

Problemas de capacidad de carga

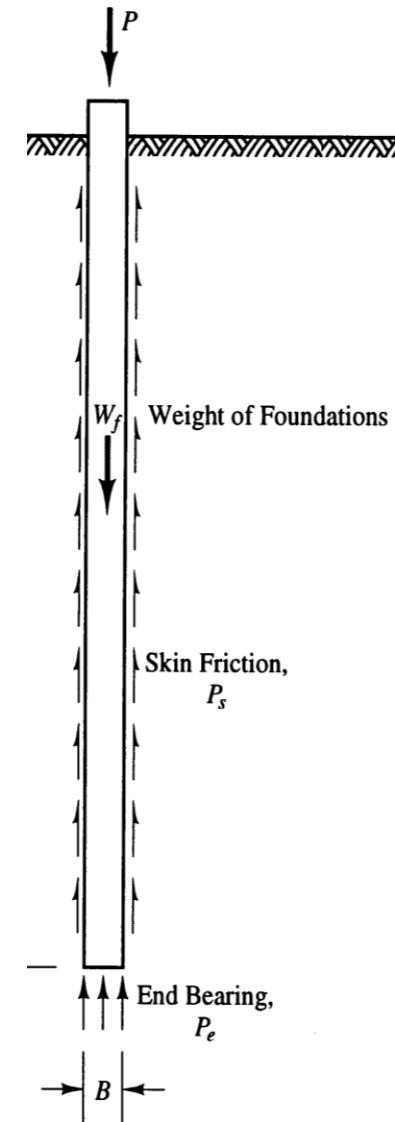
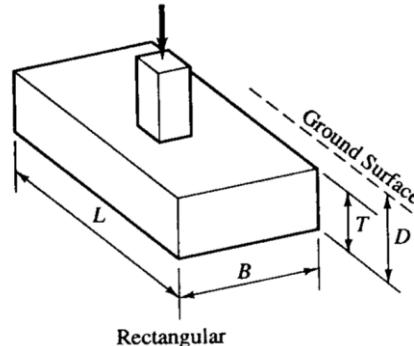
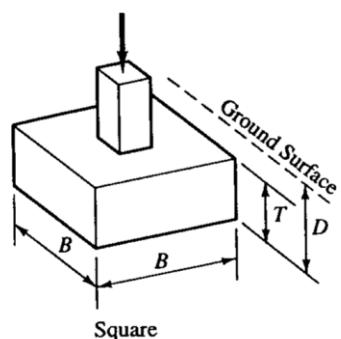


Definición de capacidad de carga

Capacidad de carga: carga que produce **hundimiento permanente** de la fundación en el terreno

El hundimiento debe estar asociado a una superficie en la que el terreno falla por corte

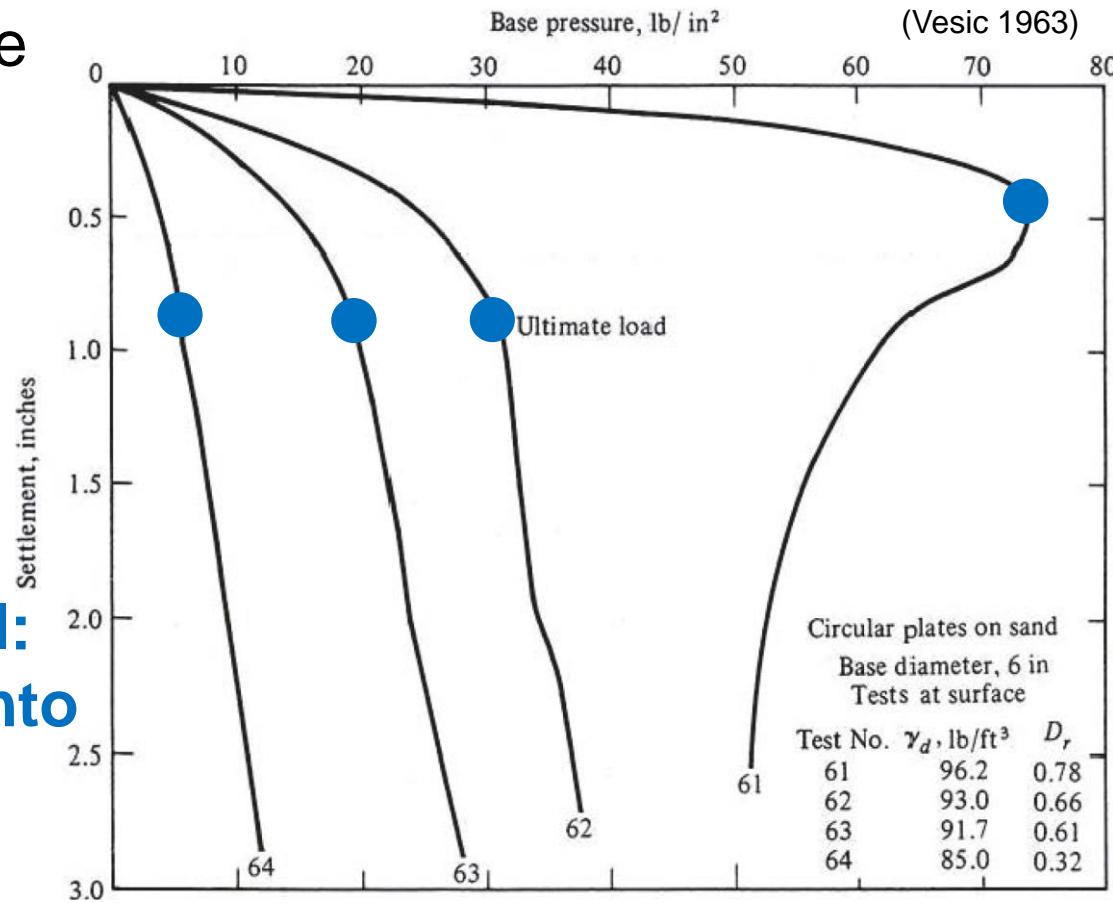
Excluye los hundimientos por compresión elastoplástica del terreno (p.e. consolidación)



Incertidumbre en la definición de la carga última en los ensayos de carga

Las zapatas no muestran una “carga última” bien definida

- A medida que la zapata se entierra, aumenta su “tapada”
- Las zapatas tienden a girar cuando se acercan a su carga última

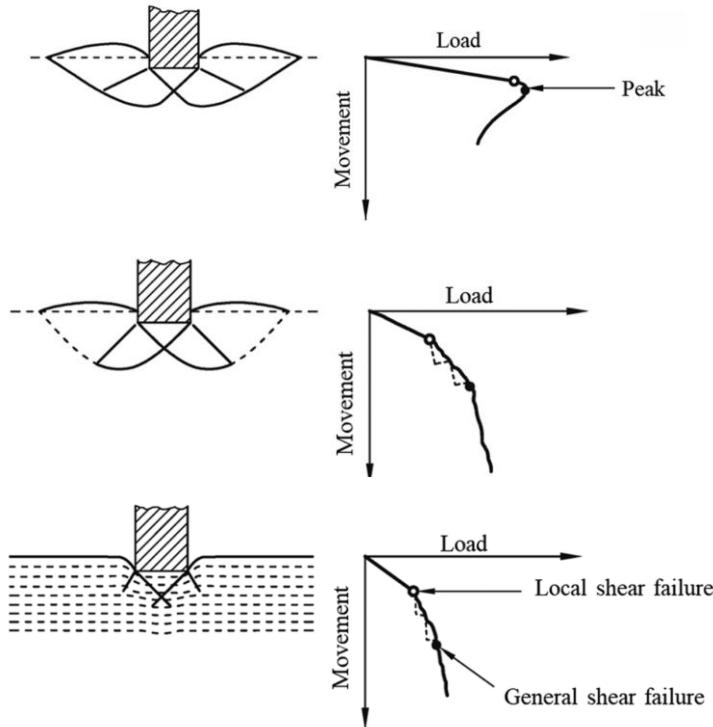


Carga última convencional:
la curva carga- asentamiento
alcanza pendiente mínima

Modos de falla por capacidad de carga

La capacidad portante no depende únicamente de la resistencia del suelo. También se ve afectada por la compresibilidad del suelo.

- Fallas general por corte (Arenas densas / Arcillas rígidas)
- Comportamiento intermedio (Falla local)
- Falla por punzonamiento (Arenas sueltas / Arcillas blandas)



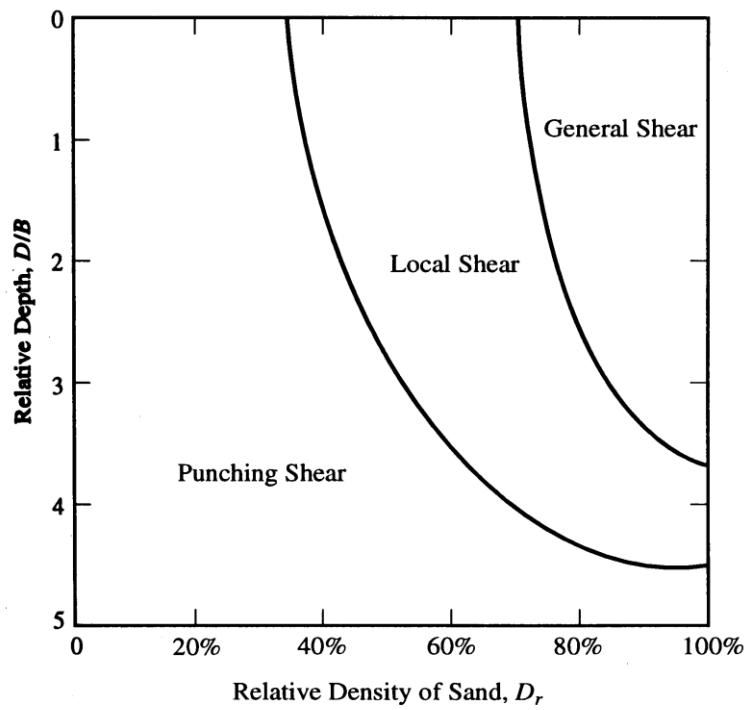
Modos de falla por capacidad de carga

La capacidad portante no depende únicamente de la resistencia del suelo. También se ve afectada por la compresibilidad del suelo.

Failure mode	Cohesionless soil (e.g. sand)			Cohesive soil (e.g. clay)	
	Density condition	Relative density (D_r)	(N_1) ₆₀	Consistency	Undrained shear strength (s_u)
General shear failure (Figure 4.2a)	Dense to very dense	65%–100%	> 20	Very stiff to hard	> 100 kPa
Local shear failure (Figure 4.2b)	Medium dense	35%–65%	5–20	Medium to stiff	25–100 kPa
Punching shear failure (Figure 4.2c)	Loose to very loose	0%–35%	< 5	Soft to very soft	< 25 kPa

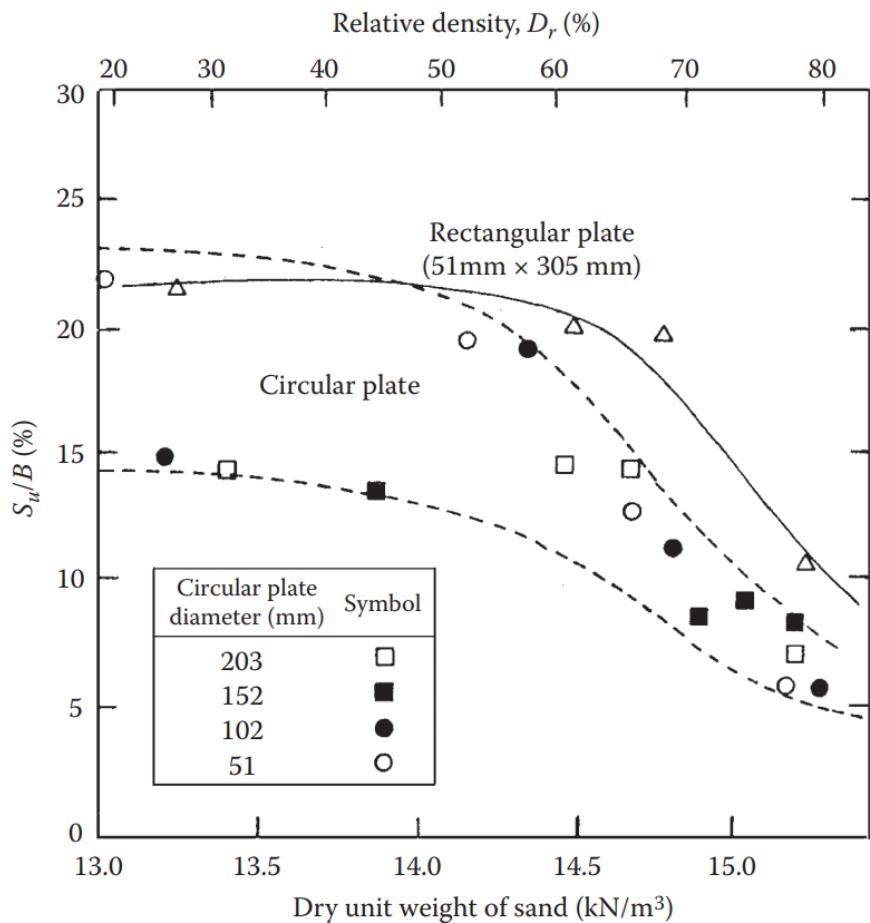
Source: data from Day 2006

Note: (N_1)₆₀ = N value of standard penetration test corrected for both testing procedures and vertical effective stress.

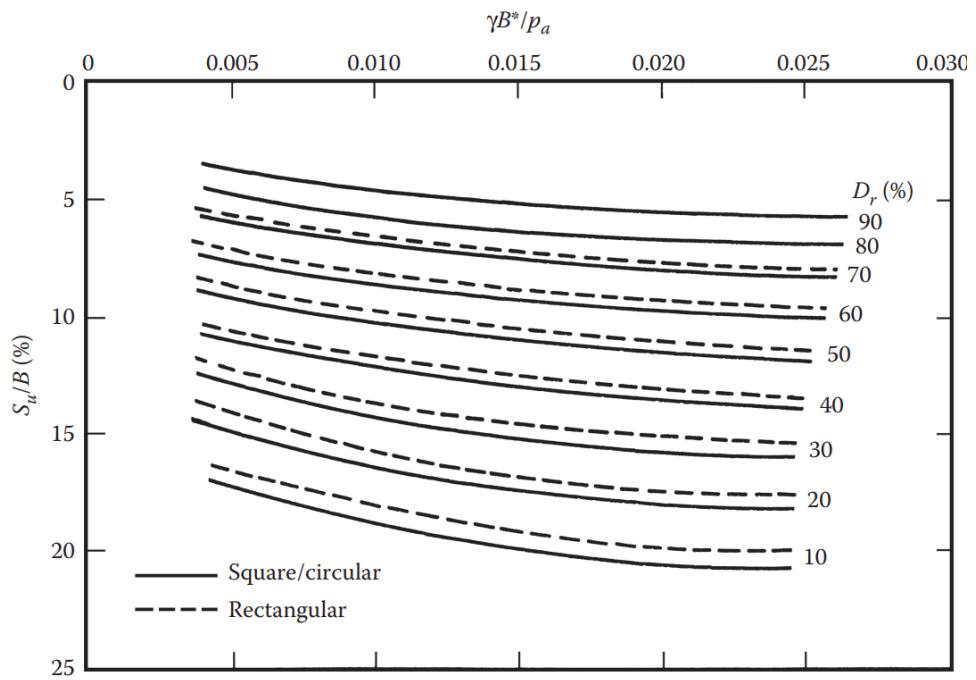


(Vesic 1973)

Asentamientos para la carga última (S_u)



Vesic (1963)

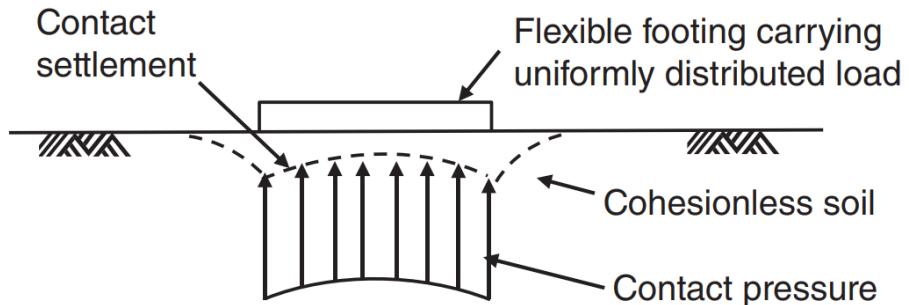


$$B^* = \frac{2BL}{B+L}$$

DeBeer (1967)

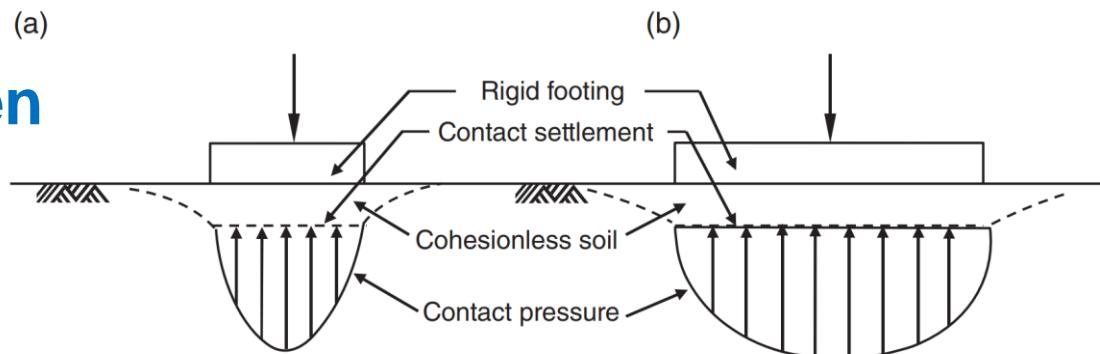
Distribución de presiones

- La distribución de presión bajo el plano de fundación es función de la rigidez relativa entre la fundación y el terreno y las características de este último.
 - **Fundaciones flexibles en suelos granulares**



