrector del factor  $N_c$ : ( GCOC y ROM utilizan la misma formulación tomada de DIN 4107 )

$$i_c = \frac{i_q N_q - 1}{N_q - 1} \quad ; \text{ para } \phi_k = 0 : i_c = 0,5 \left( 1 + \sqrt{1 - \frac{H}{B^* L^* c_k}} \right) \quad (F.6)$$

b) coeficiente corrector del factor  $N_q$ :

$$i_q = (1 - 0,7 \text{tg} \delta_B)^3 \cdot (1 - \text{tg} \delta_L) \quad (F.7)$$

$$i_\gamma = (1 - \text{tg} \delta_B)^3 \cdot (1 - \text{tg} \delta_L) \quad (F.8)$$



donde  $\delta$ ,  $\delta_B$ ,  $\delta_L$  son los ángulos de desviación de la resultante de las acciones respecto a la vertical definidos en el párrafo 7 del apartado 4.3.1.3.

2 Cuando se pueda asegurar una cierta cohesión "c" en el contacto de la cimentación con el terreno se podrá emplear un ángulo  $\delta^*$  menor, dado por la expresión;

$$\text{tg} \delta^* = \frac{\text{tg} \delta}{1 + \frac{B^* L^* c_k}{V \cdot \text{tg} \phi_k}} \quad (F.9)$$

3 Cuando la componente horizontal de la resultante sea menor del 10% de la vertical, se podrá tomar  $i_c = i_q = i_\gamma = 1$ .



### F.1.1.1.4 Influencia de la proximidad de un talud a la cimentación (coeficientes t)

- 1 Cuando el terreno situado junto a la cimentación no sea horizontal, sino que presente una inclinación descendente de ángulo  $\beta$  respecto a la horizontal, se podrán emplear los siguientes factores de corrección:

a) coeficiente corrector del término:  $N_c$

$$t_c = e^{-2\beta \operatorname{tg} \phi_k}$$

b) coeficiente corrector del término:  $N_q$

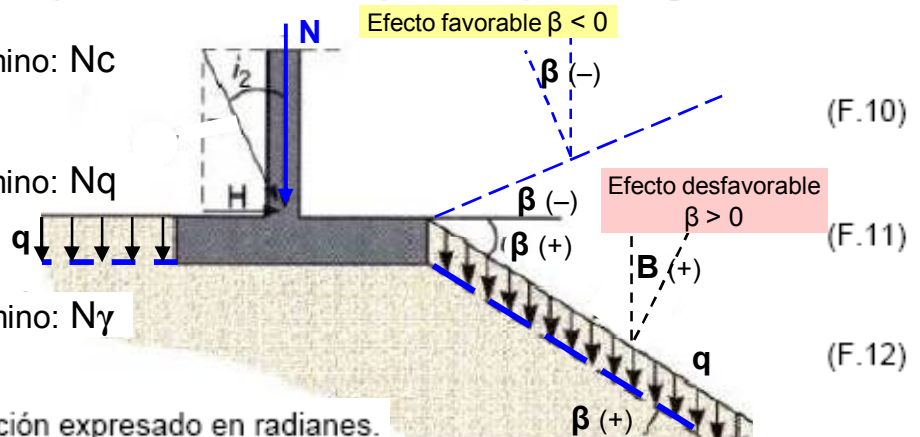
$$t_q = 1 - \operatorname{sen} 2\beta$$

c) coeficiente corrector del término:  $N_\gamma$

$$t_\gamma = 1 - \operatorname{sen} 2\beta$$

donde  $\beta$  es el ángulo de inclinación expresado en radianes.

- 2 En situaciones de dimensionado transitorias en condiciones sin drenaje, el efecto de la inclinación del terreno podrá tenerse en cuenta calculando la presión de hundimiento como si la superficie del suelo fuera horizontal, reduciéndola posteriormente en un valor  $2 \cdot \beta \cdot c_u$ .
- 3 Cuando el ángulo de inclinación del terreno sea superior a  $\phi'/2$  debe llevarse a cabo un estudio específico de estabilidad global.
- 4 Cuando el ángulo de inclinación del terreno sea menor o igual a  $5^\circ$ , se podrá tomar  $t_c = t_q = t_\gamma = 1$ .



### F.1.1.2 Presión de hundimiento en condiciones de carga sin drenaje

- 1 Cuando sean de aplicación situaciones de dimensionado transitorias de carga sin drenaje (véase apartado 4.2.3.1), la presión de hundimiento (ecuación 4.8) podrá expresarse en términos de tensiones totales, en cuyo caso la resistencia al corte del terreno vendrá representada por un ángulo de rozamiento interno  $\phi_k = 0$  y una resistencia al corte sin drenaje  $c_k = c_u$ .
- 2 Los factores de capacidad de carga para esta situación de dimensionado serán:

$$\begin{aligned} N_q &= 1 \\ N_c &= 5,14 \\ N_\gamma &= 0 \end{aligned}$$



- 3 El valor de  $q_{ok}$  a considerar en el cálculo será la presión vertical total debida a la sobrecarga (de tierras u otras) al del nivel de la base de la cimentación y alrededor de ésta.
- 4 En el caso de que la resistencia al corte sin drenaje,  $c_u$ , del terreno aumente con la profundidad,  $z$ , siguiendo una ley lineal del tipo  $c_u = c_0 + m z$ , donde  $c_0$  es la resistencia al corte sin drenaje en superficie, se podrá adoptar para la determinación de la presión de hundimiento la resistencia al corte sin drenaje a una profundidad  $B/4$  bajo la cimentación, siempre que dicho valor no resulte superior a  $2 \cdot c_0$ .
- 5 A efectos prácticos, para el cálculo de la presión admisible se podrá considerar que el coeficiente  $\gamma_R$  sólo afecta al término de la cohesión.



Se va a construir un viaducto sobre un potente estrato arcilloso

De acuerdo con los sondeos realizados, el nivel freático se encuentra prácticamente en la superficie

El firme de gran espesor está a de 2 m. de profundidad.

La densidad aparente del terreno es de  $20 \text{ kN/m}^3$  y se trata de una arcilla firme con  $q_u = 150 \text{ kN/m}^2$ .

Se estima que las zapatas serán de unos  $4 \text{ m} \times 8 \text{ m}$

Se desea estimar la tensión de hundimiento del terreno.

### F.1.1.3 Presión de hundimiento en tensiones efectivas

1 Para situaciones de dimensionado en las que puedan suponerse disipados los excesos de presión intersticial generados por las acciones actuantes sobre la cimentación, la presión de hundimiento (ecuación 4.8) se expresará en términos de tensiones efectivas.

2 Aunque no resulta habitual, también será de aplicación la formulación en tensiones efectivas en situaciones transitorias en las que la disipación de presiones intersticiales no se haya producido (carga sin drenaje) o sea parcial. En estos casos, será necesario determinar previamente el régimen de presión intersticial correspondiente.

3 La resistencia al corte del terreno vendrá expresada por el ángulo de rozamiento interno efectivo ( $\phi_k = \phi'$ ) y la cohesión efectiva ( $c_k = c'$ ).

4 Los factores de capacidad de carga se podrán obtener de las siguientes expresiones:

$$N_q = \frac{1 + \text{sen } \phi'}{1 - \text{sen } \phi'} \cdot e^{\pi \cdot \text{tg } \phi'} \quad (\text{F.13})$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \text{cotg } \phi' \quad (\text{F.14})$$

$$N_\gamma = 1,5(N_q - 1) \cdot \text{tg } \phi' \quad (\text{F.15})$$

5 El valor de  $q_{ok}$  a considerar en cálculo será la presión vertical efectiva debida a la sobrecarga al nivel de la base de la cimentación y alrededor de ésta.

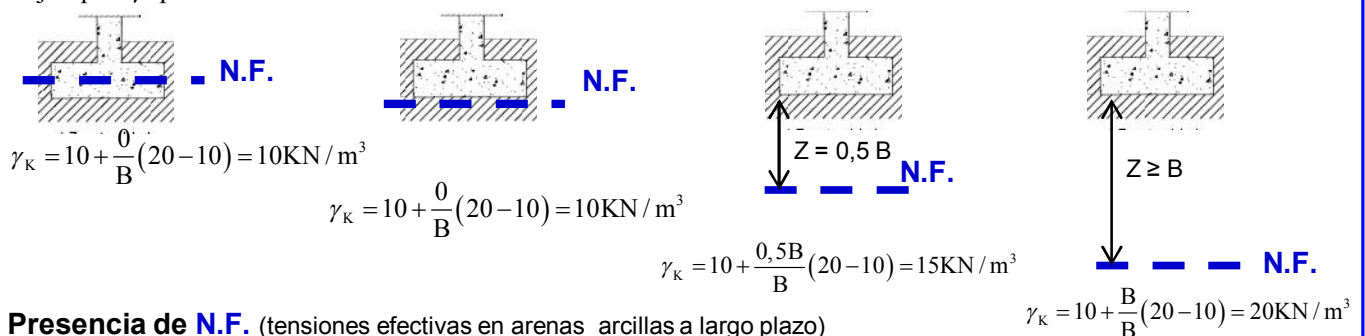
6 El valor del peso específico del terreno  $\gamma_k$  a introducir en la formulación analítica será el que represente el estado de presiones efectivas por debajo del cimiento, siendo:

- el peso específico aparente,  $\gamma_{ap}$ , si el nivel freático se encuentra a una profundidad mayor que el ancho  $B^*$  bajo la base de la cimentación;
- el peso específico sumergido,  $\gamma'$ , si el nivel freático está situado en o por encima de la base de la cimentación;
- un peso específico intermedio, interpolado linealmente según la expresión (F.16) si el nivel freático está comprendido entre los indicados anteriormente

$$\gamma_k = \gamma' + \frac{z}{B} (\gamma_{ap} - \gamma') \quad \text{siendo } \gamma' \text{ el peso específico sumergido del terreno} \quad (\text{F.16})$$

**z** la distancia a la que se encuentra el nivel freático por debajo de la base de cimentación.

ejemplo:  $\gamma_{ap} = 20 \text{ kN/m}^3$



d) Si existiera un flujo de agua ascendente, de gradiente  $i_v$ , el valor característico del peso específico de cálculo será:

$$\gamma_k = \gamma' - i_v \gamma_w \quad (\text{F.17})$$

siendo

$\gamma'$  el peso específico sumergido del terreno;

$\gamma_w$  el peso específico del agua;

$i_v$  el gradiente vertical medio en la zona de espesor  $1,5B^*$  bajo la base de la cimentación.

**Ejemplo 1º** En un aluvial arenas y gravas se cimentan las pilas de un viaducto



De acuerdo con los sondeos realizados, el nivel freático se encuentra profundo. (por debajo de la zona de influencia de la cimentación).

El firme está a un mínimo de 2 m. de profundidad.

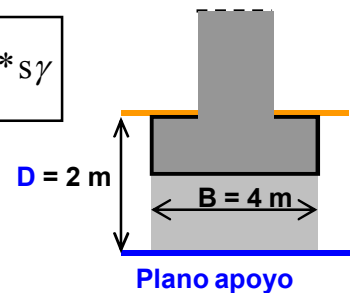
La densidad aparente del terreno es de  $19 \text{ kN/m}^3$  y el ángulo de rozamiento interno de  $35^\circ$ .

Se estima que las zapatas serán de unos  $4 \text{ m} \times 8 \text{ m}$

Se pide: **Estimar la tensión efectiva de hundimiento del terreno** conforme CTE.

Al no existir correcciones por inclinación y talud, la fórmula general se reduce:

$$q_h = (c_k * N_c) * d_c * s_c + (q_{0k} * N_q) * d_q * s_q + \left( \frac{1}{2} \gamma_k * B * N_\gamma \right) * d_\gamma * s_\gamma$$



Con  $\phi = 35^\circ$  los factores de capacidad de carga son:

$$N_c = 46,12$$

$$N_q = 33,30$$

$$N_\gamma = 33,92$$

Cohesión:  $c_k = 0$  (cohesión nula)

sobrecarga:  $q_{0k} = 2 * 19 = 38 \text{ kN/m}^2$

Los factores de corrección profundidad (CTE):

$$d_c = 1,158 \quad (d_c = 1 + 0,34 * \arctan(2/4) * \pi/180)$$

$$d_q = 1,118 \quad (d_q = 1 + 2 * \tan(35) * (1 - \sin 35)^2 * \arctan(2/4) * \pi/180)$$

$$d_\gamma = 1$$

profundidad  $D \geq 2 \text{ m}$   
desde la superficie del terreno

Los factores de corrección forma (CTE):

$$s_c = 1 + 0,2(4/8) = 1,1 \quad s_q = 1 + 1,5 * \tan 35 * (4/8) = 1,525 \quad s_\gamma = 1 - 0,3(4/8) = 0,85$$

$$q_h = (0 * 46,12) * 1,1 * 1,158 + (38 * 33,30) * 1,525 * 1,118 + \left( \frac{1}{2} * 19 * 4,0 * 33,92 \right) * 0,85 * 1 =$$

$$q_h = 0 + 2157,44 + 1095,62 = \boxed{3253,06 \text{ kN/m}^2}$$



Nota: como puede apreciarse resulta una carga muy elevada de unos  $32 \text{ kp/cm}^2$ .

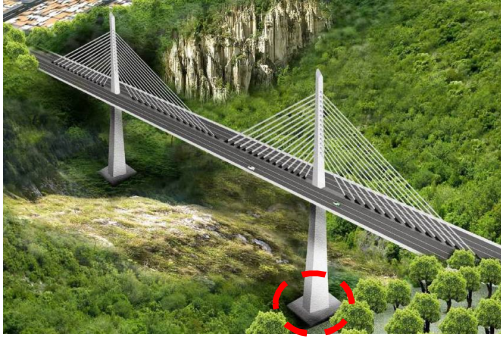
(Arena con  $\phi = 35^\circ$  y nivel de cimentación a dos metros de profundidad)

En edificación, cimentando en arenas, el asiento debe ser, en general,  $\leq 2,5 \text{ cm}$ .

(Por ello CTE impone el control del asiento en arenas a la vez que se calcula la tensión admisible de trabajo del suelo en el que se va a cimentar).



Ejemplo 2º/ Se va a cimentar un viaducto sobre un potente estrato de arcilla.



De acuerdo con los sondeos realizados, el nivel freático se encuentra prácticamente en la superficie

El firme de gran espesor está a de 2 m. de profundidad.

La densidad aparente del terreno es de  $20 \text{ kN/m}^3$  y se trata de una arcilla firme con  $q_u = 150 \text{ kN/m}^2$ .

Se estima que las zapatas serán de unos  $4 \text{ m} \times 8 \text{ m}$

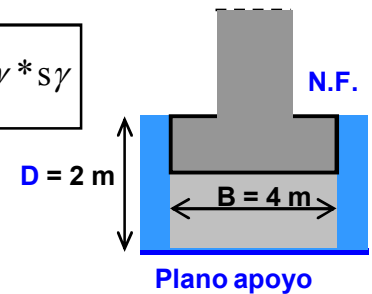
Se pide **estimar la tensión de hundimiento, así como la  $\sigma_{adm}$**  conforme CTE

Al no existir correcciones por inclinación y talud, la fórmula general queda:

$$q_h = (c_k * N_c) * d_c * s_c + (q_{0k} * N_q) * d_q * s_q + \left( \frac{1}{2} \gamma_k * B * N_\gamma \right) * d_\gamma * s_\gamma$$

Con  $\phi = 0^\circ$  los factores de capacidad de carga son:

$$N_c = 5,14 \quad N_q = 1 \quad N_\gamma = 0$$



Cohesión:  $c_k = q_u / 2 = 75 \text{ kN/m}^2$  sobrecarga:  $q_{0k} = 2 * 20 = 40 \text{ kN/m}^2$

Los factores de corrección profundidad (CTE):

$$\left. \begin{aligned} d_c &= 1,158 \quad (d_c = 1 + 0,34 * \arctan(2/4) * \pi/180) \\ d_q &= 1 \quad (d_q = 1 + 2 * \tan(0^\circ) * (1 - \sin 0^\circ)^2 * \arctan(2/4) * \pi/180) \\ d_\gamma &= 1 \end{aligned} \right\} \text{ profundidad } D \geq 2\text{m} \text{ desde la superficie del terreno}$$

Los factores de corrección forma (CTE):

$$s_c = 1 + 0,2(4/8) = 1,1 \quad s_q = 1 + 1,5 * \tan(0^\circ) * (4/8) = 1 \quad s_\gamma = 1 - 0,3(4/8) = 0,85$$

$$q_h = (75 * 5,14) * 1,1 * 1,158 + (40 * 1) * 1 * 1 + \left( \frac{1}{2} * 20 * 4 * 0 * 0 \right) * 0,85 * 1 =$$

$$q_h = 491,05 + 40 + 0 = 531,05 \text{ kN/m}^2$$

Como puede apreciarse una carga media de  $5,31 \text{ daN/cm}^2$ .

(Arcilla con  $q_u = 150 \text{ kN/m}^2$  y nivel de cimentación a dos metros de profundidad)

Conforme con la propuesta de Terzaghi recogida en CTE (ver F.1.1.2):

$$q_{adm} = (491,05 / 3) + 40 = 163,66 + 40 = 203,67 \approx 2,0 \text{ da N/cm}^2$$



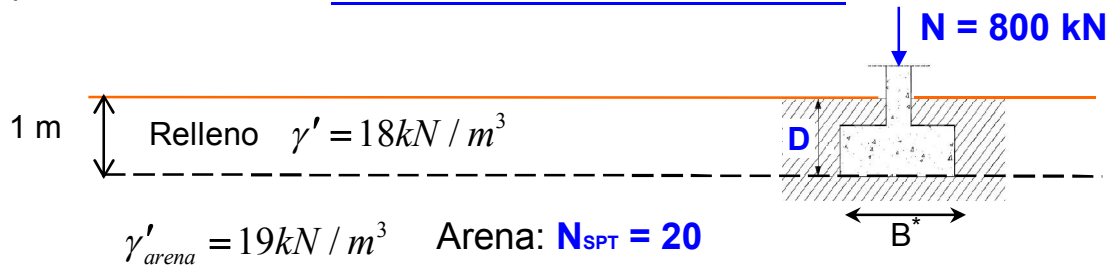
En suelos arcillosos la comprobación del asiento es posterior.