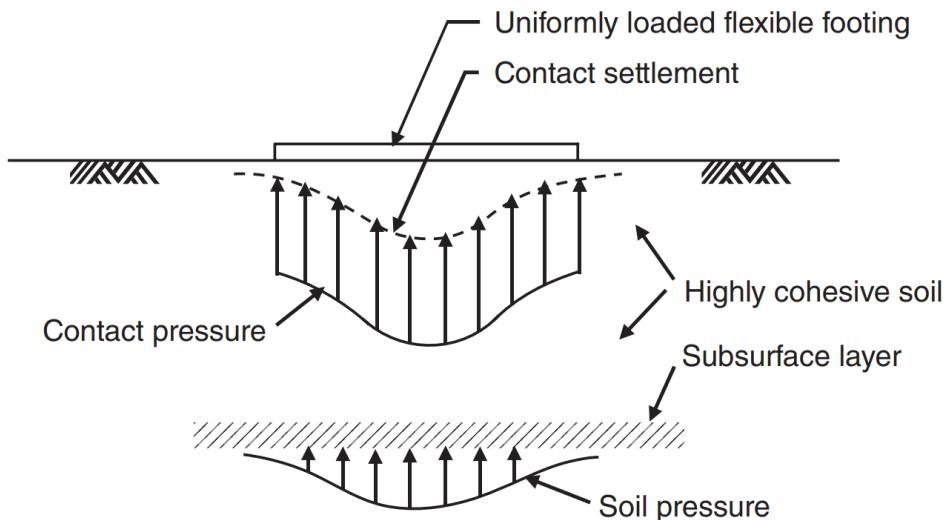
Distribución de presiones

- La distribución de presión bajo el plano de fundación es función de la rigidez relativa entre la fundación y el terreno y las características de este último.
 - Fundaciones flexibles en suelos granulares
 - **Fundaciones rígidas en suelos granulares**



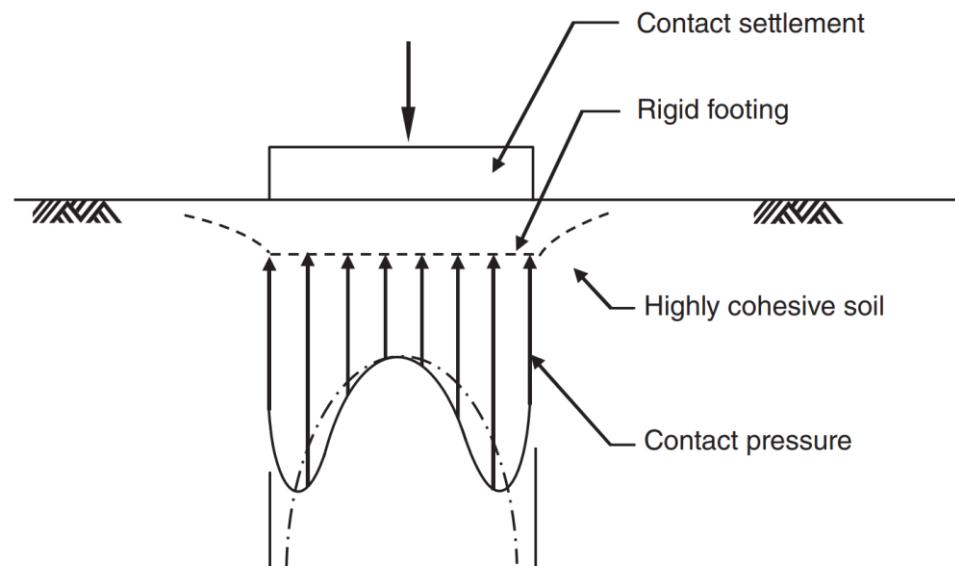
Distribución de presiones

- La distribución de presión bajo el plano de fundación es función de la rigidez relativa entre la fundación y el terreno y las características de este último.
 - Fundaciones flexibles en suelos granulares
 - Fundaciones rígidas en suelos granulares
 - **Fundaciones flexibles en suelos cohesivos**



Distribución de presiones

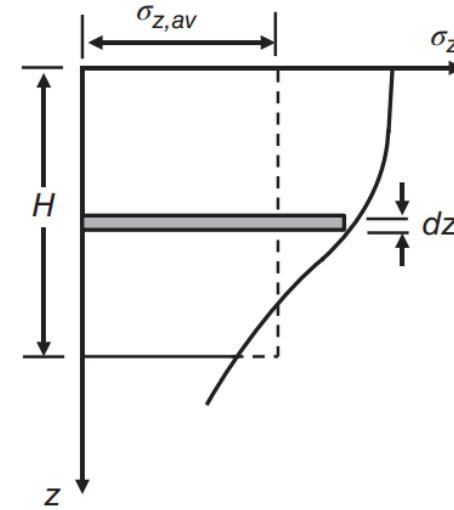
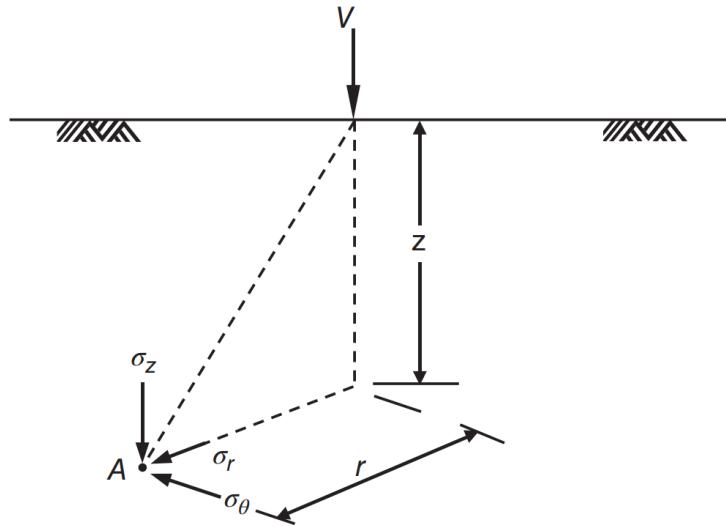
- La distribución de presión bajo el plano de fundación es función de la rigidez relativa entre la fundación y el terreno y las características de este último.
 - Fundaciones flexibles en suelos granulares
 - Fundaciones rígidas en suelos granulares
 - Fundaciones flexibles en suelos cohesivos
 - **Fundaciones rígidas en suelos cohesivos**



Distribución de presiones en la masa del terreno

- Distribución de presiones bajo una carga puntual (Solución de Boussinesq)

$$\sigma_v = \frac{3V}{2\pi z^2} \frac{1}{(1 + (r/z)^2)^{5/2}} = \frac{3V}{2\pi z^2} I$$



Distribución de presiones en la masa del terreno

$$d\sigma_v = \frac{3 q (dx dy) z^3}{2 \pi (x^2 + y^2 + z^2)^{5/2}}$$

La presión vertical en el punto A:

$$\sigma_z = \int_{x=0}^B \int_{y=0}^L d\sigma_z$$

$$\sigma_z = \int_{x=0}^B \int_{y=0}^L \frac{3 q (dx dy) z^3}{2 \pi (x^2 + y^2 + z^2)^{5/2}}$$

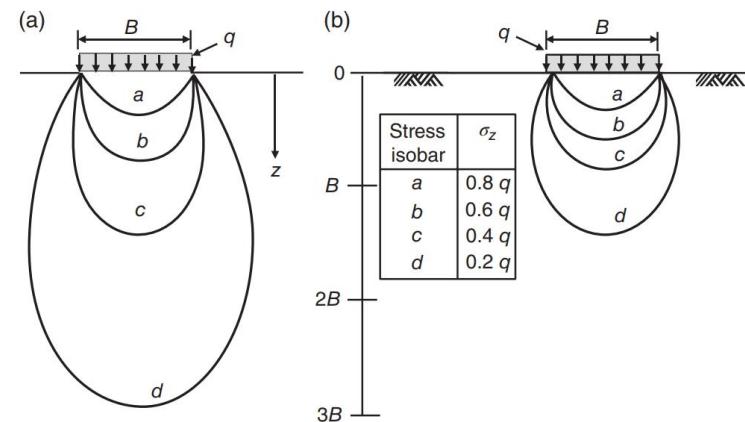
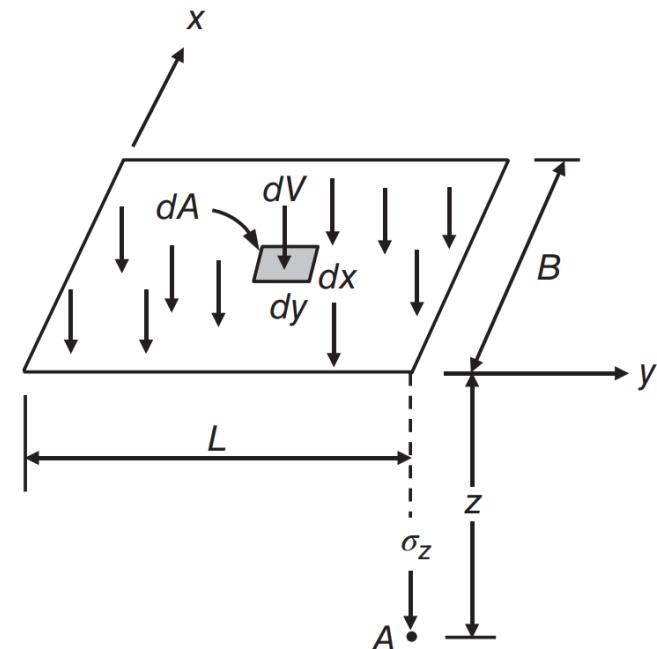


Figure 2.37 Contours of equal vertical stress: (a) under strip area, (b) under square area (redrawn from Knappett and Craig, 2012).

Métodos de diseño de fundaciones superficiales

Métodos directos: se verifica cada estado límite en forma independiente

1. *ULS:* asumiendo comportamiento rígido plástico (métodos de equilibrio o estado límite, Vesic o Brinch-Hansen)

Soluciones de la teoría de la plasticidad

Teoremas de estado límite

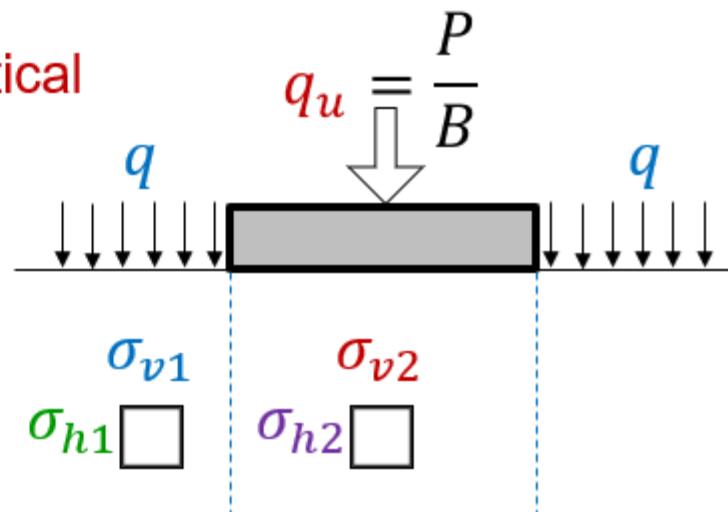
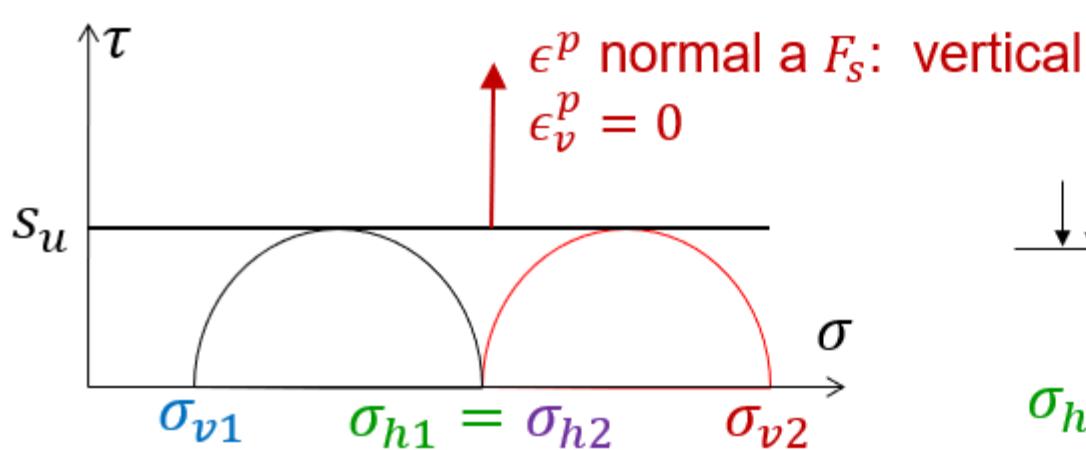
- **Teorema de límite inferior (teorema estático)**
 - campo tensional en equilibrio con acciones exteriores;
 - respeta ecuación constitutiva;
 - reacciones menores o iguales a las de falla.
- **Teorema de límite superior (teorema cinemático)**
 - mecanismo con trabajo igual a energía disipada;
 - respeta ecuación constitutiva;
 - reacciones mayores o iguales a las de falla.

Cuando ambos coinciden: Solución exacta.

Teorema inferior: Capacidad de carga no drenada

Campo tensional equilibrado: Líneas punteadas $\tau = 0$

- 1: $\sigma_{v1} = q$; $\sigma_{h1} = \sigma_{v1} + 2 \cdot s_u$
- 2: $\sigma_{h2} = \sigma_{h1}$; $\sigma_{v2} = \sigma_{h2} + 2 \cdot s_u = q_u = 4 \cdot s_u + q$



Solución exacta: $q_u = (2 + \pi) \cdot s_u + q$

Teorema superior: Capacidad de carga no drenada

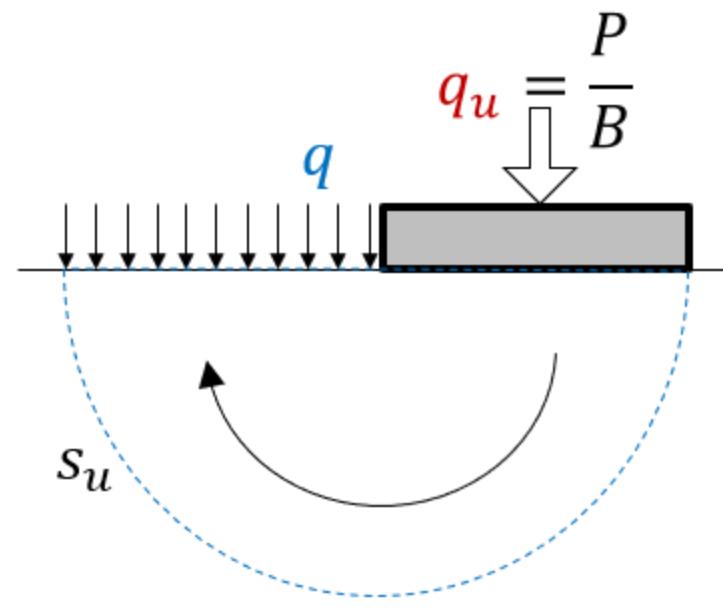
Mecanismo cinemático: falla equilibrada, giro infinitesimal θ

- 1: $W_{in} = P \cdot B/2 \cdot \theta$
- 2: $W_{out} = (\pi \cdot B) \cdot (B \cdot \theta) \cdot s_u + q \cdot B \cdot B/2 \cdot \theta$
- 3: $W_{in} = W_{out} \rightarrow P/B = \mathbf{q}_u = 2\pi \cdot s_u + \mathbf{q}$

Superior: $\mathbf{q}_u = 2\pi \cdot s_u + \mathbf{q}$

Exacta: $\mathbf{q}_u = (2 + \pi) \cdot s_u + \mathbf{q}$

Inferior: $\mathbf{q}_u = 4 \cdot s_u + \mathbf{q}$



Ejercicio 1

- Calcule la capacidad de carga no drenada de una fundación superficial con las siguientes características mediante los teoremas de estado límite:
 - $B = 3 \text{ m}$
 - $D = 0 \text{ m}$
 - $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
 - $s_u = 30 \text{ kPa}$

Ejercicio

- Teorema inferior:

$$q_u = 4 \cdot s_u + q = 4 \cdot 30 \text{ kPa} + 0 \text{ kPa} = 120 \text{ kPa}$$

- Teorema superior

$$q_u = 2\pi \cdot s_u + q = 2\pi \cdot 30 \text{ kPa} + 0 \text{ kPa} = 188 \text{ kPa}$$

- Solución exacta

$$q_u = (2 + \pi) \cdot s_u + q = (2 + \pi) \cdot 30 \text{ kPa} + 0 \text{ kPa} = 154 \text{ kPa}$$

Ahora resuelva el mismo problema mediante el software Optum y analice la influencia de q . Utilice el modelo de Tresca (modelo equivalente a Mohr Coulomb en condiciones no drenadas y estado de deformaciones planas)

Ejercicio

Y si $D = 2 \text{ m}$:

- Teorema inferior:

$$q_u = 4 \cdot s_u + q = 4 \cdot 30 \text{ kPa} + 40 \text{ kPa} = 160 \text{ kPa}$$

- Teorema superior

$$q_u = 2\pi \cdot s_u + q = 2\pi \cdot 30 \text{ kPa} + 40 \text{ kPa} = 228 \text{ kPa}$$

- Solución exacta

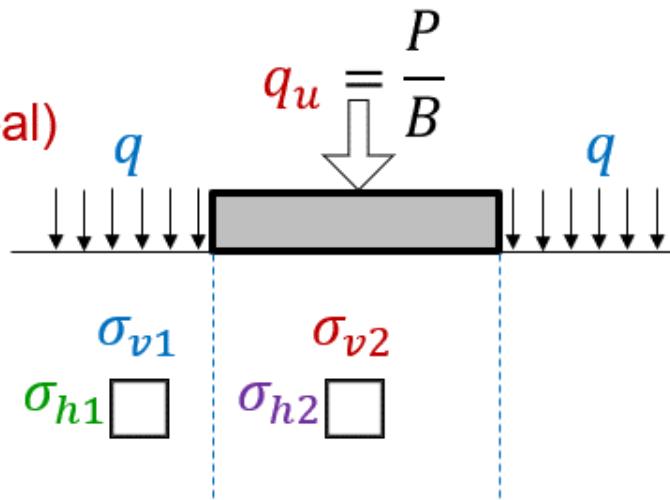
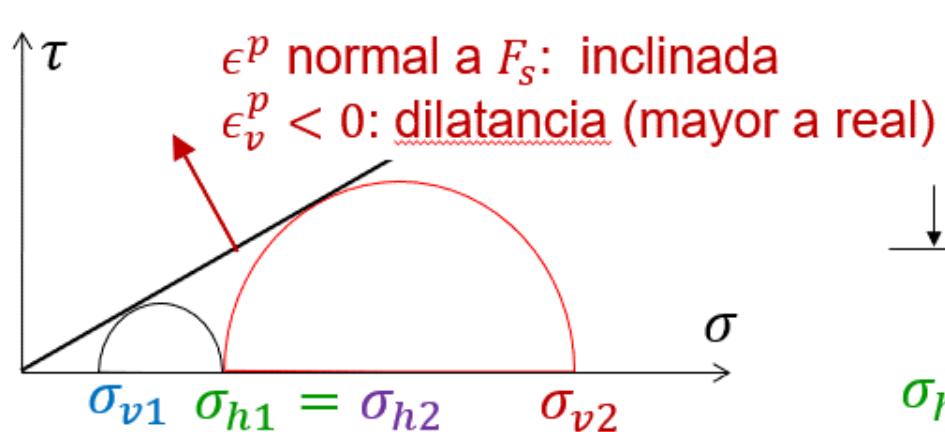
$$q_u = (2 + \pi) \cdot s_u + q = (2 + \pi) \cdot 30 \text{ kPa} + 40 \text{ kPa} = 194 \text{ kPa}$$

Por que los valores analíticos resultan conservadores?