## Ejercicio nº 1 Zapata en suelo granular.

Presión de hundimiento y presión admisible. En el terreno croquizado, se pide:

1º Dimensionar para una carga centrada  $N = 800 \text{ kN}$  (carga pilar más representativo de un proyecto) 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  $\phi = 32^\circ$ .

3º Como resultado de los dos primeros apartados se pide: ¿Cuál será la **Tensión admisible del terreno para dimensionar las zapatas de todo el proyecto?** 🌱

1º Con una zapata de 1,20 m x 1,20 m la tensión en  $\text{daN/cm}^2$  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:

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

siendo

$S_t$  El asiento total admisible, en mm.

$N_{\text{SPT}}$  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:  $1 + \frac{D}{3B^*} = 1 + \frac{1}{3 \cdot 1,2} = 1 + 0,28 = 1,28 \leq 1,3$

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

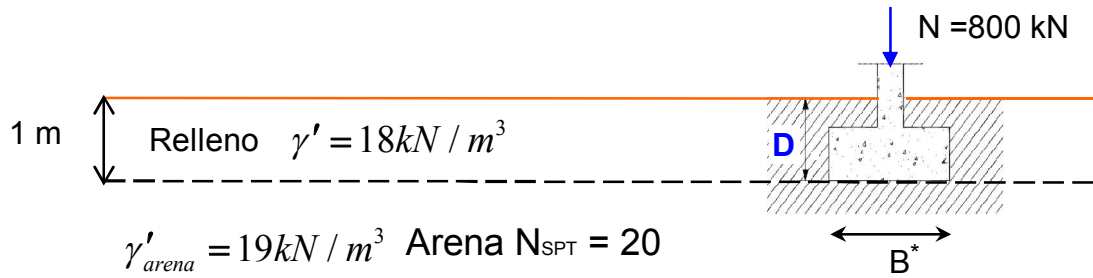
$96B^3 + 89,6B^2 - 772,16B + 2,88 = 0$  Resuelta la cúbica  $B = 2,405 \text{ m} \rightarrow B = 2,40 \text{ m}$

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 admisible de trabajo de la arena:

$$q_{\text{adm}} = 800 / (2,405^2) = 138,31 \text{ kN/m}^2 = 1,38 \text{ daN/cm}^2$$

Tomás Cabrera (U.P.M.)



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

$B = 2,40 \text{ m}$        $q_{adm} = 1,38 \text{ daN/cm}^2$        $\rightarrow q_{hmin} = 3 * 1,38 = 4,1 \text{ daN/cm}^2$

La fórmula general de la presión de hundimiento:

$$q_h = (c_k * N_c) * d_c * s_c * i_c * t_c + (q_{0k} * N_q) * d_q * s_q * i_q * t_q + \left( \frac{1}{2} \gamma_k * B^* * N_\gamma \right) * d_\gamma * s_\gamma * i_\gamma * t_\gamma$$

Con  $\phi = 32^\circ$  los factores de capacidad de carga son:

$N_c = 35,49$        $N_q = 23,18$        $N_\gamma = 20,79$

Cohesión:  $c_k = 0$  (cohesión nula)

sobrecarga:  $q_{0k} = 1 * 18 \text{ kN/m}^3$

Los factores de corrección:

$$\begin{aligned} d_c &= 1,13 & (d_c = 1 + 0,34 * \arctan(1/2,4) * \pi/180) \\ d_q &= 1,11 & (d_q = 1 + 2 * \tan(32^\circ) * (1 - \sin 32^\circ)^2 * \arctan(1/2,4) * \pi/180) \\ d_\gamma &= 1 \end{aligned} \quad \left. \begin{array}{l} \text{(ojo con profundidad } D < 2\text{m} \\ \text{desde superficie del terreno} \\ \mathbf{d_c = d_q = 1} \end{array} \right\}$$

$$s_c = 1 + 0,2 = 1,2 \quad s_q = 1 + (1,5 * 0,625) = 1,94 \quad s_\gamma = 1 - 0,3 = 0,7$$

(conforme CTE) (zapata cuadrada)

No hay factores correctores por inclinación de la carga ni proximidad talud.

$$q_h = (0 * 35,49) * 1,2 * 1 + (18 * 23,18) * 1,94 * 1 + \left( \frac{1}{2} * 19 * 2,40 * 20,79 \right) * 0,7 * 1 =$$

$$q_h = 809,45 + 331,81 = 1141,26 \text{ kN/m}^2$$

$q_h = 11,41 \text{ daN/cm}^2$  Comparando con el obtenido en el apartado primero la **seguridad** a hundimiento resulta:  $11,41 / 1,38 = 8,27 >> 3$

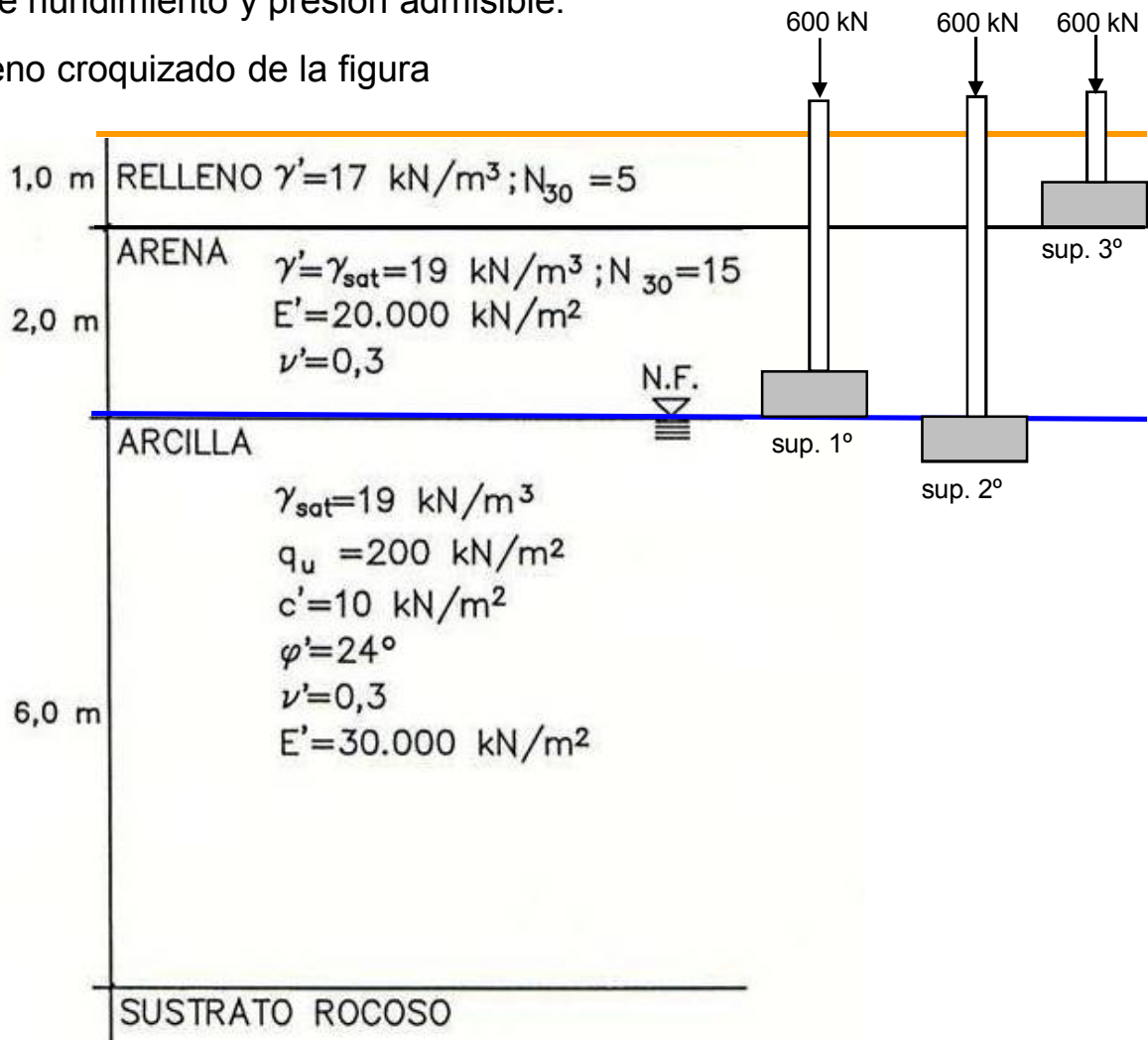
3º/ Se podrán calcular las zapatas del proyecto, en general solicitadas con la carga del pilar + 2 momentos (los cortantes suelen ser de menor importancia) + peso propio de la zapata con una tensión admisible:  $\sigma_{adm} = 1,4 \text{ daN/cm}^2$

$\sigma_{adm} = 1,3 \text{ daN/cm}^2$



**Ejercicio nº 2** Zapatas en suelos con diversos estratos: arcillosos y arenosos. Presión de hundimiento y presión admisible.