Teorema inferior: Capacidad de carga drenada

Campo tensional equilibrado: Líneas punteadas $\tau = 0$

- 1: $\sigma_{v1} = q$; $\sigma_{h1} = \sigma_{v1} \cdot N_\phi$
- 2: $\sigma_{h2} = \sigma_{h1}$; $\sigma_{v2} = \sigma_{h2} \cdot N_\phi = q_u = q \cdot N_\phi^2$



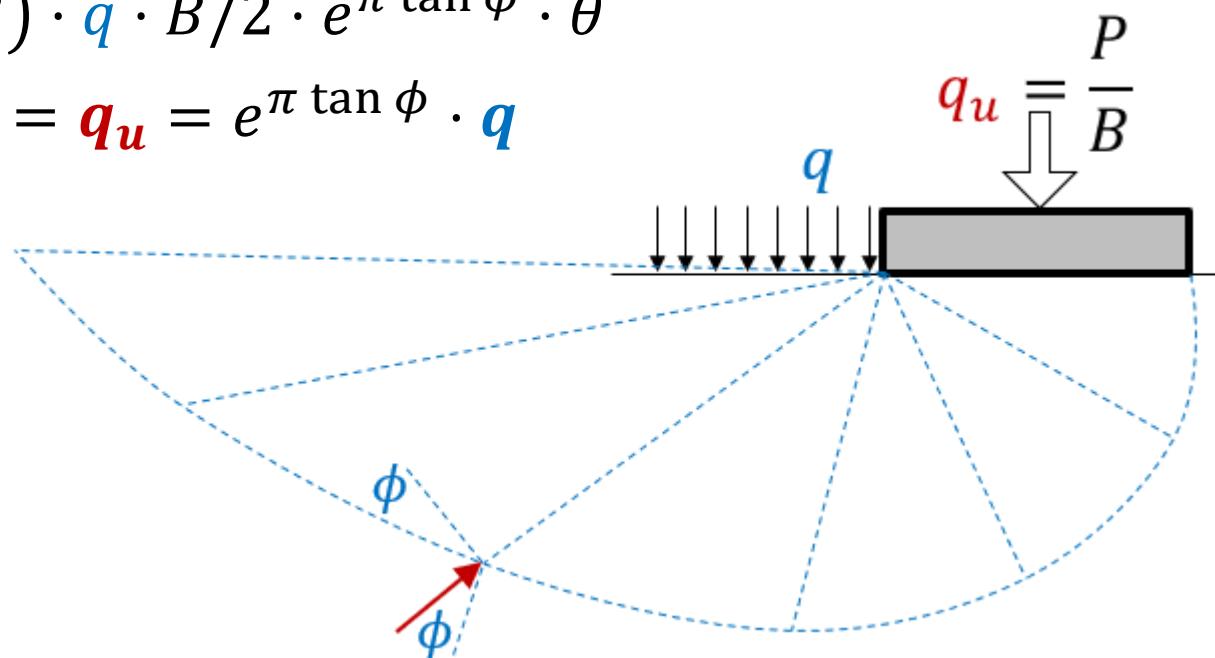
Solución exacta: $q_u = q \cdot e^{\pi \tan(\phi)} \cdot N_\phi$

Teorema superior: Capacidad de carga drenada

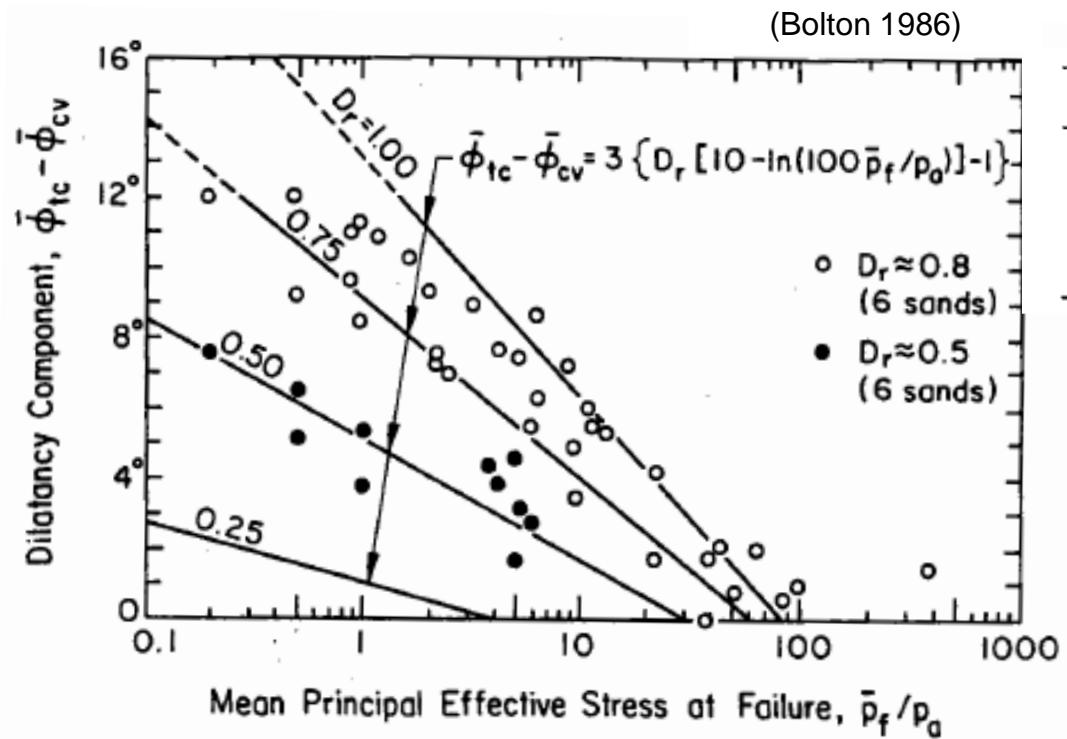
Mecanismo cinemático: giro infinitesimal θ con $\phi = \psi$

$$\tan[\phi] = \frac{dr}{r d\theta} \rightarrow r = r_0 \cdot e^{\theta \tan \phi} \text{ (espiral logarítmica)}$$

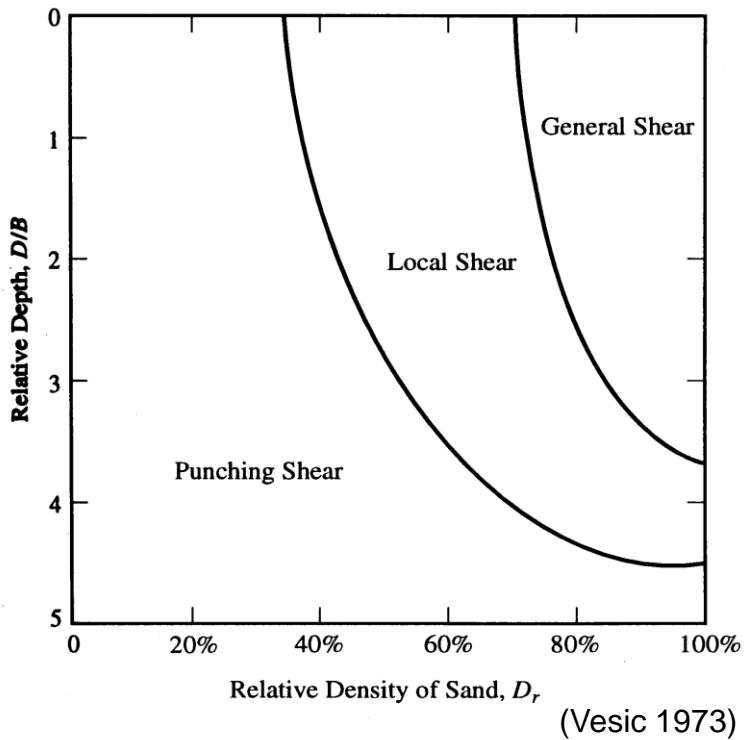
- 1: $W_{in} = P \cdot B/2 \cdot \theta$
- 2: $W_{out} = (e^{\pi \tan \phi} \cdot B) \cdot q \cdot B/2 \cdot e^{\pi \tan \phi} \cdot \theta$
- 3: $W_{in} = W_{out} \rightarrow P/B = q_u = e^{\pi \tan \phi} \cdot q$



Como incide la densidad relativa en los problemas de capacidad de carga?



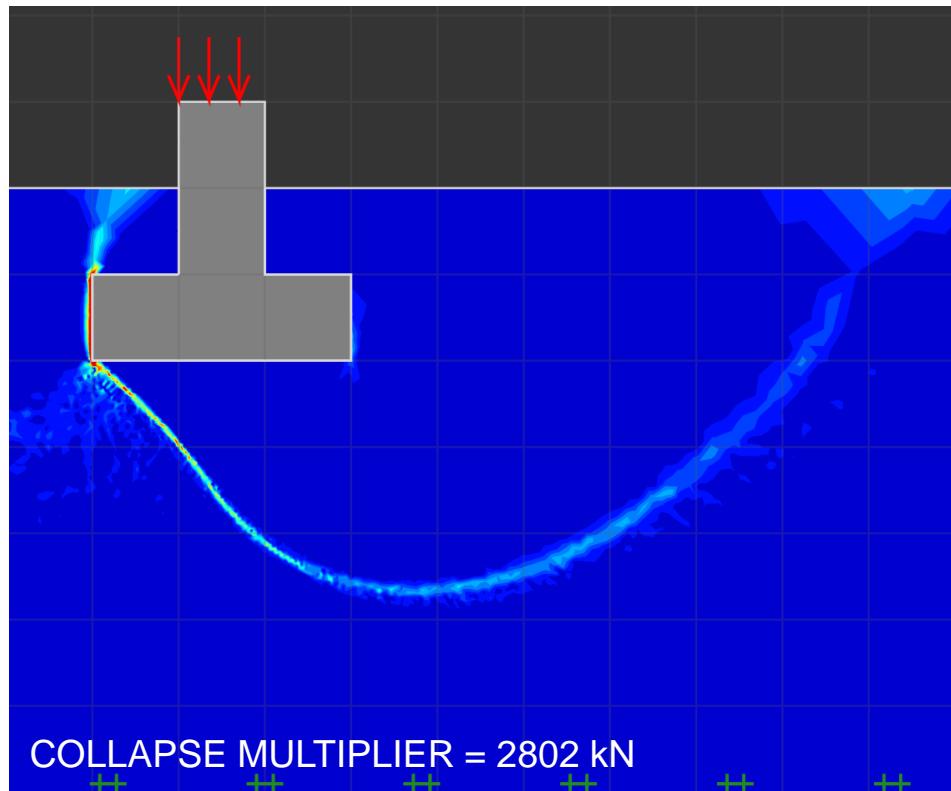
Q	Grain type
10	Quartz and feldspar
8	Limestone
7	Anthracite
5.5	Chalk



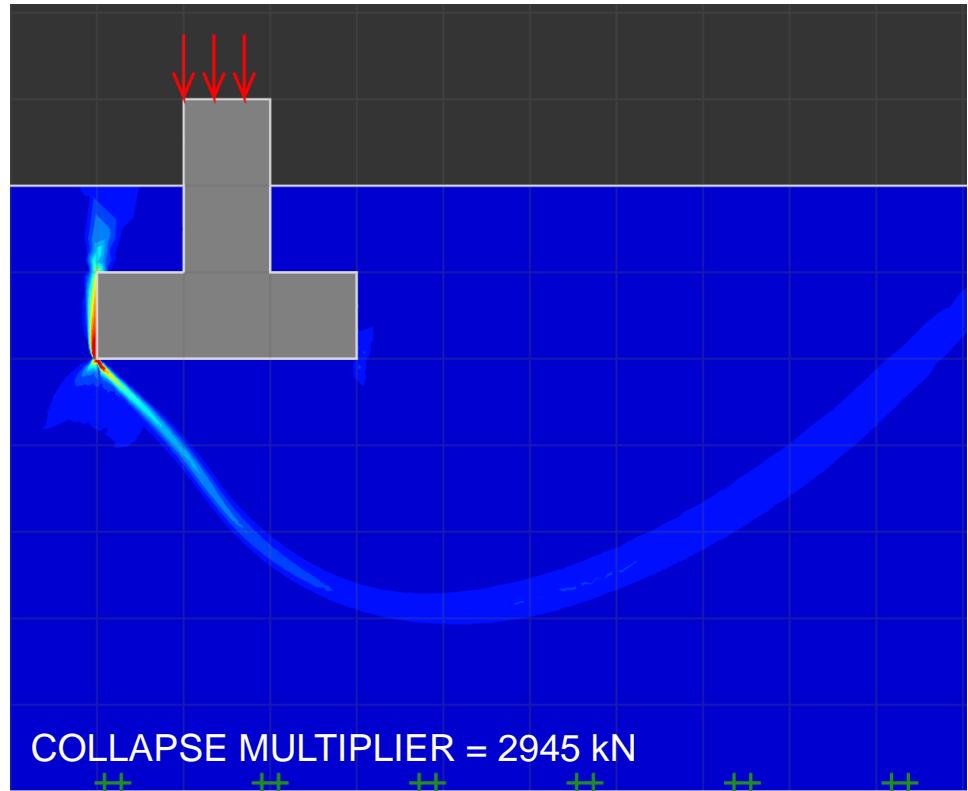
$$\phi - \phi_{cv} = 3^\circ D_r \left(Q - \ln \left[\frac{100 p}{p_{atm}} \right] \right) - 3^\circ$$

Ejemplo OPTUM 2D (Fundación con carga excéntrica)

Lower Bound (MC - ϕ' = 25)

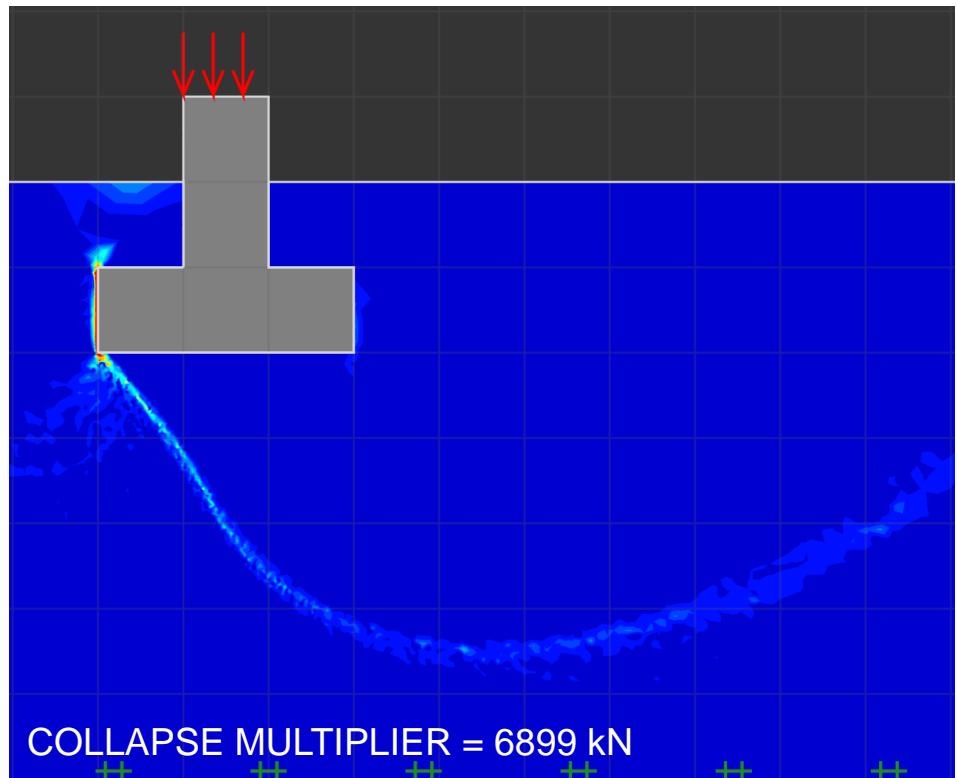


Upper Bound (MC - ϕ' = 25)

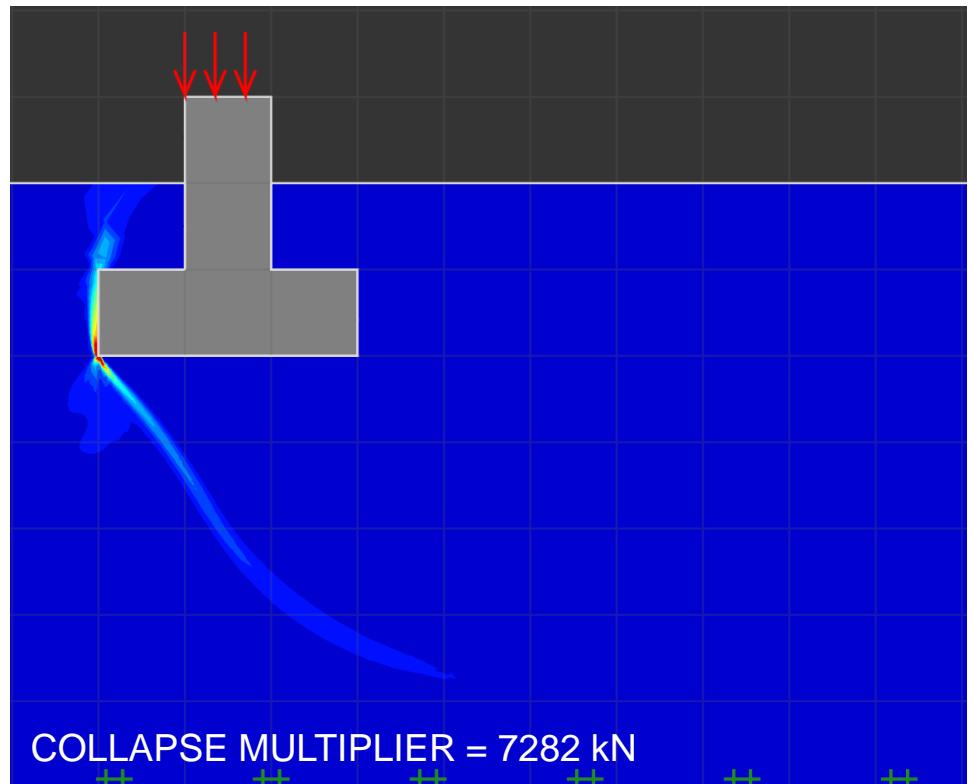


Ejemplo OPTUM 2D (Influencia de la densidad relativa)

Lower Bound (MC - $\phi' = 32$)

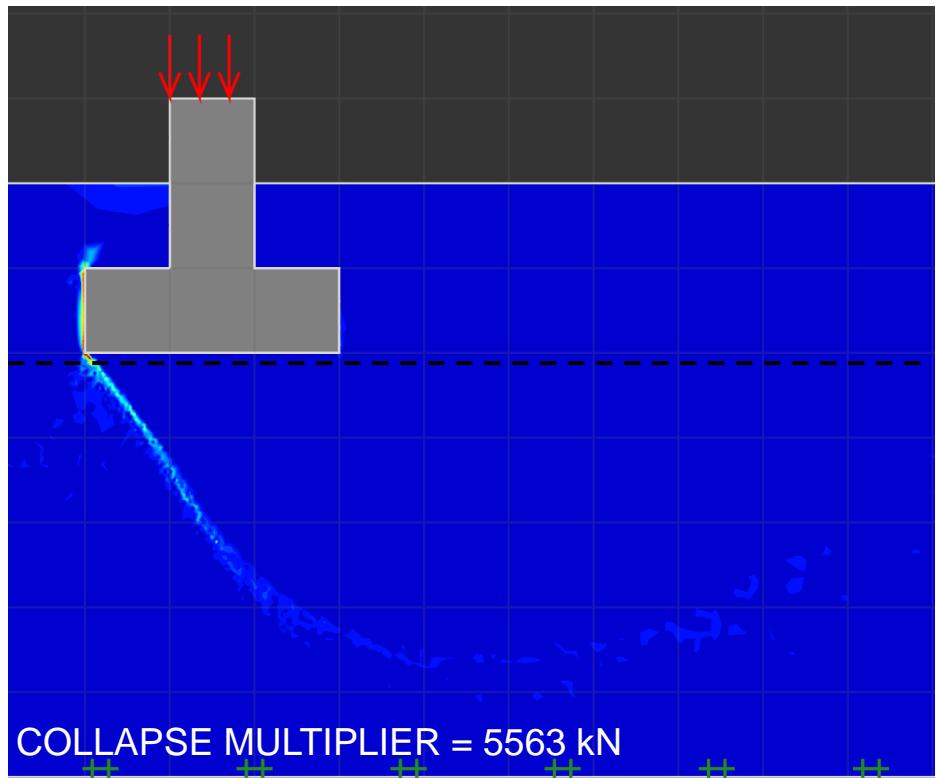


Upper Bound (MC - $\phi' = 32$)

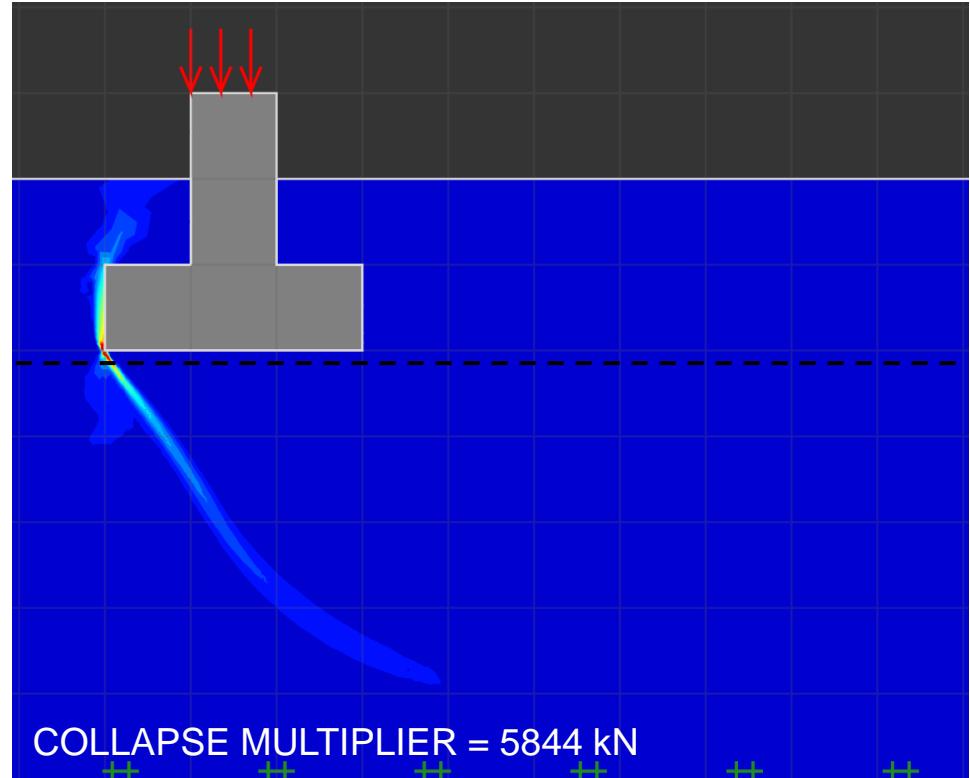


Ejemplo OPTUM 2D (Influencia del nivel freático)

Lower Bound (MC - $\phi' = 32$)



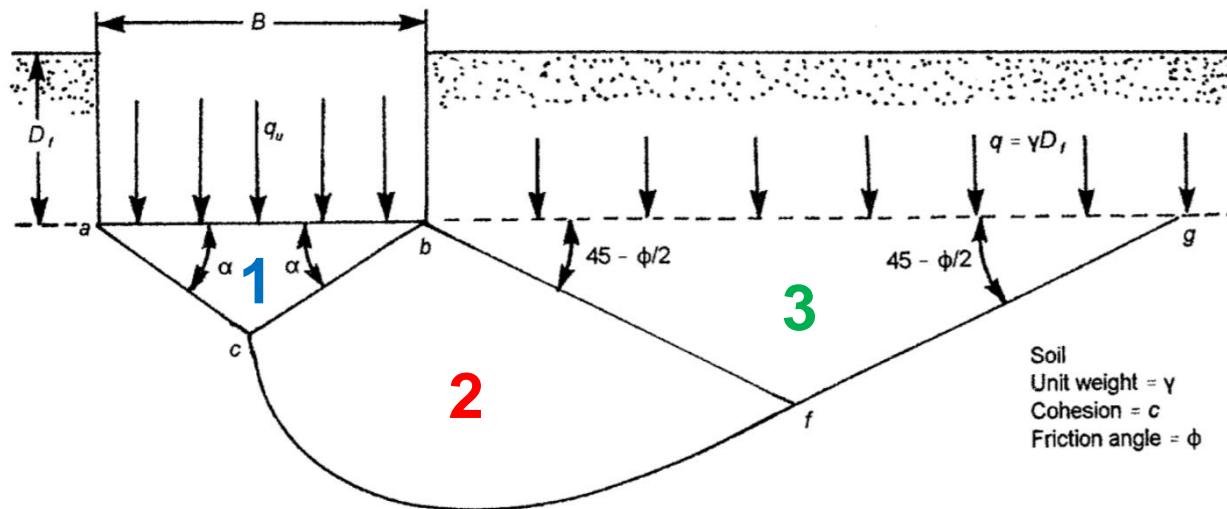
Upper Bound (MC - $\phi' = 32$)



Capacidad de Carga (Terzagui 1943)

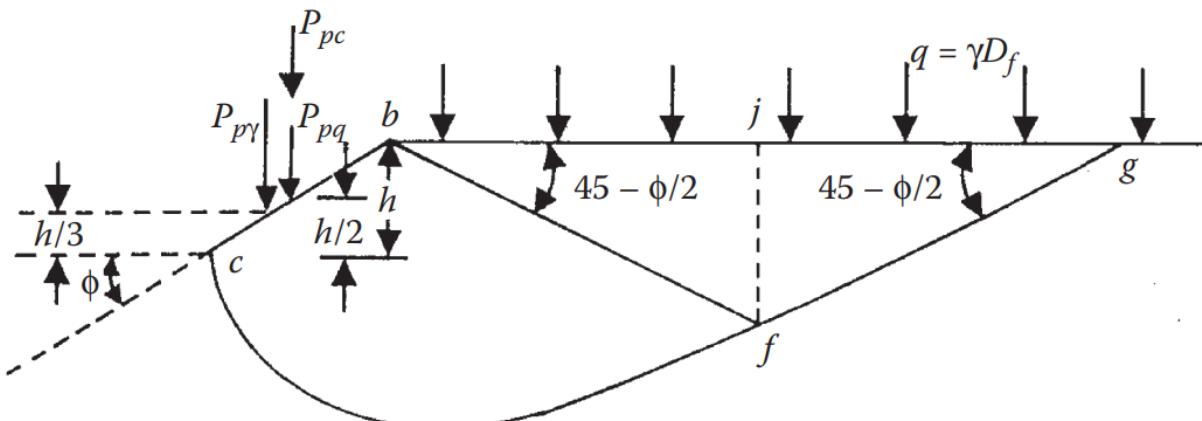
La superficie de falla en el suelo frente a la carga ultima fue dividida en tres zonas (Terzagui 1943)

1. Zona elástica ($\alpha = \phi'$)
2. Zona de corte radial de Prandtl ($r = r_0 e^{\theta \tan \phi}$)
3. Zona pasiva de Rankine



Capacidad de Carga (Terzagui 1943)

- La carga q_u que produce la falla es función de q , c' , γ y ϕ
- $$P_p = P_{pq} + P_{pc} + P_{p\gamma}$$
- La solución propuesta por Terzagui implica el método de superposición de efectos (Solución no exacta)



Capacidad de Carga (Primera estimación)

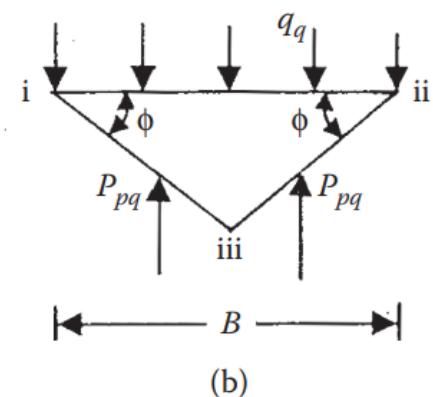
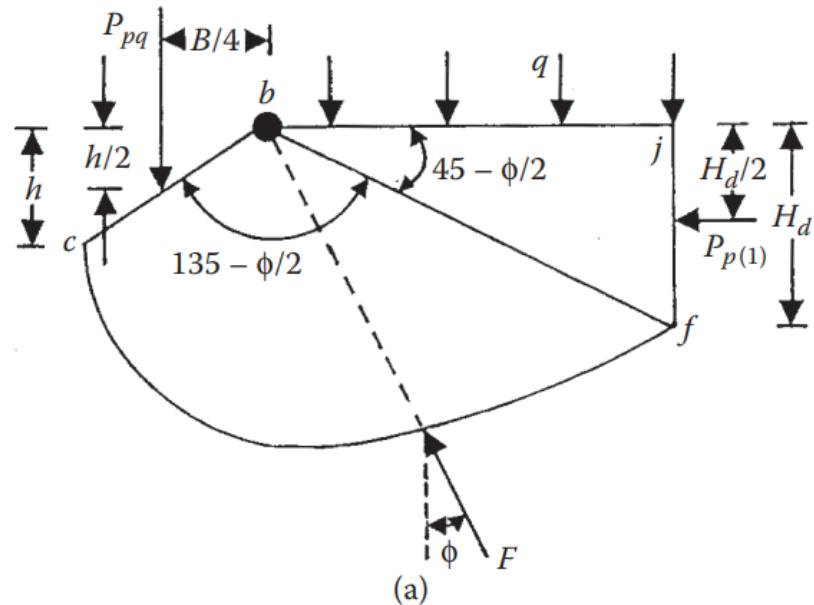
$$P_{pq} (\phi \neq 0; \gamma = 0; q \neq 0; c = 0)$$

Fuerza de Rankine

$$P_{p(1)} = q K_p H_d = q H_d \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

Equilibrio de momentos (b)

$$P_{pq} \left(\frac{B}{4} \right) = q \left(\bar{bj} \right) \left(\frac{\bar{bj}}{2} \right) + P_{p(1)} \frac{H_d}{2}$$



Capacidad de Carga (Primera estimación)

$$P_{pq} (\phi \neq 0; \gamma = 0; q \neq 0; c = 0)$$

Propiedades de la espiral log.

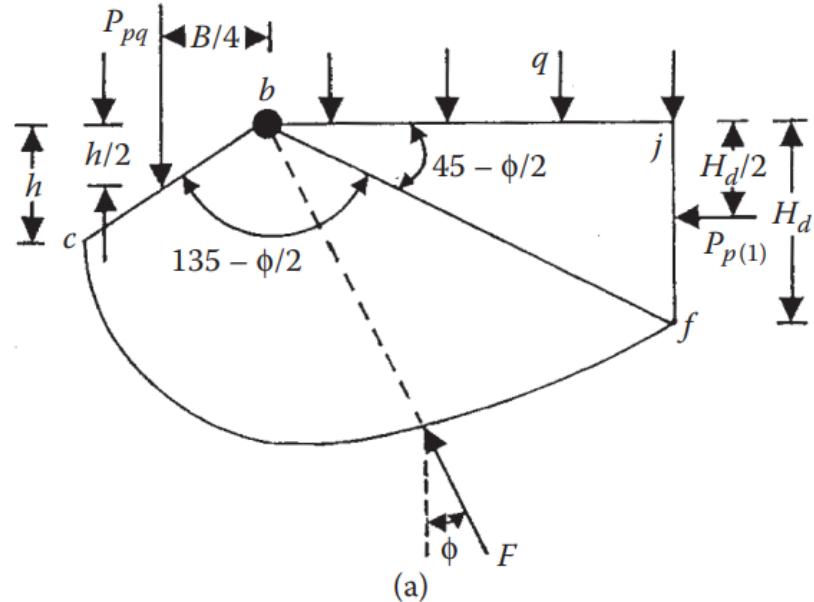
$$\overline{bc} = r_0 = \left(\frac{B}{2}\right) \sec \phi$$

$$\overline{bf} = r_1 = r_0 e^{\theta \tan \phi}$$

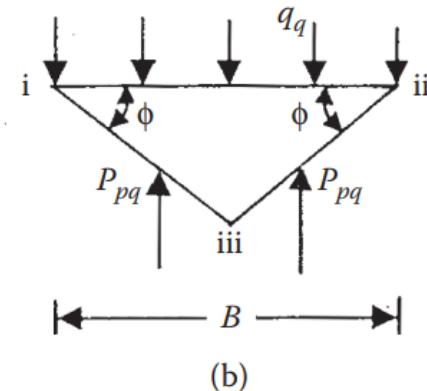
$$\theta = \left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$$

$$\overline{bj} = r_1 \cos \left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$$

$$H_d = r_1 \sin \left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$$



(a)



(b)

Capacidad de Carga (Primera estimación)

$$P_{pq} (\phi \neq 0; \gamma = 0; q \neq 0; c = 0)$$

Combinando las ecuaciones mostradas anteriormente:

$$\frac{P_{pq} B}{4} = \frac{q r_1^2 \cos^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)}{2} + \frac{q r_1^2 \sin^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)}{2}$$

$$P_{pq} = \frac{4}{B} \left(q r_1^2 \cos^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right)$$

Capacidad de Carga (Primera estimación)

$$P_{pq} (\phi \neq 0; \gamma = 0; q \neq 0; c = 0)$$

Reemplazando r_1 :

$$P_{pq} = q B \sec^2 \phi \left[e^{2 \left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \tan \phi} \right] \left[\cos^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right]$$

$$P_{pq} = \frac{q B e^{2 \left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \tan \phi}}{4 \cos^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)}$$

Capacidad de Carga (Primera estimación)

$$P_{pq} (\phi \neq 0; \gamma = 0; q \neq 0; c = 0)$$

Reemplazando r_1 :

$$P_{pq} = q B \sec^2 \phi \left[e^{2 \left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \tan \phi} \right] \left[\cos^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right]$$

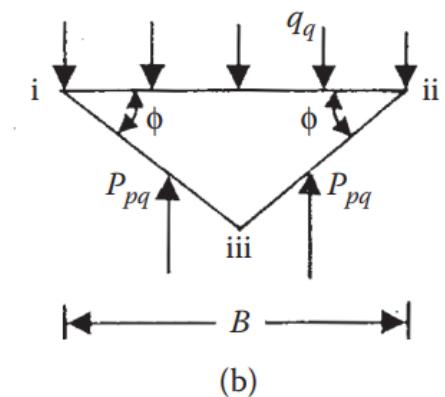
$$P_{pq} = \frac{q B e^{2 \left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \tan \phi}}{4 \cos^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)}$$

Capacidad de Carga (Primera estimación)

P_{pq} ($\phi \neq 0; \gamma = 0; q \neq 0; c = 0$)

$$q_q (B \cdot 1m) = 2 P_{pq}$$

$$q_q = 2 \frac{P_{pq}}{B} = q \left[\frac{e^{2 \left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)} \tan \phi}{2 \cos^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)} \right] = q N_q$$