En el terreno croquizado de la figura



**Para una carga vertical centrada sin mayorar de 600 kN**

Calcular la presión de hundimiento y la tensión admisible en cada supuesto y con la tensión admisible obtenida, dimensionar la zapata cuadrada (redondeando dimensiones a módulo de 10 cm)

en los tres supuestos siguientes:

1º Zapata apoyada a 3 m de profundidad, sobre el estrato arcilloso.

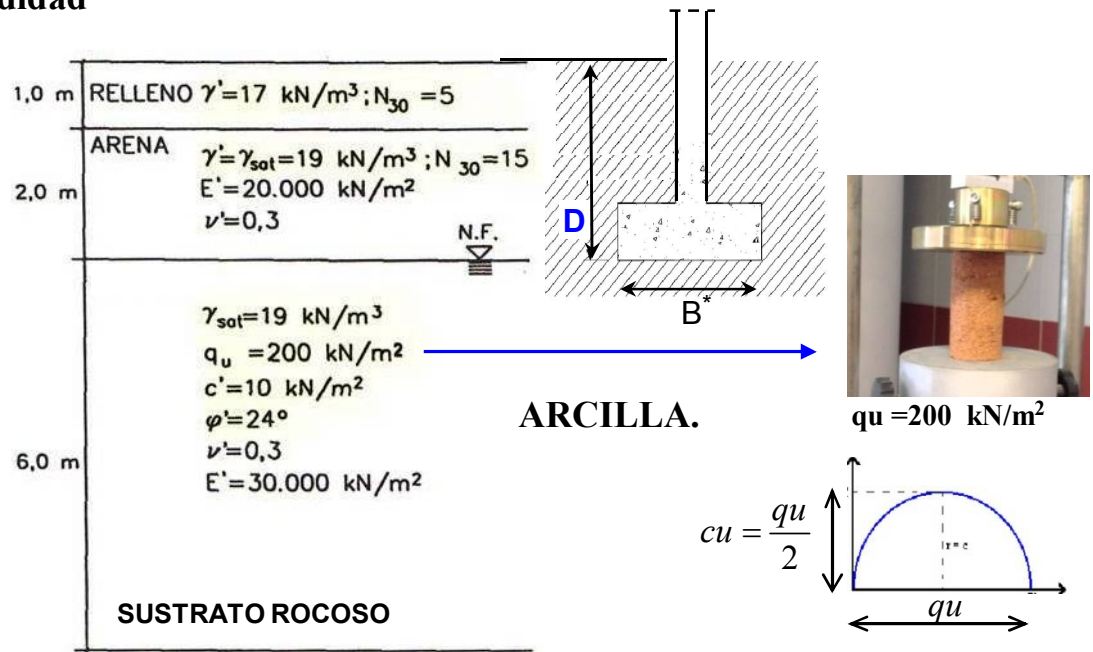
(se tomaran prudentemente los siguiente factores de capacidad de carga: **dc = dq = 1**)

(se deben utilizar los factores de forma propuestos por CTE )

2º Zapata empotrada 1m. en el estrato arcilloso. (plano apoyo a a 4 m de profundidad). (todos los factores de corrección conforme CTE )

3º Zapata apoyada a 1 m de profundidad, sobre el estrado de arena (asiento máximo admisible = 1,5 cm)

# 1.1/ CÁLCULO A CORTO PLAZO: (anejo F de CTE. F.1.1.2): zapata apoyada a 3 m de profundidad



La fórmula general de la presión de hundimiento de una zapata es:

$$q_h = (c_k * N_c) * d_c * s_c * i_c * t_c + (q_{ok} * N_q) * d_q * s_q * i_q * t_q + \left( \frac{1}{2} \gamma_k * B * N_\gamma \right) * d_\gamma * s_\gamma * i_\gamma * t_\gamma$$

En la situación a corto plazo, es decir, sin drenaje ( $\phi = 0$        $c = c_u = 100 \text{ kN/m}^2$ ).

Factores profundidad: (dato  $d_c = d_q = 1$ )     $d_\gamma = 1$     ( $N_c = 5,14$      $N_c = 1$      $N_\gamma = 0$ )

$q_h = 5,14 C_u + q$     para zapata cuadrada:  $s_c = 1,2$        $s_q = 1 + 1,5 \text{ tg } 0^\circ = 1$

Se tiene:  $q_h = (1,2 * N_c * C_u) + q_{ok}$        $s_\gamma = 0,7$

Con  $c_u =$  resistencia al corte sin drenaje =  $q_u / 2 = 200 / 2 = 100 \text{ kN /m}^2$

Sobrecarga a los lados de la zapata:  $q_{ok} = \sum(\gamma * D) = (17 * 1) + (19 * 2) = 55 \text{ kN/m}^2$

$$q_h = (100 * 5,14) * 1,2 * 1 + (55 * 1) * 1 * 1 + (1/2 * 20 * B * 0) * 0,7 * 1 =$$

$$q_h = 616,80 + 55 = 671,80 \text{ kN /m}^2$$

La tensión admisible, con seguridad ( $\gamma_R = 3$ ) resulta en primera aproximación:

$$q_{adm} = 616,8 / 3 = 205,6 \text{ da N/cm}^2 \quad (\text{compárese con el valor } q_u \text{ de la arcilla}) \longrightarrow q_u = 200 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{adm} \approx q_u = 200 \text{ kN/m}^2$$

Conforme con la propuesta de Terzaghi recogida en CTE (ver F.1.1.2):

$$q_{adm} = (616,8 / 3) + 55 = 260,60 \text{ kN/m}^2 \approx 2,6 \text{ da N/cm}^2$$



Dimensiones de la zapata cuadrada:  $B^2 = 60.000 / 2,6 \longrightarrow B = 151,92 \text{ cm.}$

Redondeando a módulo 10 cm:  $B = 1,60 \times 1,60 \text{ m.}$  Para la comprobación a largo plazo:  $B = 152 \times 1,52 \text{ cm.}$



## 1.2/ CÁLCULO A LARGO PLAZO zapata a 3 m profundidad.

Datos enunciado, con drenaje:  $\phi = 24^\circ$   $c' = 10 \text{ kN/m}^2$

$$q_h = (c_K * N_c) * d_c * s_c + (q_{0K} * N_q) * d_q * s_q + \left( \frac{1}{2} \gamma_K * B^* * N_\gamma \right) * d_\gamma * s_\gamma$$

Con  $\phi = 24^\circ$ , en el cuadro de factores de capacidad de carga, se obtiene:

$$N_c = 19,32 \quad d_c = 1 \quad s_c = 1,2$$

$$N_q = 9,60 \quad d_q = 1 \quad s_q = 1 + 1,5 \text{ tg}(24^\circ) = 1,67$$

$$N_\gamma = 5,75 \quad d_\gamma = 1 \quad s_\gamma = 0,7 \quad \gamma_K = 9 + (0/2,52) * (19-9) = 9 \text{ kN/m}^3$$

### Presencia nivel freático CTE ( F1.1.3 )

El peso específico  $\gamma_K$  a utilizar depende de la posición del nivel freático (N.F.) a largo plazo. CTE lo compara con el ancho  $B^*$  de la cimentación y utiliza (F 1.1.3):

a/ El peso específico o aparente  $\gamma_{ap}$  si el N.F. se encuentra a una profundidad mayor que el ancho  $B^*$  bajo la base de la cimentación.

b/ Peso específico sumergido  $\gamma'$  si el N.F. está situado en o por encima de base de cimentación.

c/ Un valor intermedio entre los anteriores:  $\gamma_K = \gamma' + \frac{Z}{B^*} (\gamma_{ap} - \gamma')$

Siendo Z la distancia a la que se encuentra el N. F. por debajo de la base de la cimentación

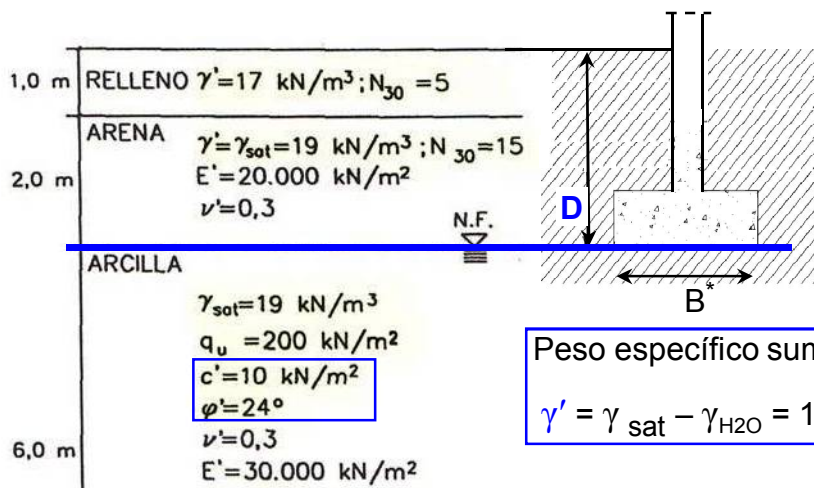
Sustituyendo los valores correspondientes:

$$q_h = (10 * 19,32) * 1,2 * 1 + [(17 * 1 + 19 * 2) * 9,60] * 1,67 * 1 + (1/2 * 9 * 1,52 * 5,75) * 0,7 * 1$$

$$q_h = 231,84 + 881,76 + 27,53 = 1141,13 \text{ kN/m}^2 = 11,41 \text{ da N/cm}^2$$



Seguridad a largo plazo.  $11,41 / 3 = 3,8 \text{ daN/cm}^2 \geq 2,6 \longrightarrow q \text{ adm} = 2,6 \text{ daN/cm}^2$



Peso específico sumergido:

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_{H_2O} = 19 - 10 = 9 \text{ kN/m}^3$$

## 2/ Zapata empotrada 1 m. n estrato arcilloso: a largo plazo

$$c' = 10 \text{ kN/m}^2$$

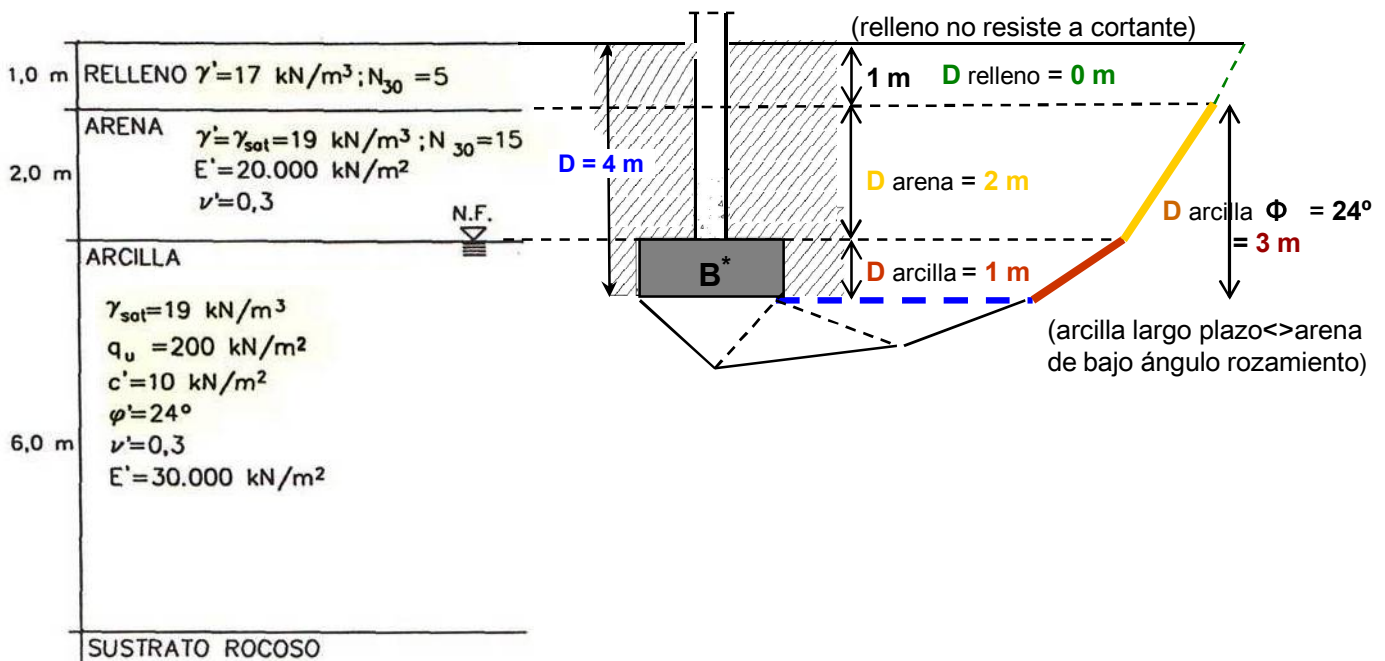
(2ª versión más constructiva. Se trata de analizar la costumbre de empotrar el canto de la zapata en el firme, aunque se calcule como apoyada, normalmente más profundidad proporciona mayor seguridad)

Con  $\phi' = 24^\circ$ , en el cuadro de factores de capacidad de carga, se obtiene:

$N_c = 19,32$	$d_c = ?$	$s_c = 1,2$	corto plazo	largo plazo
$N_q = 9,60$	$d_q = ?$	$s_q = 1 + 1,5 \text{ tg}(0^\circ) = 1$		$s_q = 1 + 1,5 \text{ tg}(24^\circ) = 1,67$
$N_\gamma = 5,75$	$d_\gamma = ?$	$s_\gamma = 0,7$		

Presencia del nivel freático:  $\gamma_K = 9 + (0/2,52) * (19-9) = 9 \text{ kN/m}^3$

Si se utilizan los factores correctores de corte terreno sobre plano apoyo CTE:  $d_c$  y  $d_q$



Corto plazo:  $\phi = 0$   $c = c_u$  ( $N_c = 5,14$   $N_c = 1$   $N_\gamma = 0$ )

$$d_c = 1 + 0,34 \arctg(D/B^*) = 1 + 0,34 \arctg(1/1,52) * \pi/180 = 1,198 \quad d_q = 1 \quad d_\gamma = 1$$

$$q_h = (100 * 5,14) * 1,2 * 1,2 + [(17 * 1 + 19 * 3) * 1] * 1 * 1 + (1/2 * 9 * 1,42 * 0) * 0,7 * 1$$

$$q_h = 740,16 + 74,00 + 0 = 814,16 \text{ kN/m}^2 = 8,1 \text{ da N/cm}^2$$

$$q_{adm} = (740,16 / 3) + 74 = 320,72 \text{ kN/m}^2 \approx \boxed{3,2 \text{ da N/cm}^2} \quad B^2 = 60.000 / 3,21$$

$$B = 136,78 \text{ cm.} \quad \longrightarrow \quad \text{Redondeando a módulo de 10 cm.} \quad \boxed{B = 1,40 \text{ m} \times 1,40 \text{ m}}$$

Largo plazo:  $\phi = 24^\circ$   $c' = 10 \text{ kN/m}^2$  ( $N_c = 19,32$   $N_c = 9,60$   $N_\gamma = 5,75$ )  $d_c = 1,198$

$$d_q = 1 + 2 * \text{tg } \phi' * (1 - \text{sen } \phi')^2 * \arctg(D/B^*) = 1 + 2 \text{ tg } 24 * (1 - \text{sen } 24)^2 * \arctg(3/1,52) = 1,289 \quad d_\gamma = 1$$

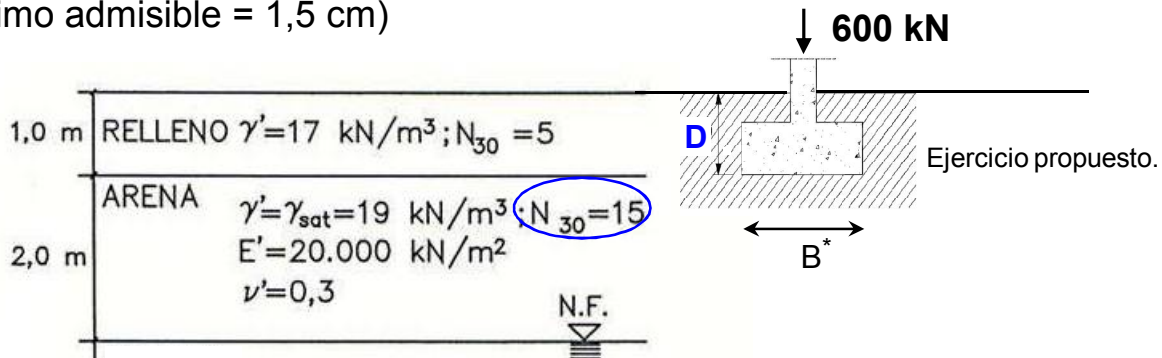
$$s_c = 1,2 \quad s_q = 1,67 \quad s_\gamma = 0,7$$

$$q_h = (10 * 19,32) * 1,2 * 1,2 + [(17 * 1 + 19 * 3) * 9,6] * 1,67 * 1,29 + (1/2 * 9 * 1,37 * 5,75) * 0,7 * 1$$

$$q_h = 278,21 + 1530,41 + 24,81 = 1833,43 \text{ kN/m}^2 = 18,33 \text{ da N/cm}^2$$

Seguridad a largo plazo.  $18,33 / 3 = 6,1 \text{ daN/cm}^2 \geq 3,8$  CUMPLE MEJOR