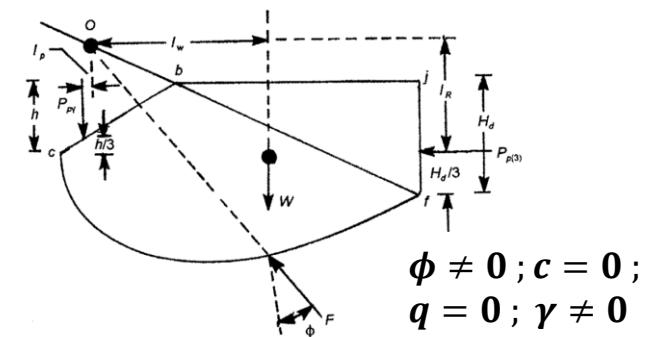
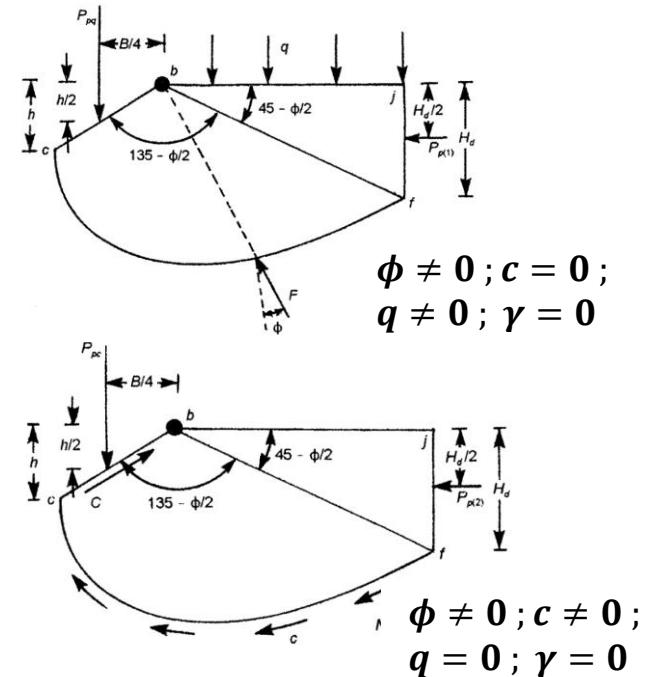


Capacidad de Carga (Primera estimación)

- $q_q = q N_q = q \left(\frac{e^{2 \tan \phi (0.75 \pi - 0.5 \phi)}}{2 \cos^2(45 + 0.5 \phi)} \right)$

- $q_c = c N_c = c \cot \phi \left(\frac{e^{2 \tan \phi (0.75 \pi - 0.5 \phi)}}{2 \cos^2(45 + 0.5 \phi)} \right)$
 $q_c = c N_c = c \cot \phi (N_q - 1)$

- $q_\gamma = 1/2 B \gamma N_\gamma$
 $q_\gamma = \frac{1}{2} B \gamma \left(\frac{1}{2} K_{p\gamma} \tan^2 \phi - \frac{1}{2} \tan \phi \right)$



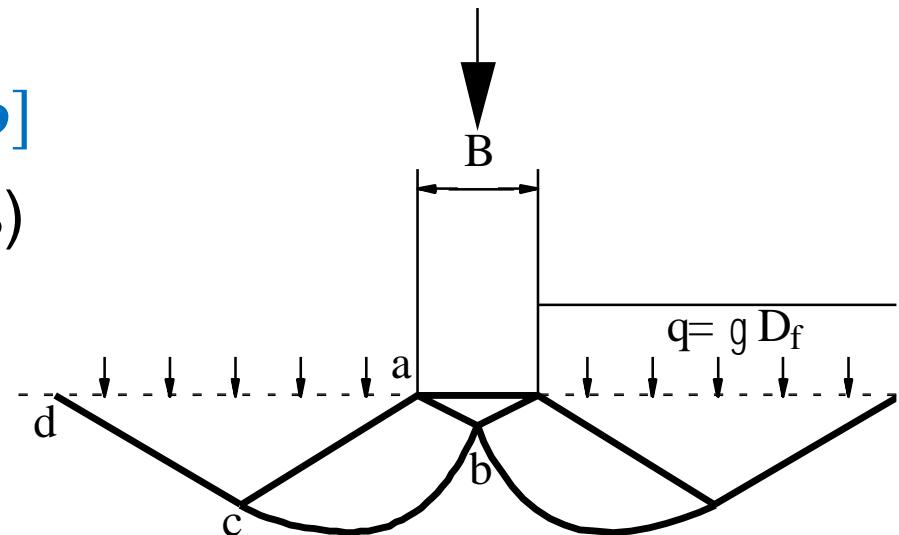
Zapatas: Fórmula de capacidad de carga de Terzaghi

La capacidad de carga total es la suma de tres mecanismos de falla diferentes

$$q_{ult} = cN_c[\phi] + qN_q[\phi] + \frac{1}{2}B\gamma N_\gamma[\phi]$$

Mecanismos de falla (incompatibles)

- $N_c = \cot[\phi] \cdot (N_q - 1)$
- $N_q = e^{\pi \tan[\phi]} \tan^2[\pi/4 + \phi/2]$
- $N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \tan[\phi]$



Todas las fórmulas trinómicas ignoran que el suelo reduce su volumen: sobre-estiman q_{ult}

Distintas expresiones para el termino N_γ

El término N_γ aporta casi todo el desvío de la fórmula de capacidad de carga (Solución no cerrada)

- Meyerhof (1963):

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4 \phi)$$

- Brinch Hansen (1970):

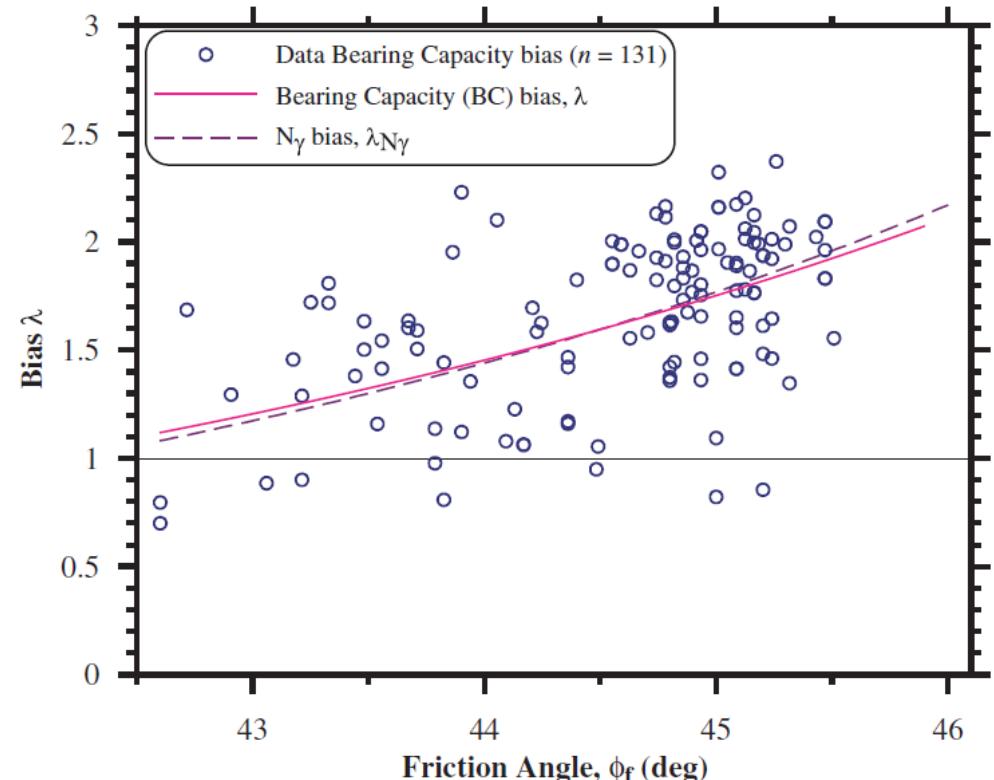
$$N_\gamma = 1.5 (N_q - 1) \tan(\phi)$$

- Vesic (1975):

$$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan(\phi)$$

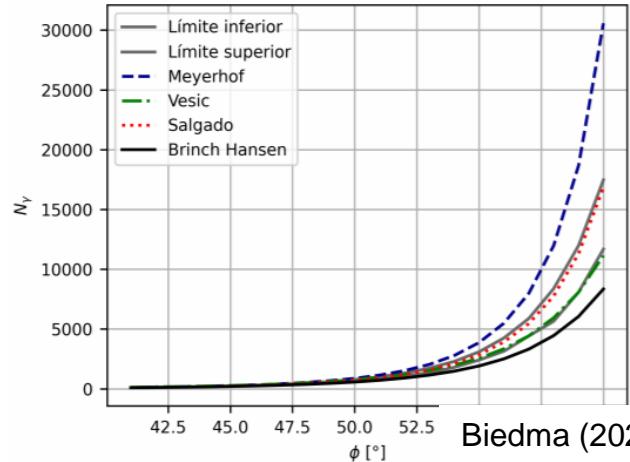
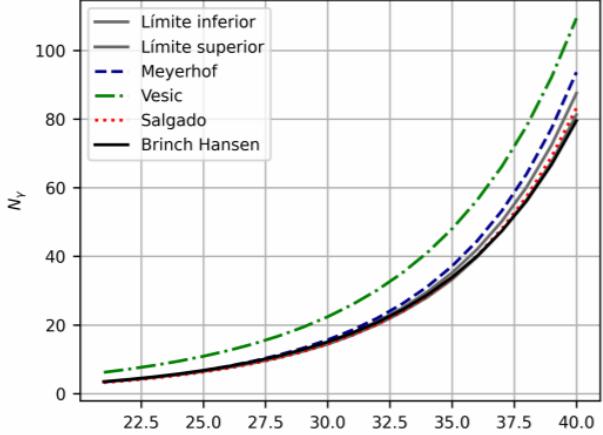
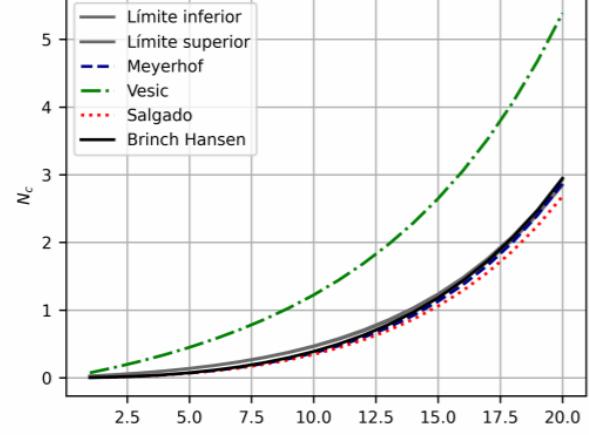
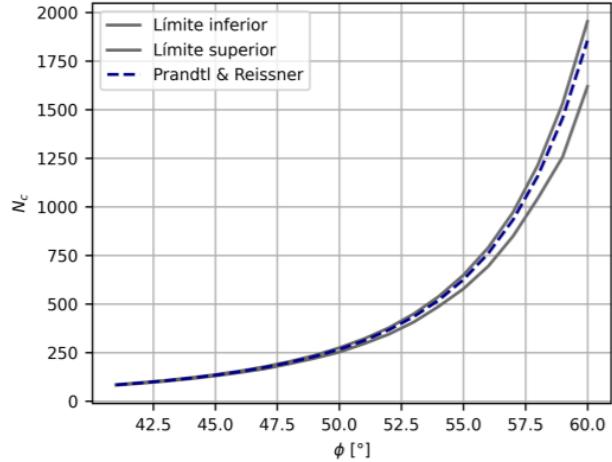
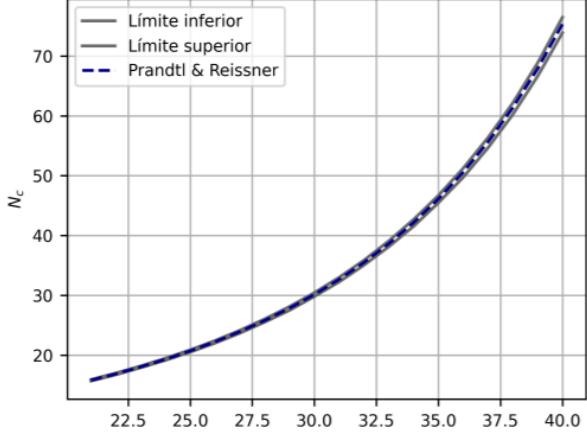
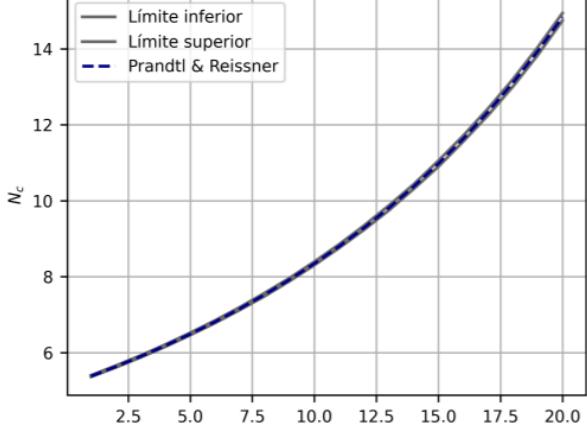
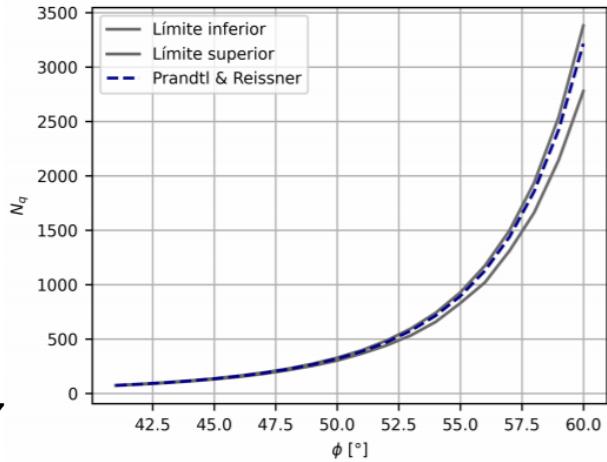
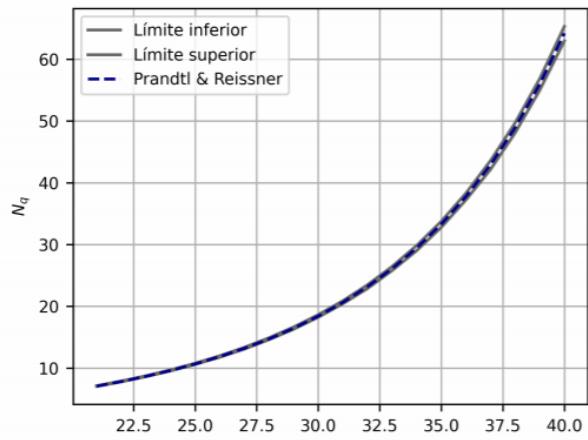
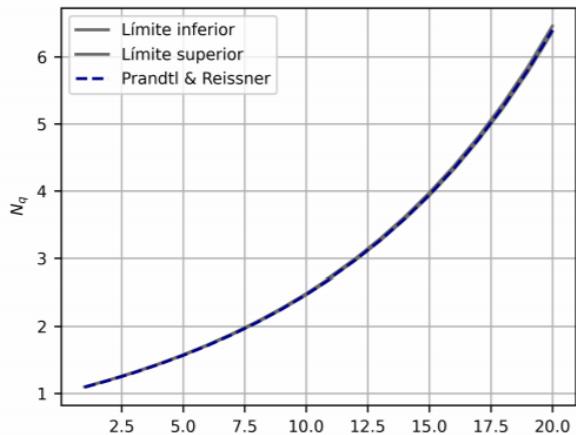
- Salgado (2008):

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.32 \phi)$$



(NCHRP 2010)

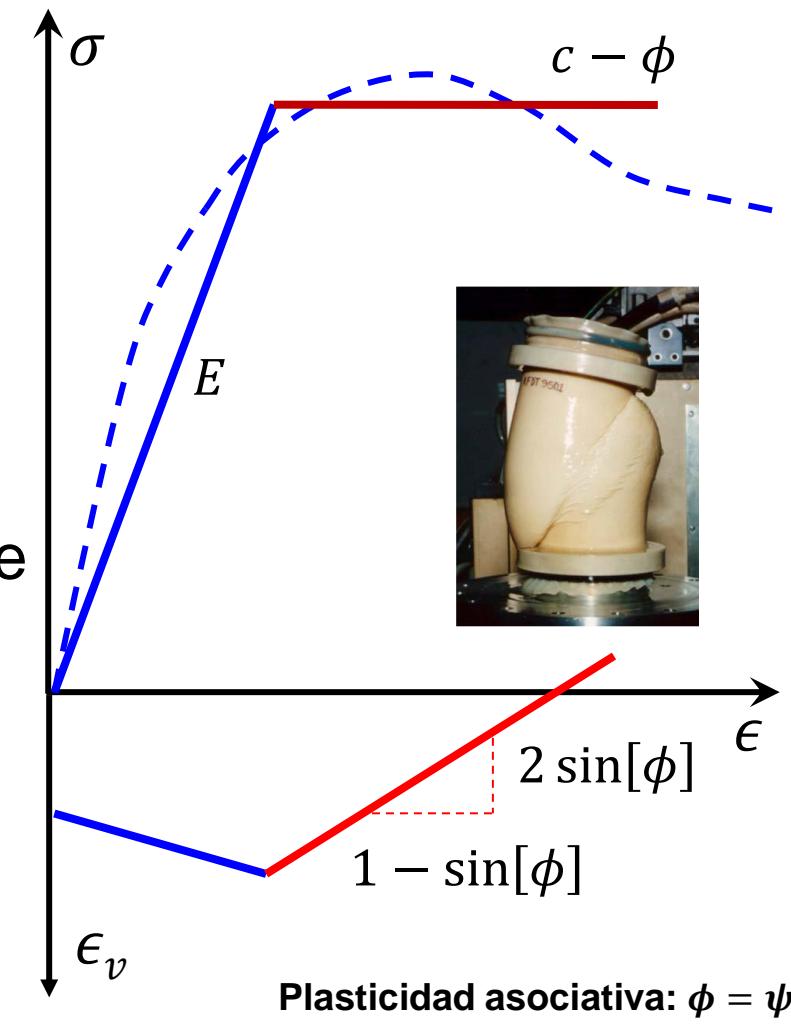
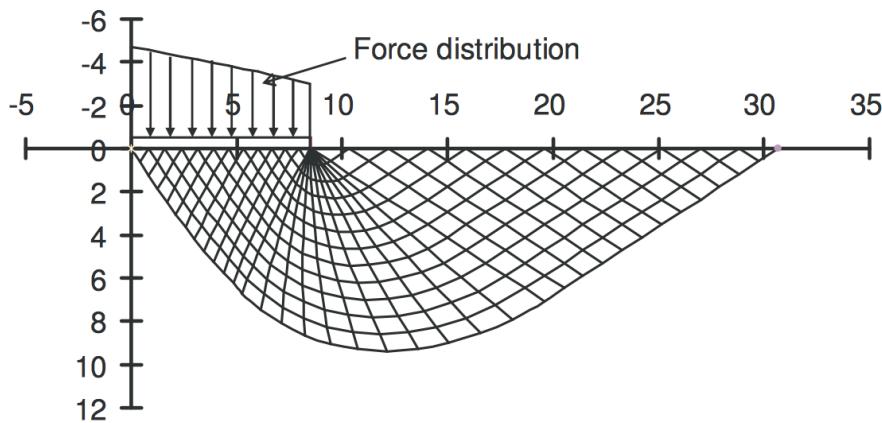
Fundaciones superficiales



¿Porqué andan mal las fórmulas de capacidad de carga?