**3º/ Zapata apoyada a 1 m de profundidad, sobre el estrado de arena (asiento máximo admisible = 1,5 cm)**



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

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

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

$$q_{adm} = \frac{N}{B^* \cdot B^*} = \frac{600}{(B^*)^2} = 8 \cdot 15 \cdot \left[ 1 + \frac{1}{3B^*} \right] \cdot \left( \frac{15}{25} \right) \cdot \left( \frac{B^* + 0,3}{B^*} \right)^2$$

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

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

**Tensión admisible de la arena:**  $q_{adm} = 800 / (2,4 \cdot 2,4) = 138,89 \text{ kN/m}^2 = \mathbf{1,39 \text{ daN/cm}^2}$  (lo que interesa)

(en este caso para la comprobación de hundimiento con la fórmula general si influye el nivel freático)

$$\gamma_K = \gamma' + \frac{z}{B^*} (\gamma_{ap} - \gamma') = 9 + \frac{2}{2,4} (19 - 9) = 17,33 \text{ kN/m}^3$$

Se suele tantear el problema mediante un predimensionado con:  $\left( 1 + \frac{D}{3B^*} \right) = 1,15$   
 que es el valor medio que puede tomar (mínimo = 1 máximo = 1,3)

$$q_{adm} = \frac{600}{(B^*)^2} = 8 \cdot 15 \cdot \left[ 1 + \frac{1}{3B^*} \right] \cdot \left( \frac{15}{25} \right) \cdot \left( \frac{B^* + 0,3}{B^*} \right)^2$$

$$(B + 0,3)^2 = \frac{600}{8 \cdot 15 \cdot \left[ 1 + \frac{1}{3B^*} \right] \cdot \left( \frac{15}{25} \right)} = \frac{600}{8 \cdot 15 \cdot 1,15 \cdot \left( \frac{15}{25} \right)} \rightarrow B = \left[ \sqrt{\frac{600}{8 \cdot 15 \cdot 1,15 \cdot \left( \frac{15}{25} \right)}} \right] - 0,3 = \underline{2,4 \text{ m}}$$

Comprobación con la zapata estimada: 2,40 x 2,40 m  $\rightarrow$  N = **597,79 kN  $\approx$  600 kN**

Comprobación con una zapata menor: 2,39 x 2,39 m  $\rightarrow$  N = 593,66 kN < 597,79 kN (no vale)

Comprobación con una zapata mayor: 2,41 x 2,41 m  $\rightarrow$  N = 601,91 kN > 600 kN (no vale)

Como conclusión del estudio puede afirmarse que, en este terreno hay 3 posibles soluciones:

Cimentar a 1 m de profundidad con  $\sigma_{adm} = 1,4 \text{ da N/cm}^2$  y zapatas de unos 2,40 m x 2,40 m

(muy probablemente la elegida, maquinaria de excavación menos potente y un asiento  $\leq 15$  mm. (Se entiende como relleno un material no apto para cimentación directa. Dato estudio geotécnico:  $N_{SPT} = 5$ ).

Cimentar a 3 m de profundidad con  $\sigma_{adm} = 2,6 \text{ da N/cm}^2$  y zapatas de unos 1,60 m x 1,60 m

Cimentar a 9 m de profundidad con pilotes por punta en el sustrato rocoso.



# Examen final junio 2015 resuelto



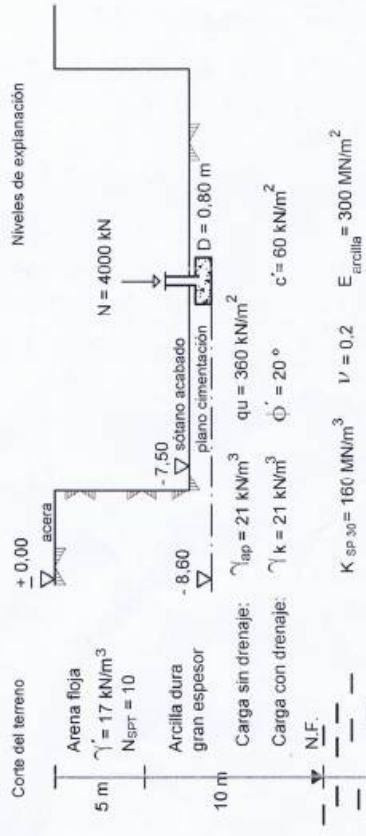
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE EDIFICACIÓN DE MADRID  
Dpto. "TECNOLOGÍA DE LA EDIFICACIÓN"  
(024), ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS Y GEOTECNIA  
EXAMEN FINAL JUNIO 25/06/2015

Apellidos: \_\_\_\_\_ Nombre: \_\_\_\_\_ D.N.I.: \_\_\_\_\_ G

Estimación de la tensión admisible para el cálculo de cimentación superficial con zapatas en suelo arcilloso.

Se va a construir un edificio de viviendas con dos niveles de sótano. Se conoce que la carga característica del pilar más representativo del proyecto es  $N_k = 4000 \text{ kN}$ . En tal caso se pide:

- 1/ Calcular en condiciones de carga sin drenaje (corto plazo) los factores de capacidad de carga y coeficientes correctores conforme CTE (anexo F 1.1.1 y F 1.1.2), para zapata cuadrada.
- 2/ Calcular la presión de hundimiento (qth) del suelo arcilloso a corto plazo en  $\text{kN/m}^2$ .
- 3/ Calcular la presión admisible del suelo arcilloso a corto plazo en  $\text{kN/m}^2$ .
- 4/ Dimensionar la zapata cuadrada de dimensiones mínimas para la carga de proyecto  $N_k$  en suelo arcilloso  $S_{17}$  (redondear el lado a módulo de 10 cm y no considerar el peso propio de la zapata).
- 5/ Sabiendo que los pilares son de 45 x 55 cm. Calcular el canto mínimo para la zapata rígida croquizada (EHE). (redondear el canto a módulo de 10 cm).



6/ Calcular en condiciones de carga con drenaje (largo plazo) los factores de capacidad de carga y coeficientes correctores conforme CTE (anexo F 1.1.1 y F 1.1.3)

7/ Calcular la presión de hundimiento (qth) del suelo arcilloso a largo plazo en  $\text{kN/m}^2$ . Comprobar el coeficiente de seguridad respecto al hundimiento del suelo arcilloso a largo plazo.

Finalmente y como conclusión de los números y resultados obtenidos en los apartados anteriores:

8/ Indicar la tensión admisible ( $\sigma_{adm}$ ) del suelo arcilloso en  $\text{daN/cm}^2$  para calcular el proyecto con zapatas (3 puntos).

Tiempo para este ejercicio 50 minutos. Puntuación = 10 PUNTOS.

1º  $c = c_w = 180 \text{ kN/m}^2$   $\beta = \text{CERO}$   $N_c = 5,14$   $N_q = 1$   $N_\gamma = \phi$

$d_c = 1$   $\left\{ \begin{array}{l} D < 2 \text{ m} \\ d_f = 1 \end{array} \right.$

$s_c = 1 + 0,2 \frac{B}{L} = 1,2$

$s_q = 1 + 1,5 \frac{f(\phi)}{f(\phi)} \cdot \frac{B}{L} = 1$

2º  $q_{th} = c_w \cdot N_c \cdot d_c \cdot s_c + q \cdot N_q \cdot d_f \cdot s_q = (180 \cdot 5,14 \cdot 1 \cdot 1,2) + (0,8 \cdot 21 \cdot 1 \cdot 1)$

$q_{th} = 1100,24 + 16,80 = 1117,04 \text{ kN/m}^2$

3º  $q_{adm} = \frac{1100,24}{3} + 16,80 = 386,88 \text{ kN/m}^2$

4º  $\frac{4000}{386,88} = A = 10,3391 \text{ m}^2 \rightarrow B = 3,22 \text{ m}$   $B = 3,30 \text{ m} = L$

5º  $V_{max} = \frac{5 \cdot 330 \cdot 45}{2} = 142,5 \text{ cm} \rightarrow h = \frac{142,5}{2} = 71,25 \Rightarrow h = 80 \text{ cm}$

6º  $c' = 60 \text{ kN/m}^2$   $\beta' = 20^\circ \rightarrow N_c = 14,83$   $N_q = 6,40$   $N_\gamma = 2,95$

$d_c = 1$   $\left\{ \begin{array}{l} D < 2 \text{ m} \\ d_f = 1 \end{array} \right.$

$s_c = 1,2$

$s_q = 1 + 1,5 \frac{f(20^\circ)}{f(20^\circ)} \cdot \frac{1}{1} = 1,546$

$s_\gamma = 1 - 0,3 \frac{B}{L} = 0,7$

$q_{th} = (60 \cdot 14,83 \cdot 1 \cdot 1,2) + (0,8 \cdot 21 \cdot 6,40 \cdot 1 \cdot 1,546) + (1 \cdot 21 \cdot 3 \cdot 3 \cdot 2,95 \cdot 1 \cdot 0,7)$

$q_{th} = 1067,76 + 166,23 + 71,55 = 1305,54 \text{ kN/m}^2$

$\sigma_R = \frac{1305,54}{\sigma_{adm}} = \frac{1305,54}{386,88} = 3,37 > 3 \text{ OK}$

$\sigma_{adm} = -3,8 \text{ daN/cm}^2$

$-3,9 \text{ daN/cm}^2$

Para obtener el aprobado es necesario alcanzar 5 puntos  
NOTA: Los errores conceptuales se puntuarán negativamente.