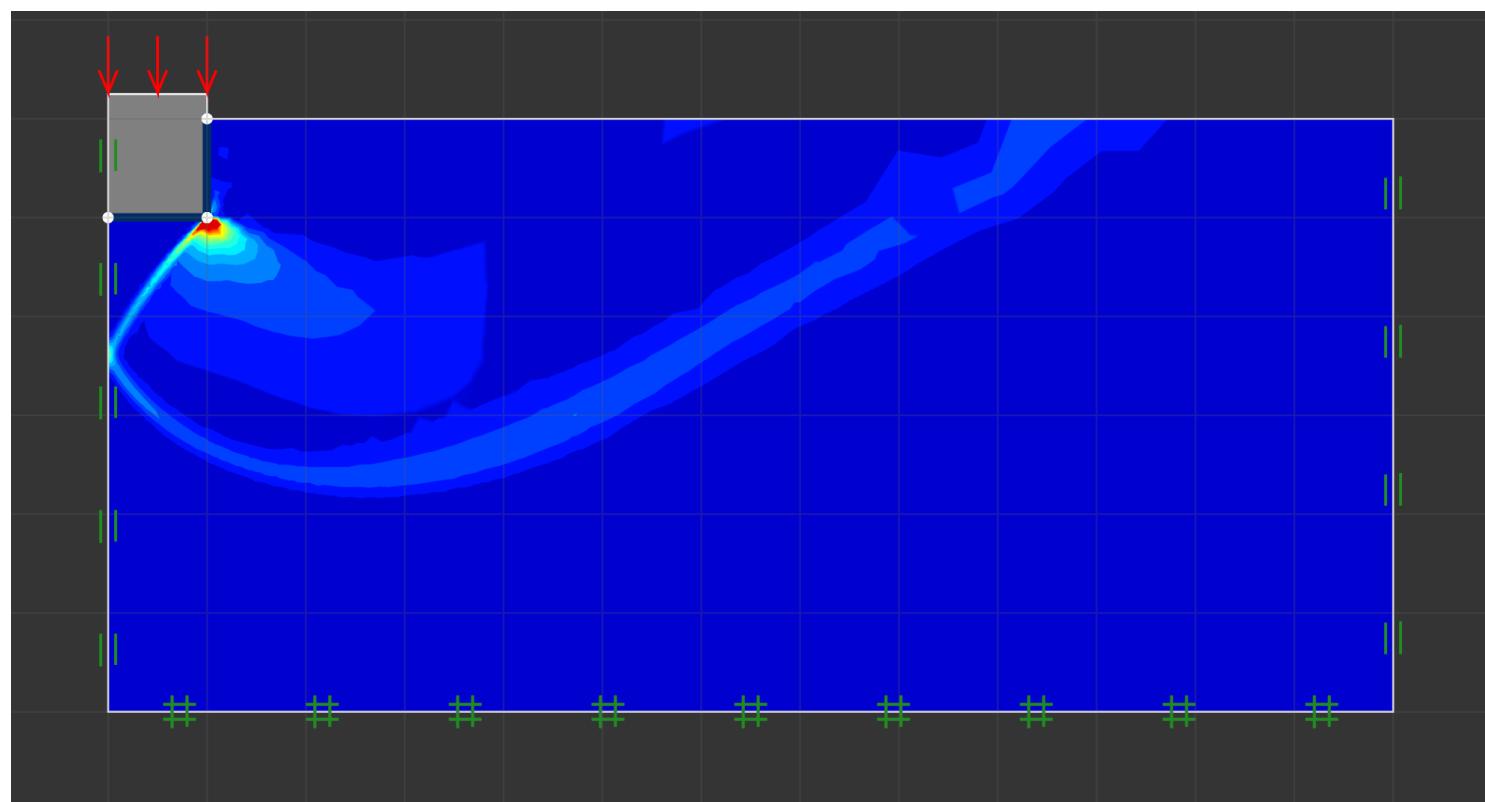
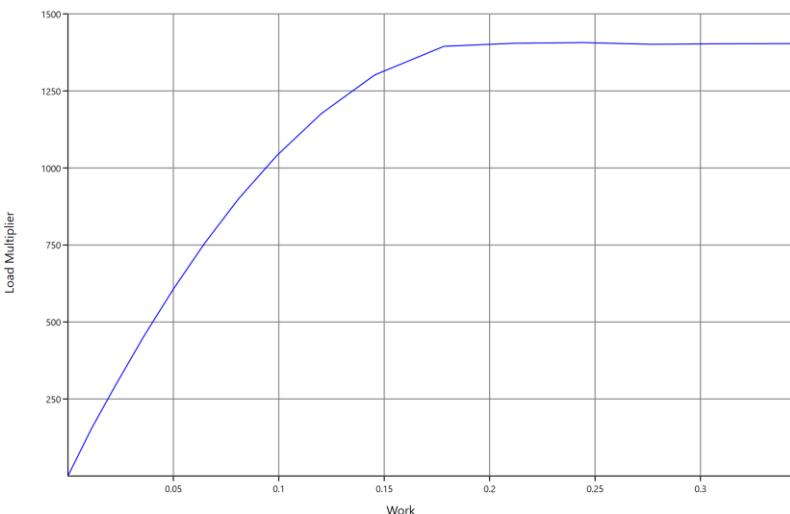
Hipótesis: Suelo elastoplástico perfecto con plasticidad asociativa

- Forma: espiral logarítmica
- El suelo dilata (muchísimo)
- Ignora compresión volumétrica por aumento de presión
- Ángulo de fricción interna constante



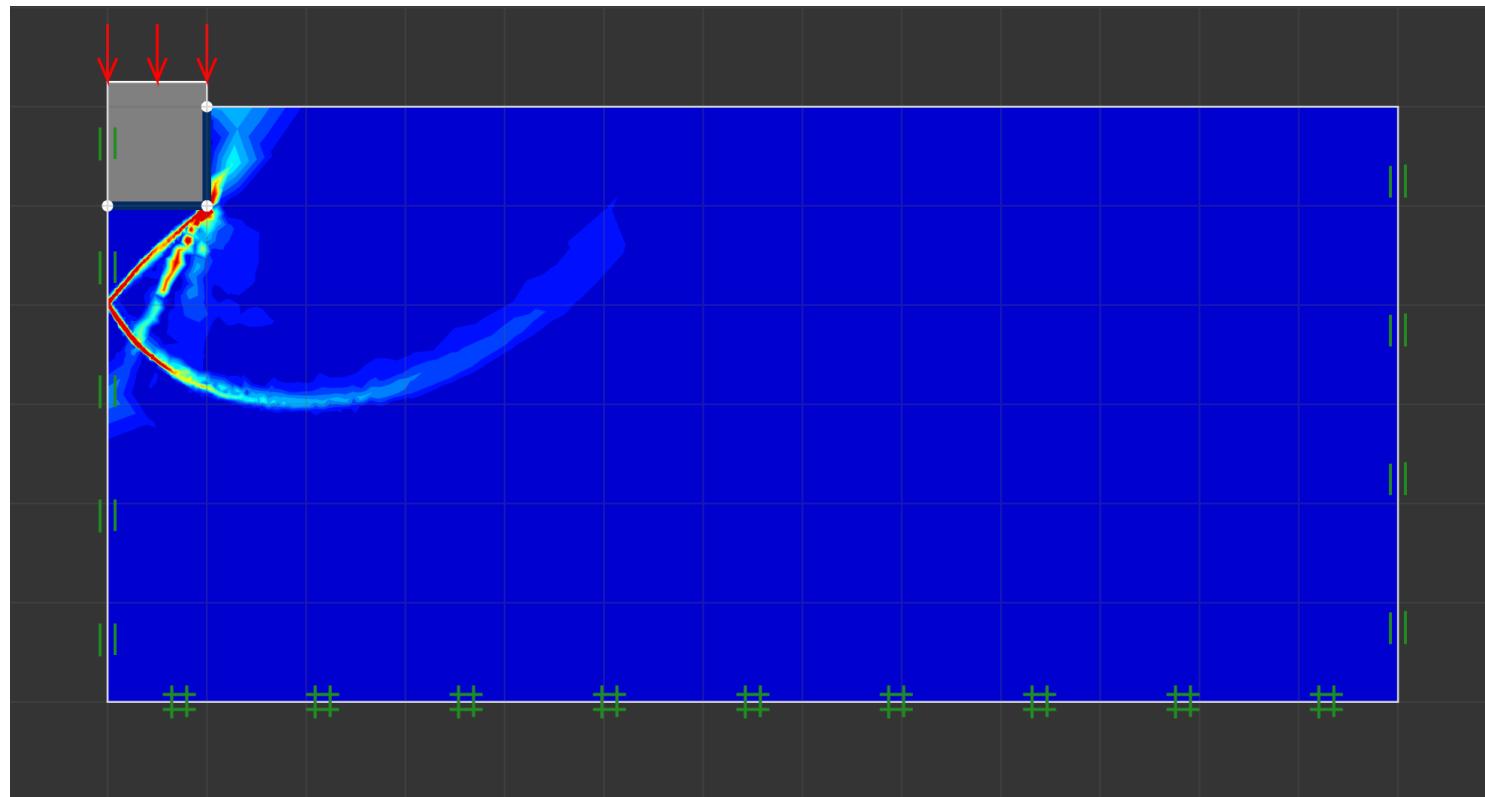
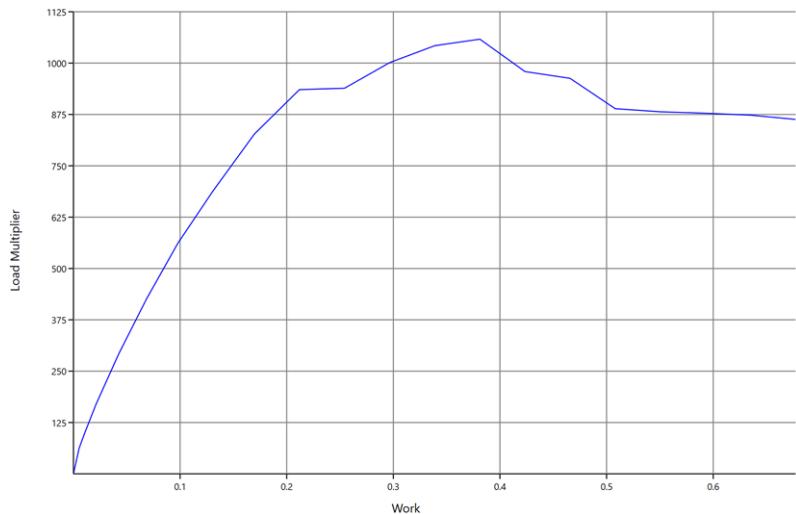
Influencia de la asociatividad

- Arena densa ($\phi = 35^\circ$)
Asociativo (1402 kN/m)



Influencia de la asociatividad

- Arena densa ($\phi = 35^\circ$)
No Asociativo (863 kN/m)



Formula general de capacidad de carga

La formula generalizada de capacidad de carga incorpora factores (en general empíricos) que tienen en cuenta forma de la fundación, excentricidad, inclinación, profundidad:

$$q_u = \frac{Q_u}{B' L'} = c N_c \zeta_{cr} \zeta_{cs} \zeta_{ci} \zeta_{ct} \zeta_{cg} \zeta_{cd} + q N_q \zeta_{qr} \zeta_{qs} \zeta_{qi} \zeta_{qt} \zeta_{qg} \zeta_{qd} + 0.5 \gamma B' N_\gamma \zeta_{\gamma r} \zeta_{\gamma s} \zeta_{\gamma i} \zeta_{\gamma t} \zeta_{\gamma g} \zeta_{\gamma d}$$

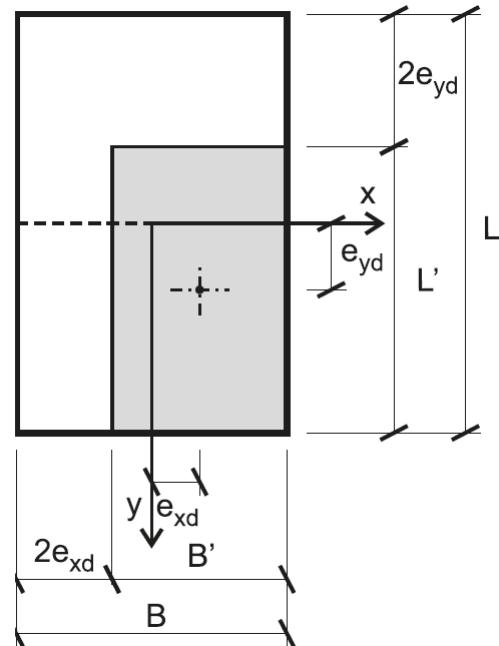
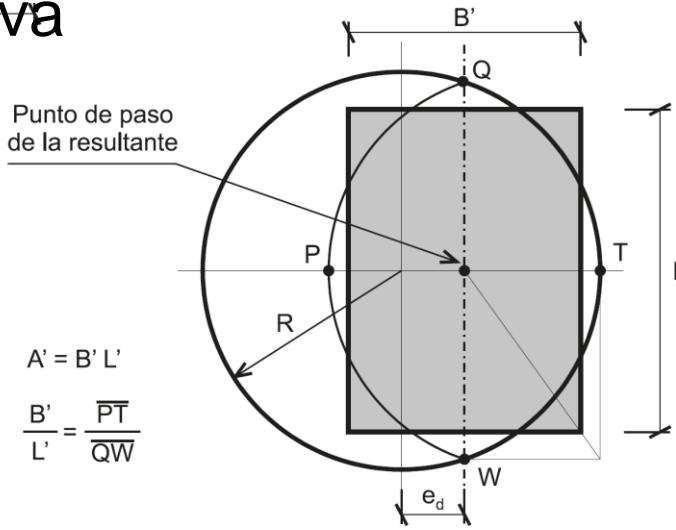
$$B' = B - 2e_B \mid L' = L - 2e_L$$

Esta expresión general no tiene en cuenta los efectos acoplados de la carga vertical (V), horizontal (H) y el momento (M).

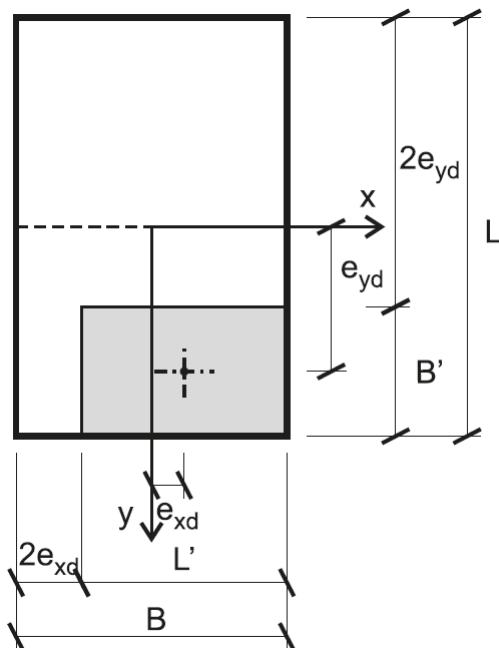
Geometría: ancho y longitud efectiva y equivalente

Área efectiva: área rectangular donde la carga excéntrica queda centrada

- $A' = B' \cdot L'$
- B' : ancho efectivo
- $L' \geq B'$: longitud efectiva
- $B' = B$ y $L' = L$ si la base es rectangular con carga centrada



(España – Guía EC7)



Parámetro	Cohesión	Sobrecarga	Peso propio
Rigidez del suelo	$\phi > 0: \zeta_{cr} = \zeta_{qr} - [(1 - \zeta_{qr})/(N_c \tan(\phi))]$ $\phi = 0: \zeta_{cr} = 0,32 + 0,12 B/L + 0,6 \log(I_r)$	$\zeta_{qr} = \exp[(-4,4 + 0,6 B/L) \tan(\phi) + (3,07 \sin(\phi) \log(2I_r))/(1 + \sin(\phi))]$	$\zeta_{\gamma r} = \zeta_{qr}$
Forma de la base	$\zeta_{cs} = 1 + (B/L)(N_q/N_c)$	$\zeta_{qs} = 1 + (B/L) \tan(\phi)$	$\zeta_{\gamma s} = 1 - 0,4 (B/L)$
Inclinación de la carga	$\phi > 0: \zeta_{ci} = \zeta_{qi} - [(1 - \zeta_{qi})/(N_c \tan(\phi))]$ $\phi = 0: \zeta_{ci} = 1 - nH/(cN_c B' L')$	$\zeta_{qi} = [1 - H/(V + B' L' c \cot(\phi))]^m$	$\zeta_{\gamma i} = [1 - H/(V + B' L' c \cot(\phi))]^{m+1}$
Inclinación de la base	$\phi > 0: \zeta_{ct} = \zeta_{qt} - [(1 - \zeta_{qt})/(N_c \tan(\phi))]$ $\phi = 0: \zeta_{ct} = 1 - 2\alpha/(2 + \pi)$	$\zeta_{qt} = \zeta_{\gamma t}$	$\zeta_{\gamma t} = (1 - \alpha \tan(\phi))^2$
Inclinación del terreno	$\phi > 0: \zeta_{cg} = \zeta_{qg} - [(1 - \zeta_{qg})/(N_c \tan(\phi))]$ $\phi = 0: \zeta_{cg} = 1 - 2\omega/(2 + \pi)$	$\phi > 0: \zeta_{qg} = (1 - \tan \omega)^2$ $\phi = 0: \zeta_{qg} = 1$	$\phi > 0: \zeta_{\gamma g} = \zeta_{qg}$ $\phi = 0: \zeta_{\gamma g} = 1$
Profundidad de la base	$\phi > 0: \zeta_{cd} = \zeta_{qd} - [(1 - \zeta_{qd})/(N_c \tan(\phi))]$ $\phi = 0: \zeta_{cd} = 1 + 0,33 \tan^{-1}(D/B)$	$1 + 2 \tan(\phi) (1 - \sin(\phi))^2 \tan^{-1}(D/B)$	$\zeta_{\gamma d} = 1$

Fuente: Tang, Phoon (2021) [18]

Notas:

1. El índice de rigidez del terreno se define como $I_r = G/(c + q \tan(\phi))$.

G es el módulo de rigidez elástico del terreno y q es evaluado a una profundidad $B/2$ por debajo del plano de fundación.

El índice de rigidez crítico I_{rc} se define como $I_{rc} = 0,50 \exp[(3,3 - 0,45 B/L) \cot(\pi/4 - \phi/2)]$.

2. Si $I_r > I_{rc}$ el comportamiento del terreno es rígido plástico y $\zeta_r = 1$.

Si $I_r < I_{rc}$, es probable que se produzcan fallas locales y los factores ζ_r deben ser calculados a partir de las expresiones de la tabla.

3. Para la carga inclinada en la dirección del ancho ($\theta = 90^\circ$), $m = m_B = (2 + B/L)(1 + B/L)$.

Si la carga se encuentra inclinada en la dirección del largo ($\theta = 0^\circ$), $m = m_L = (2 + L/B)(1 + L/B)$.

Para otras direcciones de carga, n viene dado por $m = m_\theta = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta$.

θ es el ángulo, en planta, entre el eje mayor de la base y el rayo que va desde su centro hasta el punto de aplicación de la carga.

H y V son las componentes horizontal y vertical de la carga aplicada respectivamente.

4. α es la inclinación de la zapata respecto de la horizontal.

5. ω es la inclinación del terreno respecto de la horizontal. Para $\phi = 0^\circ$, $N_\gamma = -2 \sin(\omega)$.

6. D es la profundidad de la base.

Superposición entre superficies de falla

(a) Individuales

$$(q_u = q N_q + 1/2 \gamma B N_\gamma)$$

(b) Baja influencia

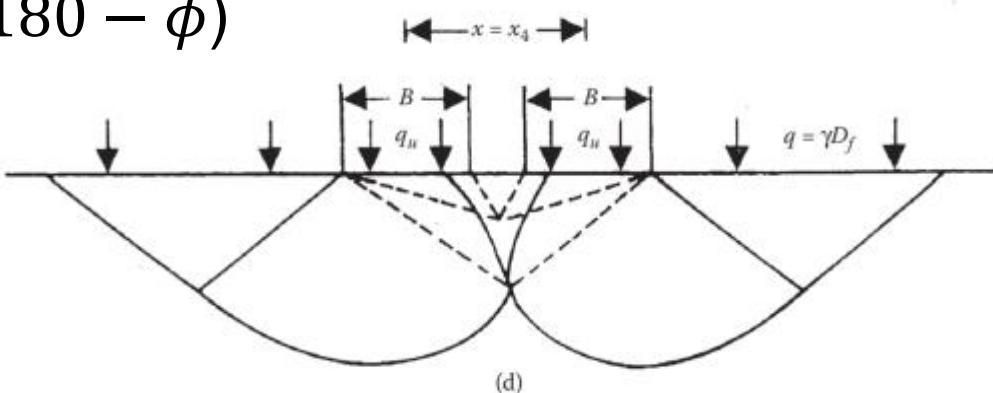
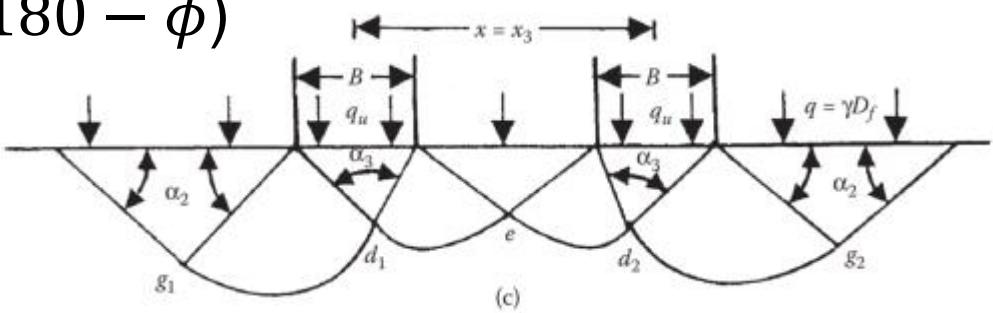
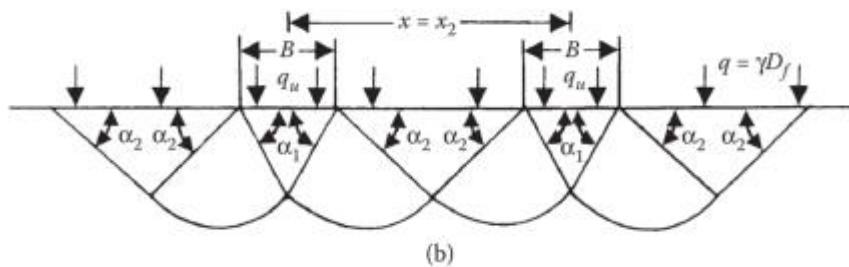
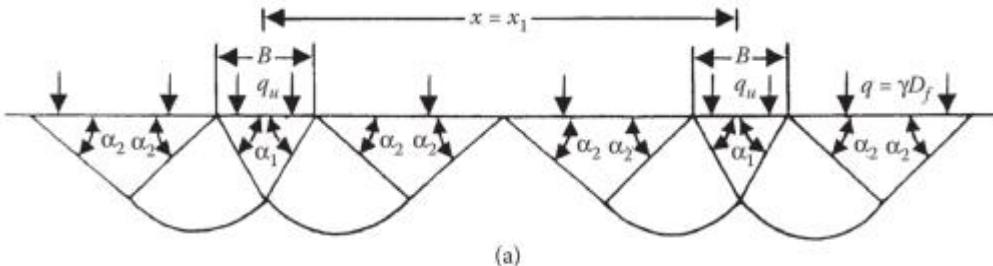
$$(\alpha_1 = \phi, \alpha_2 = 45 - \phi/2, \alpha_3 = 180 - \phi)$$

(c) Alta influencia

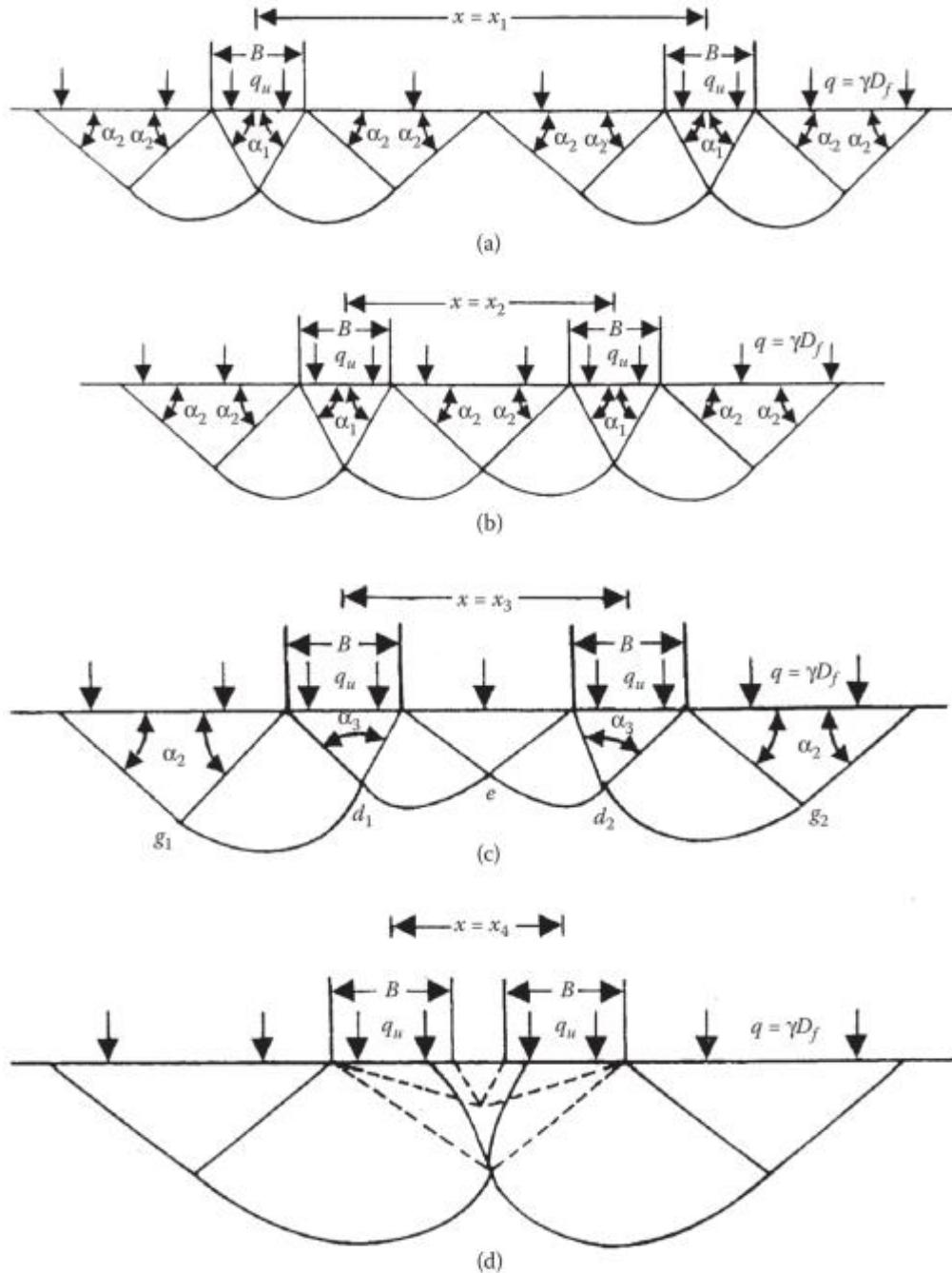
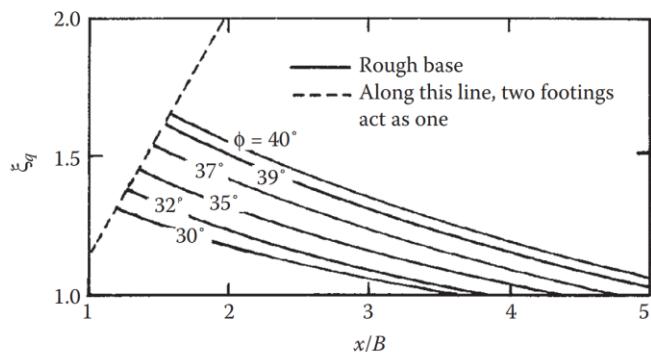
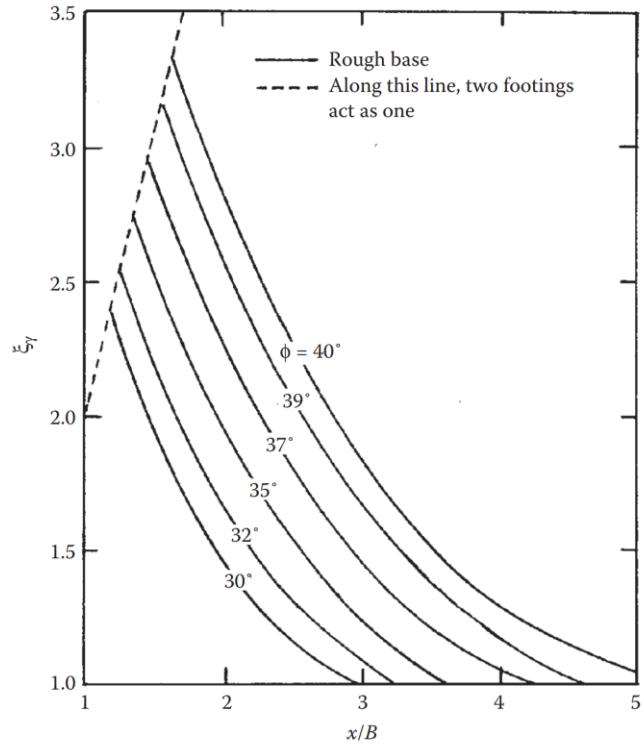
$$(q_u = q N_q \xi_q + 1/2 \gamma B N_\gamma \xi_\gamma)$$

(d) Base única

$$(\alpha_1 = \phi, \alpha_2 = 45 - \phi/2, \alpha_3 = 180 - \phi)$$

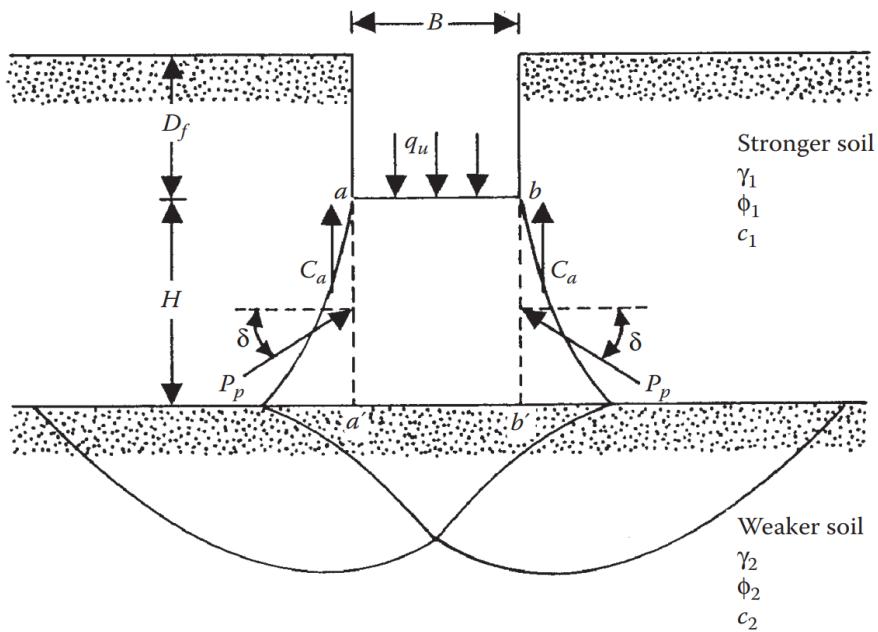


Superposición entre superficies de falla

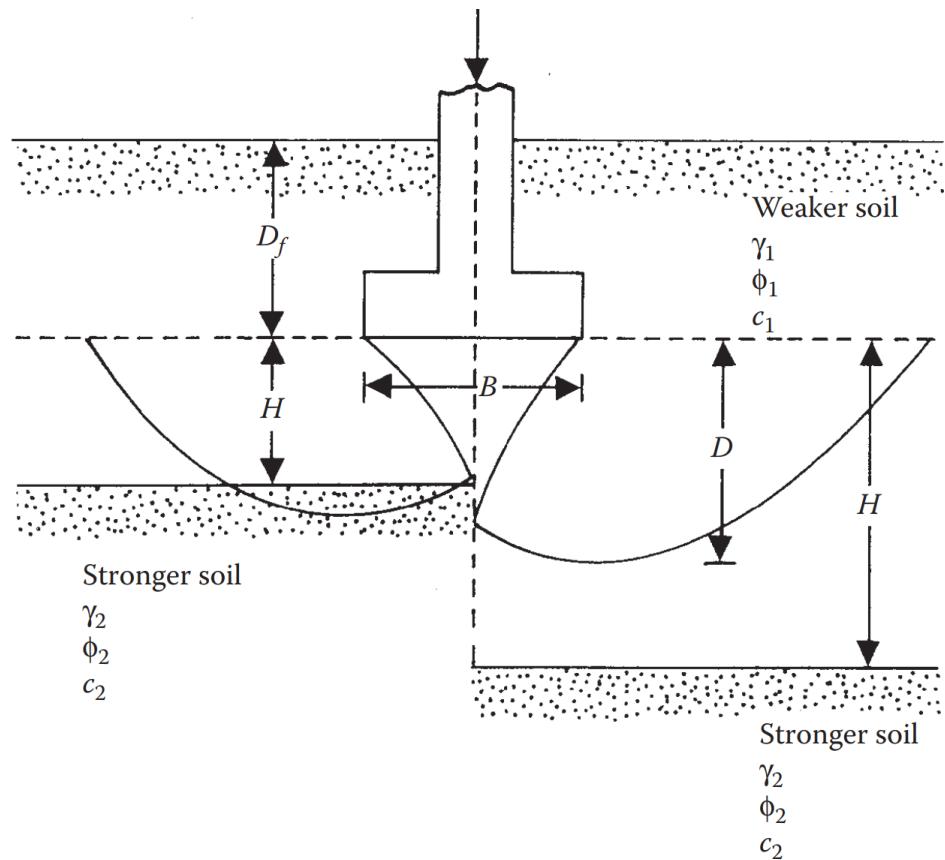


Algunos casos especiales

Estratos rígidos superiores



Estratos rígidos inferiores

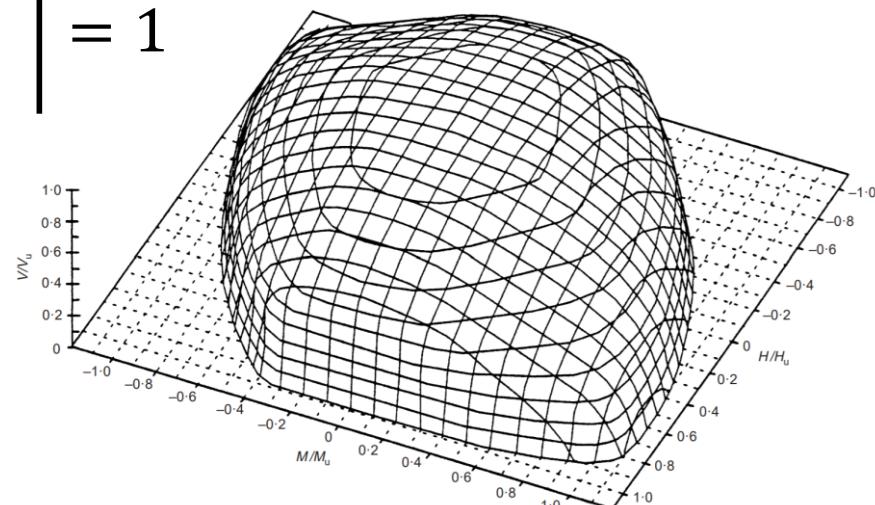


Superficie de falla para cargas combinadas de cimentaciones poco profundas

En general los efectos VHM están acoplados y producen superficies de falla no simétricas. En general todas las calibraciones se efectúan mediante modelos numéricos, ensayos experimentales o soluciones clásicas de plasticidad .