### 4.3.4 Presiones verticales admisibles para cimentaciones en roca

#### 4.3.4.1 Dimensionado según normas

- 1 En los casos de edificaciones sencillas con cargas de trabajo no muy elevadas, una primera aproximación en la determinación de las presiones admisibles frente al hundimiento y asientos podrá llevarse a cabo siguiendo normas de uso habitual, en los que se fijan mediante reglas sencillas las cargas admisibles que, en la realidad, se han seleccionado con gran prudencia y se encuentran muy alejadas de las condiciones de hundimiento. A estos efectos se podrán utilizar los valores indicados en la tabla D.25.

Tabla D.25. Presiones admisibles a efectos orientativos

Terreno	Tipos y condiciones	Presión admisible [Mpa] $\times 10 = \text{daN/cm}^2$	Observaciones
Rocas	Rocas ígneas y metamórficas sanas <sup>(1)</sup> (Granito, diorita, basalto, gneis)	10	Para los valores apuntados se supone que la cimentación se sitúa sobre roca no meteorizada
	Rocas metamórficas foliadas sanas <sup>(1), (2)</sup> (Esquistos, pizarras)	3	
	Rocas sedimentarias sanas <sup>(1)</sup> , <sup>(2)</sup> : Pizarras cementadas, limolitas, areniscas, calizas sin karsificar, conglomerados cementados	1 a 4	
	Rocas arcillosas sanas <sup>(2)</sup> , <sup>(4)</sup>	0,5 a 1	
	Rocas diaclasadas de cualquier tipo con espaciamiento de discontinuidades superior a 0,30m, excepto rocas arcillosas	1	
	Calizas, areniscas y rocas pizarrosas con pequeño espaciamiento de los planos de estratificación <sup>(3)</sup>	-	
	Rocas muy diaclasadas o meteorizadas <sup>(3)</sup>	-	
Suelos granulares (% finos inferior al 35% en peso)	Gravas y mezclas de arena y grava, muy densas	>0,6	Para anchos de cimentación (B) mayor o igual a 1 m y nivel freático situado a una profundidad mayor al ancho de la cimentación (B) por debajo de ésta
	Gravas y mezclas de grava y arena, medianamente densas a densas	0,2 a 0,6	
	Gravas y mezclas de arena y grava, sueltas	<0,2	
	Arena muy densa	>0,3	
	Arena medianamente densa	0,1 a 0,3	
	Arena suelta	<0,1	
Suelos finos (% de finos superior al 35% en peso)	Arcillas duras	0,3 a 0,6	Los suelos finos normalmente consolidados y ligeramente sobreconsolidados en los que sean de esperar asientos de consolidación serán objeto de un estudio especial. Los suelos arcillosos potencialmente expansivos serán objeto de un estudio especial
	Arcillas muy firmes	0,15 a 0,3	
	Arcillas firmes	0,075 a 0,15	
	Arcillas y limos blandos	<0,075	
	Arcillas y limos muy blandos		
Suelos orgánicos		Estudio especial	
Rellenos		Estudio especial	

<sup>(1)</sup> Los valores indicados serán aplicables para estratificación o foliación subhorizontal. Los macizos rocosos con discontinuidades inclinadas, especialmente en las cercanías de taludes, deben ser objeto de análisis especial.

<sup>(2)</sup> Se admiten pequeñas discontinuidades con espaciamiento superior a 1 m.

<sup>(3)</sup> Estos casos deben ser investigados "in situ"

<sup>(4)</sup> Estas rocas son susceptibles de hinchar por efecto de la relajación de tensiones asociada a las excavaciones. También son susceptibles de reblandecerse por efecto de su exposición al agua.

#### 4.3.4.2 Cálculo analítico simplificado

- 1 En casos de rocas de muy baja resistencia a la compresión simple ( $q_u < 2,5$  MPa; tabla D.9) o fuertemente diaclasadas ( $RQD < 25$ ; tabla D.16), o que estén bastante o muy meteorizadas (tabla D.5, grado de meteorización mayor que IV), se considerará la roca como si se tratase de un suelo y se recurrirá a los procedimientos de verificación correspondientes que se dan en este DB.

Tabla D.9. Clasificación de la roca matriz

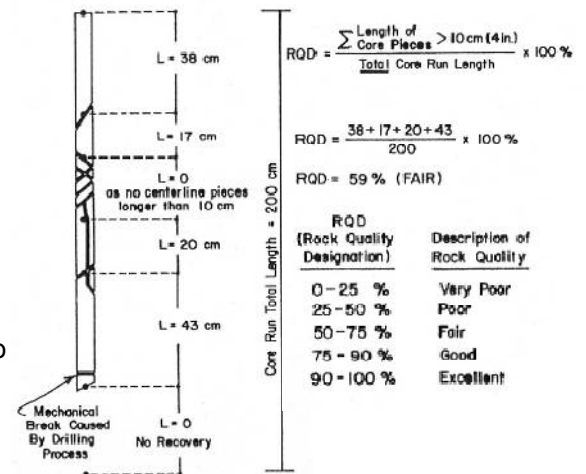
Ensayo de resistencia aproximado	Calificación de la Resistencia a compresión simple <sup>(1)</sup>	Valor estimado $q_u$ (MPa)
Se puede rayar con la uña	Especialmente débil	< 1
Se rompe con golpes de martillo moderados	Muy baja	1 a 5
Se puede rayar con la navaja	Baja	5 a 25
Se raya difícilmente con la navaja	Media	25 a 50
No puede rayarse con la navaja	Alta	50 a 100
Se puede romper con un golpe de martillo	Muy alta	100 a 250
Se requieren varios golpes de martillo para romperla	Extremadamente alta	> 250
Difícil de romper con el martillo de geólogo		
Con el martillo de geólogo sólo se pueden producir algunas esquirlas		



<sup>(1)</sup> Alternativamente, para obtener una indicación rápida de la resistencia a la compresión simple, se recomienda la utilización del Martillo Schmidt (Esclerómetro de mano).

Tabla D.16. Clasificación por el R.Q.D.

Clasificación	Valor del R.Q.D. (%)
Muy mala calidad	< 25
Mala calidad	25-50
Mediana calidad	50-75
Buena calidad	75-90
Excelente	90-100



**RQD = Rock Quality Designation.** Índice de calidad propuesto por Don U. Deere (1963) y que se obtiene en un sondeo, como el cociente, en %, entre la suma de trozos de testigo de roca recuperados de longitud superior a 10 cm. y la longitud total perforada.

Tabla D.5. Grado de meteorización de las rocas (ISRM)

Grado	Denominación	Criterio de reconocimiento
I	Roca sana o fresca	La roca no presenta signos visibles de meteorización, pueden existir ligeras pérdidas de color o pequeñas manchas de óxidos en los planos de discontinuidad
II	Roca ligeramente meteorizada	La roca y los planos de discontinuidad presentan signos de decoloración. La roca puede estar decolorada en la pared de las juntas pero no es notorio que la pared sea más débil que la roca sana
III	Roca moderadamente meteorizada	La roca está decolorada en la pared. La meteorización empieza a penetrar hacia el interior de la roca desde las discontinuidades. El material es notablemente más débil en la pared que en la roca sana. Material débil <50% del total
IV	Roca meteorizada o muy meteorizada	Más de la mitad del material está descompuesto a suelo. Aparece roca sana o ligeramente meteorizada de forma discontinua
V	Roca completamente meteorizada	Todo el material está descompuesto a un suelo. La estructura original de la roca se mantiene intacta
VI	Suelo residual	La roca está totalmente descompuesta en un suelo y no puede reconocerse ni la textura ni la estructura original. El material permanece "in situ" y existe un cambio de volumen importante



#### 4.3.4.2 Cálculo analítico simplificado

2 En rocas más duras, menos diaclasadas y menos alteradas que lo indicado en el párrafo precedente, y cuando se cumplan las siguientes condiciones, se podrá determinar la presión admisible de servicio  $q_d$  mediante la expresión (4.11).