Suelos cohesivos (Taiebat y Carter 2000)

$$\left(\frac{V}{V_u}\right)^2 + \left(\frac{M}{M_u} \left(1 - 0.3 \frac{M}{|M|} \frac{H}{H_u}\right)\right)^2 + \left|\left(\frac{H}{H_u}\right)^3\right| = 1$$



Superficie de falla para cargas combinadas de cimentaciones poco profundas

Suelos granulares (Gottardi et al. 1999. Fundaciones circulares)

$$\left(\frac{m_n}{0.09}\right)^2 + \left(\frac{h_n}{0.12}\right)^2 + 0.44 \left(\frac{m_n}{0.09}\right) \left(\frac{h_n}{0.12}\right) = 1$$

$$m_n = m' / (4 \nu' (1 - \nu')) ; h_n = h' / (4 \nu' (1 - \nu'))$$

$$\nu' = V/V_u ; m' = M/M_u ; h' = H/H_u$$

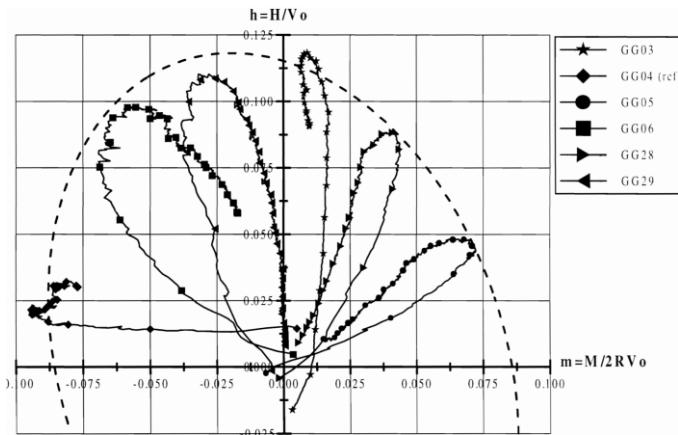


Figure 10: Load paths for swipe tests from $V = 1600$

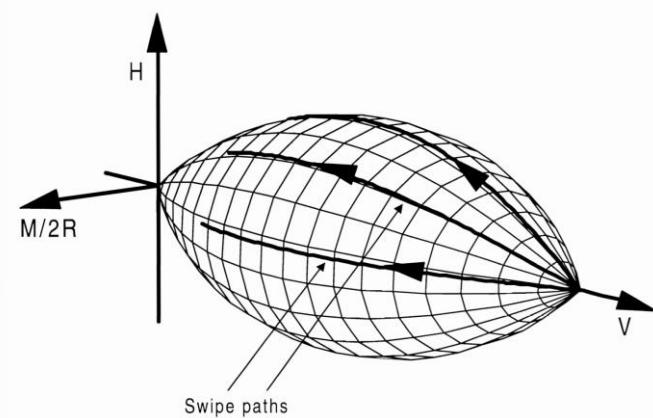
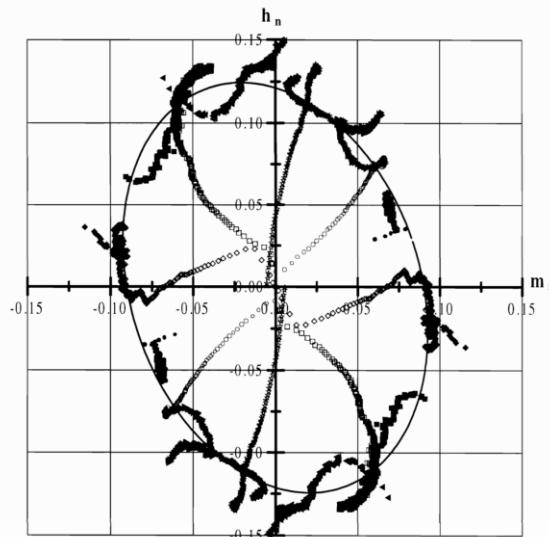
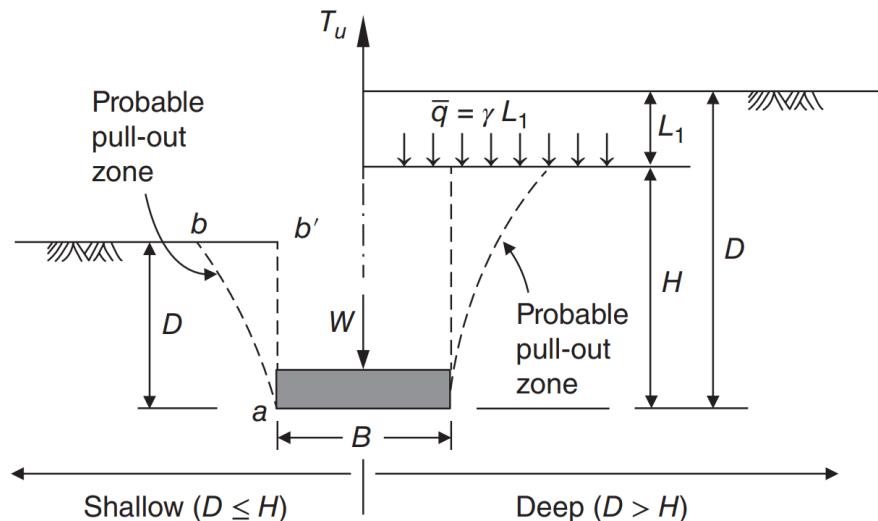


Figure 5: Schematic diagram of load paths followed in swipe tests

Capacidad de carga al levantamiento

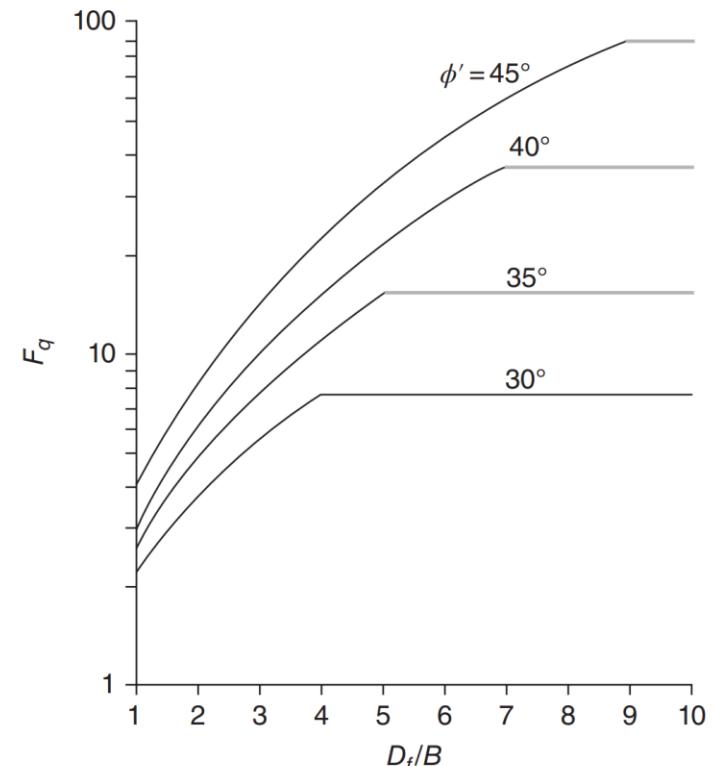
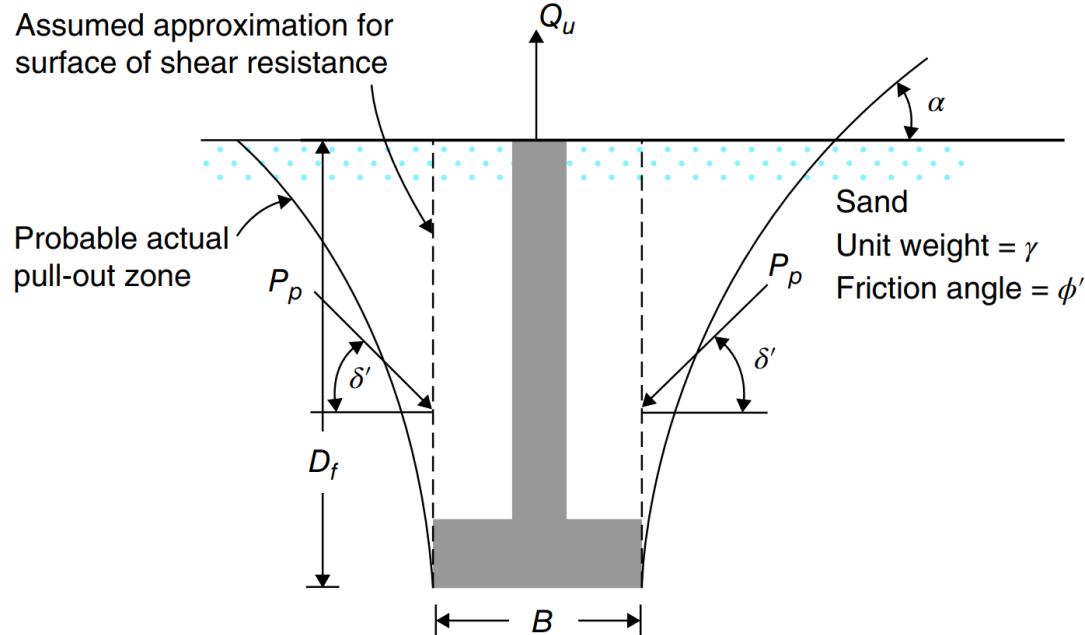
- La capacidad de carga al levantamiento está regida por la resistencia friccional del suelo a lo largo de la superficie de falla y el peso de suelo en la zona de falla
- Si la superficie de falla alcanza la superficie del terreno, la falla está asociada a una fundación superficial donde $D/B < (D/B)_c$
- Arenas: $(D/B)_c = 3 - 11$
- Arcillas: $(D/B)_c = 3 - 7$



Capacidad de carga al levantamiento (Zapatas Circulares – Suelos granulares)

$$Q_u = F_q A \gamma D_f$$

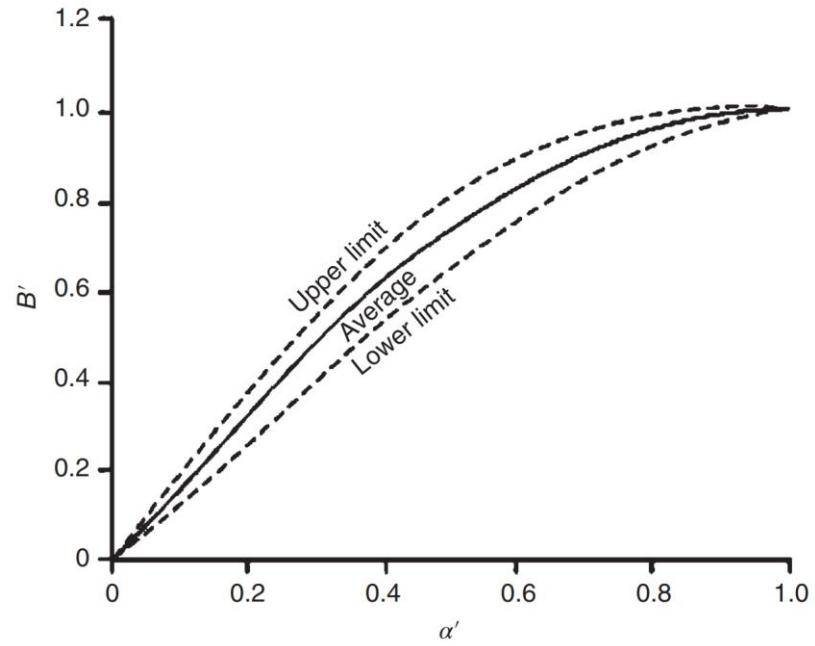
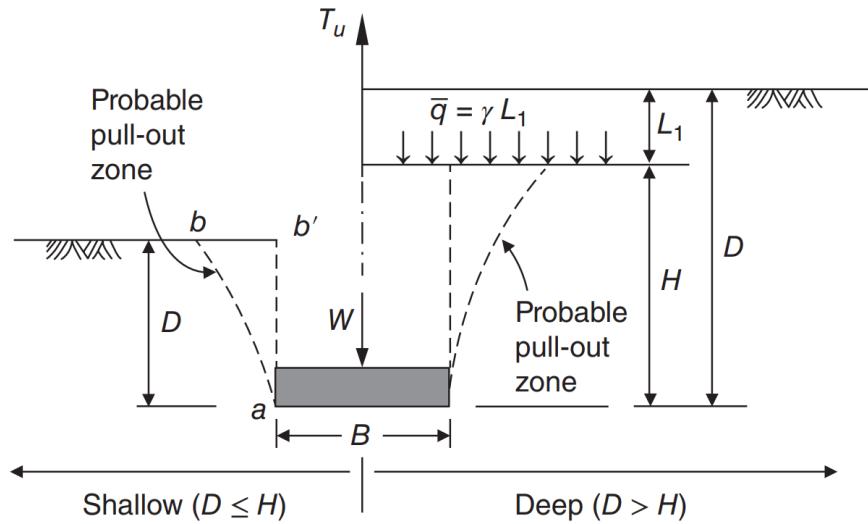
F_q : Factor de rotura (Función de ϕ' y D_f/B).



Capacidad de carga al levantamiento (Zapatas Circulares – Suelos cohesivos)

$$Q_u = A \left(\gamma D_f + s_u F_c \right)$$

F_c es función de la relación
 $(D_f/B)_{cr} = \alpha \cdot (D_f/B)$



Ejercicio

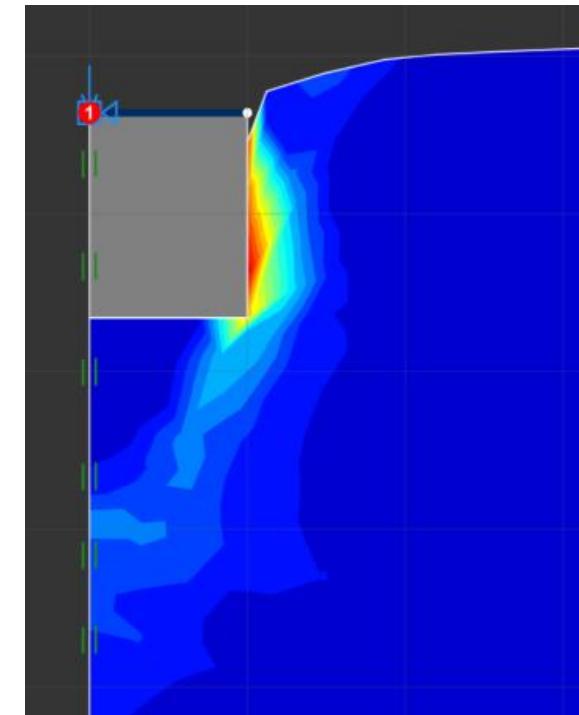
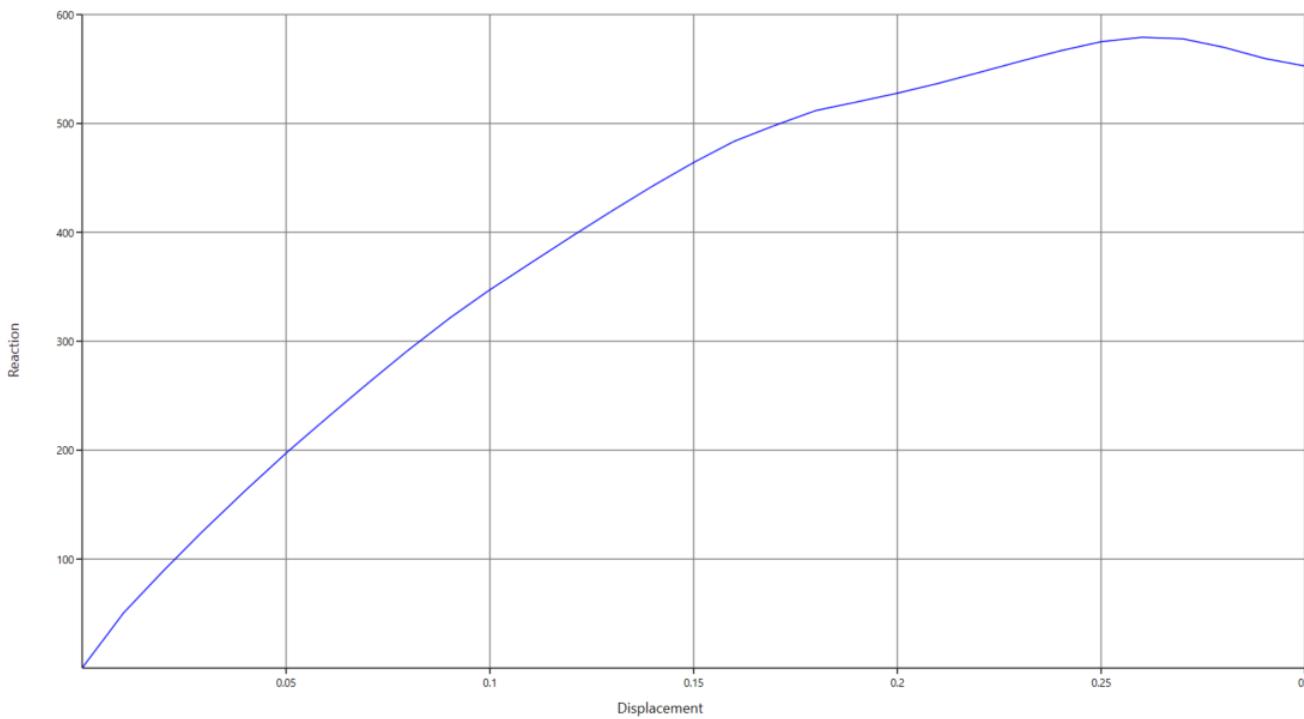
- Calcule la curva carga - desplazamiento de una fundación superficial con las siguientes características geométricas:
 $B = 2 \text{ m} | D = 1 \text{ m}$
- Considere una arena suelta con:
 $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3 | \phi = 30^\circ | \psi = 0^\circ | c' = 0 \text{ kPa}$
- Utilice el modelo HSM:

$$E_{50}^{ref} = 15 \text{ MPa} | E_{ur}^{ref} = 45 \text{ MPa} | \nu = 0.2 | m = 0.5$$

Ejercicio

- Compare los resultados con los obtenidos a partir de la metodología mostrada en la filmina 45.

$$\text{Rta.: } q_u (BH) = 690 \text{ kPa}$$



Ejercicio

- Evaluar la influencia de la rigidez del terreno:
 - Densidad media: $\gamma_d = 16 \text{ kN/m}^3$ | $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ | $\phi = 35$ | $\psi = 5$ | $E_{50}^{ref} = 25 \text{ MPa}$ | $E_{ur}^{ref} = 75 \text{ MPa}$ | $\nu = 0.25$
 - Densidad alta: $\gamma_d = 18 \text{ kN/m}^3$ | $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$ | $\phi = 40$ | $\psi = 10$ | $E_{50}^{ref} = 50 \text{ MPa}$ | $E_{ur}^{ref} = 150 \text{ MPa}$ | $\nu = 0.25$