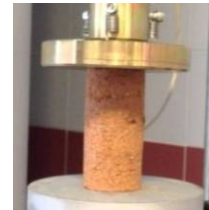
- a) la superficie de la roca es esencialmente horizontal sin problemas de inestabilidad lateral;
- b) la carga no tiene componente tangencial, o ésta es inferior al 10% de la carga normal;
- c) en rocas sedimentarias los estratos deben ser horizontales o subhorizontales.

$$q_d = K_{sp} \cdot q_u \tag{4.11}$$

siendo

$q_u$  la resistencia a la compresión simple de la roca sana

$$K_{sp} = \frac{3 + \frac{s}{B}}{10 \sqrt{1 + 300 \frac{a}{s}}} \quad 0,11 < K_{sp} < 0,5 \tag{4.12}$$



$s$  espaciamiento de las discontinuidades;  $s > 300$  mm

$B$  anchura del cimientado en m;  $0,05 < s/B < 2$

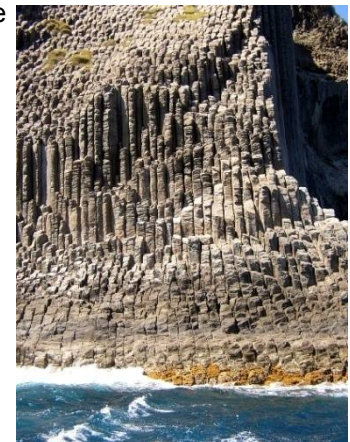
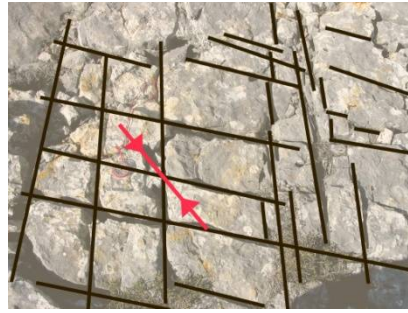
$a$  apertura de las discontinuidades;  $a < 5$  mm en junta limpia,  $a < 25$  mm en junta rellena con suelo o con fragmentos de roca alterada; siendo  $0 < a/s < 0,02$

**Diaclasa:** grieta o fractura que se forma en una roca sin existir desplazamiento de los bloques situados a ambos lados de la misma.

Se distingue de las **fallas** en que en estas sí hay desplazamientos de los bloques.



Diaclasas en dos direcciones conjugadas (Cretácico de Cuenca).  
En rojo dirección de las compresiones



Diaclasas verticales en basalto (Los Organos, isla de la Gomera)

3 A efectos de verificación del estado límite último de hundimiento el valor de  $q_d$  determinado a través de la expresión (4.11) puede considerarse que lleva incorporado un coeficiente de seguridad  $\gamma_R = 3$ . Para la comprobación del asiento se podrá recurrir al empleo de formulaciones elásticas. Los módulos de deformación a emplear habrán de ser representativos del macizo.

4 De forma orientativa, para rocas con índice RMR < 50 se podrá emplear la siguiente expresión:

$$E_{\text{macizo}} = \alpha \cdot 10^{\frac{\text{RMR}-10}{40}} \text{ (GPa)} \tag{4.13}$$

siendo

$\alpha = 0,1$  para  $q_u = 1$  MPa;

$\alpha = 0,2$  para  $q_u = 4$  MPa;

$\alpha = 0,3$  para  $q_u = 10$  MPa;

$\alpha = 0,7$  para  $q_u = 50$  MPa;

$\alpha = 1,0$  para  $q_u > 100$  MPa.

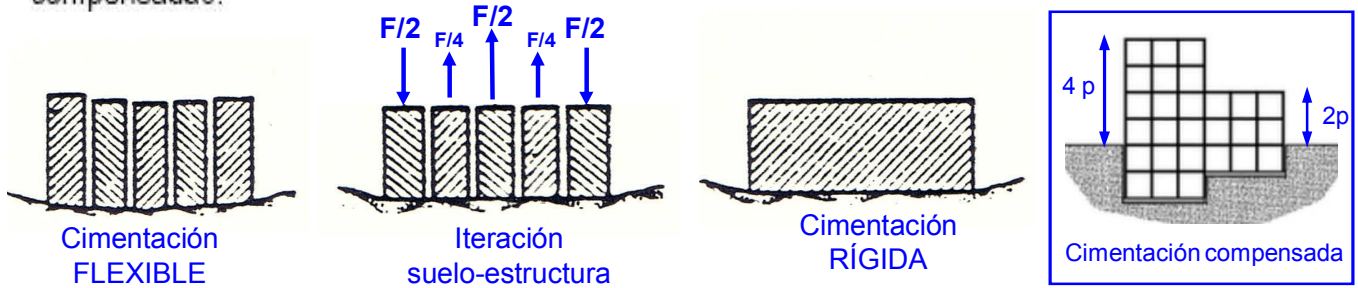
Clase	Descripción del macizo rocoso	RMR
I	Roca muy buena	81–100
II	Roca buena	61–80
III	Roca aceptable	41–60
IV	Roca mala	21–40
V	Roca muy mala	0–20

Índice de calidad RMR

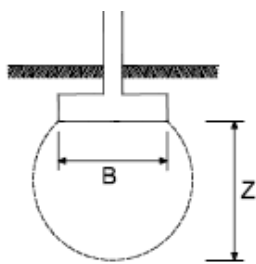
**RMR = Rock Mass Rating.** Índice de calidad propuesto por Richard Z. Bieniawski (1973). Varía entre cero y cien. Permite hacer una clasificación de rocas "in situ" y estimar el mantenimiento y longitud de un vano. Se utiliza usualmente en sostenimiento de túneles, taludes y cimentaciones. Está relacionado empíricamente con el módulo de Young del macizo rocoso. No de la roca intacta.

## 4.4 Asiento de las cimentaciones directas

- 1 La estimación de los asientos producidos por una cimentación directa requiere generalmente la determinación de la distribución de presiones verticales originadas por las cargas en el terreno, lo que podrá llevarse a cabo mediante el empleo de formulaciones elásticas. (véase tablas D.23 y D.24)
- 2 En la estimación de los asientos se podrá utilizar la presión neta, de utilidad para las cimentaciones compensadas.



- 3 En general se podrá suponer que la zona de interés a efectos de cálculo de asientos se circunscribe a una profundidad tal que el incremento de presión vertical originado en el terreno sea el menor de los siguientes valores:
  - a) el 10% de la presión vertical neta transmitida por la cimentación;
  - b) el 5% de la presión efectiva vertical existente a esa profundidad antes de construir el edificio.



B: ancho de la cimentación (dimensión menor en planta en el caso de cimentaciones rectangulares, ancho medio en trapezoidales y diámetro en circulares),

Z: Profundidad de Influencia ( $\approx 1,5$  a  $2B$ )

Figura E.5. Concepto de bulbo de tensiones

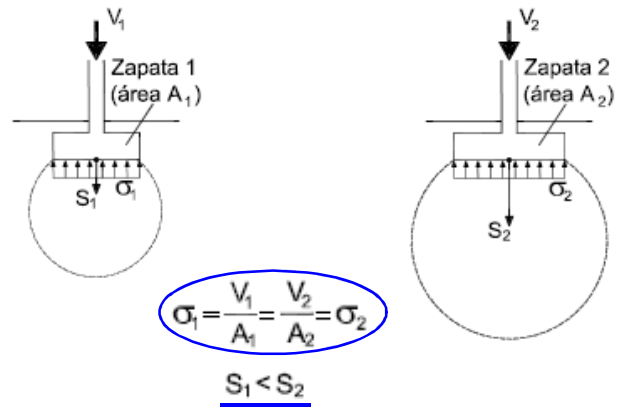


Figura E.6. Influencia de las dimensiones del cimient

- 4 El criterio apuntado en el párrafo anterior suele dar lugar a que, el citado límite de interés en el terreno tenga una profundidad aproximada de  $2B$ , siendo  $B$  el ancho o dimensión menor en planta de la cimentación correspondiente.
- 5 Si se trata de un edificio cimentado por zapatas relativamente próximas los bulbos de tensiones de las zapatas individuales se podrán solapar en profundidad (véase apartado E.4). Los criterios expuestos en los párrafos anteriores deben aplicarse teniendo en cuenta el potencial efecto de solape citado.

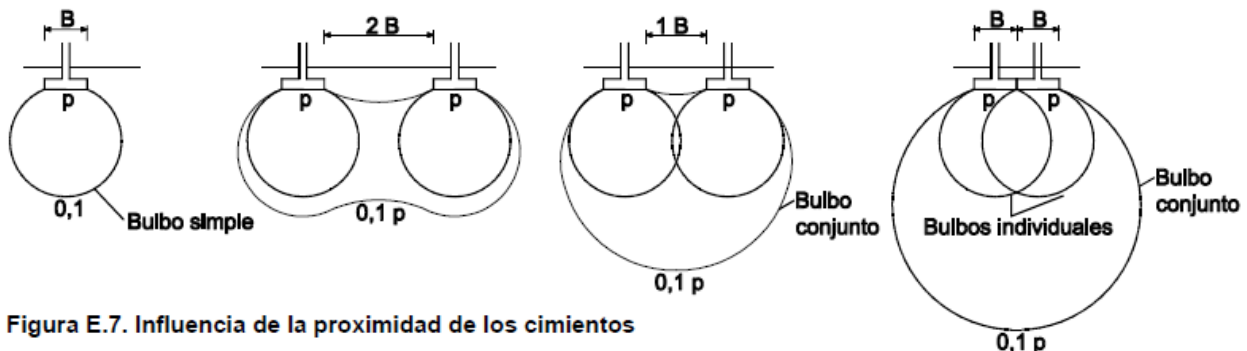


Figura E.7. Influencia de la proximidad de los cimientos

- 6 La estimación de asientos se podrá realizar conforme a lo indicado en el anejo F.1.2.