

# **EJERCICIOS 13-20**

(excepto 19)

## **MECÁNICA DE ROCAS**

*Máster Universitario en Ingeniería de las Estructuras, Cimentaciones y Materiales*

**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID**

**Alberto Ruiz-Cabello López**

22 de Enero de 2010

**EJERCICIO 13**

1º. El ángulo de dilatación,  $\nu$ , y el ángulo de rotura de la probeta respecto de su base,  $\beta_\nu$ , tienen la siguiente relación:

$$\beta_\nu = 45^\circ + \frac{\nu}{2} = 52.5^\circ \Rightarrow \nu = 15^\circ$$

Conociendo la ley de fluencia de la roca, se puede determinar el ángulo de rozamiento interno:

$$\sin \nu = \frac{\sin \rho}{2} \Rightarrow \sin 15^\circ = \frac{\sin \rho}{2} \Rightarrow \rho = 31.17^\circ$$

Por último, conocido el ángulo de rozamiento interno y el ángulo de dilatación, se puede deducir, por trigonometría, el ángulo de rozamiento instantáneo durante la rotura de la probeta mediante la expresión:

$$\sin \phi = \frac{\sin \rho}{\cos(\rho - \nu)} \Rightarrow \sin \phi = \frac{\sin 31.17}{\cos(31.17 - 15)} \Rightarrow \phi = 32.61^\circ$$

2º. La rotura de la probeta se produce con  $\sigma_1 = 240 \text{ MPa}$ ; a la vez se verifica que:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = 6 \Rightarrow \sigma_3 = 40 \text{ MPa}$$

Calcularemos ahora el valor de las tensiones para  $\phi = 32.61^\circ$  mediante la expresión del círculo de Mohr en el estado tensional de la probeta. Los valores de la posición del centro  $p$  y el radio  $q$  del círculo de Mohr resultan:

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} = \frac{240 + 40}{2} = 140 \text{ MPa}$$

$$q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{240 - 40}{2} = 100 \text{ MPa}$$

Por tanto, el valor de las tensiones será:

$$\tau = p \cos \phi = 140 \cos 32.61^\circ = 84.24 \text{ MPa}$$

$$\sigma = q - p \cos \phi = 100 - 140 \sin 32.61^\circ = 86.11 \text{ MPa}$$

Para determinar los parámetros  $\beta$  y  $\zeta$  emplearemos la expresión paramétrica de la envolvente de Mohr para el criterio de rotura de *Hoek & Brown*; por una parte:

$$\frac{\tau}{\beta} = \frac{1 - \sin \phi}{\tan \phi} \Rightarrow \beta = \frac{\tau}{\frac{1 - \sin \phi}{\tan \phi}} = \frac{84.24}{\frac{1 - \sin 32.61^\circ}{\tan 32.61^\circ}} = 116.88 \text{ MPa}$$

Por otro lado:

$$\zeta = \frac{(1 - \sin \phi)^2}{2 \sin^2 \phi} (1 + 2 \sin \phi) - \frac{\sigma}{\beta} = \frac{(1 - \sin 32.61^\circ)^2}{2 \sin^2 32.61^\circ} (1 + 2 \sin 32.61^\circ) - \frac{86.11}{116.88} = 0.024$$

Conociendo el RMR del macizo se puede determinar el valor de  $m_0$  mediante la expresión:

$$\zeta = \frac{8}{m_0^2} e^{\frac{RMR-100}{25.2}} \Rightarrow m_0 = \sqrt{\frac{8}{\zeta} e^{\frac{RMR-100}{25.2}}} = \sqrt{\frac{8}{0.024} e^{\frac{60-100}{25.2}}} = 8.26$$

Finalmente, el valor de la resistencia a compresión simple  $\sigma_c$  se determinará por medio de la relación:

$$\beta = \frac{m_0 \sigma_c}{8} e^{\frac{RMR-100}{28}} \Rightarrow \sigma_c = \frac{8\beta}{m_0 e^{\frac{RMR-100}{28}}} = \frac{8 \cdot 116.88}{8.26 e^{\frac{60-100}{28}}} = 473.9 \text{ MPa}$$

3º. Valor de  $m_0$ :

$$m_0 = 8.26$$

**EJERCICIO 14**

**1º.** Ángulo de rozamiento de pico de la junta más desfavorable.

La junta más desfavorable, por el tamaño de la posible cuña inestable que genera, es la que arranca desde la base de la trinchera. Vista en perfil, estaría representada por una recta trazada desde la base formando  $45^\circ$  con el plano horizontal. El peso de la cuña por metro de longitud de trinchera es el siguiente:

$$P_{cuña} = \frac{1}{2} (8 \cdot 8) \gamma_{roca} = 32 \gamma_{roca}$$

La longitud real de la junta,  $L_N$ , y la tensión normal sobre la junta quedan:

$$L_N = \frac{8}{\cos 45^\circ} = 11.31 \text{ m}$$

$$\sigma_n = \frac{P_{cuña} \cos 45^\circ}{L_N} = 2.0 \gamma_{roca}$$

Calculamos los valores de JRC y JCS para la longitud real de la junta:

$$JCS = \sigma_c = 20 \text{ MPa}$$

$$JRC_N = JRC \left( \frac{L_N}{0.1} \right)^{-0.02 JRC} = 10 \left( \frac{11.31}{0.1} \right)^{-0.02 \cdot 10} = 3.88$$

$$JCS_N = 20 \left( \frac{L_N}{0.1} \right)^{-0.03 JRC} = 20 \left( \frac{11.31}{0.1} \right)^{-0.03 \cdot 10} = 4.84 \text{ MPa}$$

Dado que las juntas están sanas  $\varphi_r = \varphi_b = 30^\circ$ . Cuando  $JRC_N / \sigma_c > 50$ , el ángulo de rozamiento de pico viene dado por la expresión:

$$\varphi_p = \varphi_r + 1.7 JRC_N$$

La desigualdad antes formulada supone que:

$$\sigma_c < \frac{JCS_N}{50} = \frac{4.84}{50} = 0.0968 \text{ MPa}$$

Y dado que:

$$\sigma_c = 2.0 \gamma_{roca} \Rightarrow 2.0 \gamma_{roca} < 0.0968 \text{ MPa} \Rightarrow \gamma_{roca} < 0.0484 \text{ MPa} = 48.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Este límite superior de densidad de la roca se verifica de forma casi general; luego se puede asumir el valor constante de  $\varphi_p$ :

$$\varphi_p = \varphi_r + 1.7 JRC_N = 30 + 1.77 \cdot 3.88 = 36.6^\circ$$

**2º.** Coeficiente de seguridad de la trinchera. La capacidad resistente de la junta a esfuerzo rasante, según el criterio de Barton, es la siguiente:

$$\tau L_N = \sigma_n \tan \varphi_p L_N = 2.0 \gamma_{roca} L_N \tan 36.6^\circ$$

Por otra parte, la componente tangencial del peso de la cuña a lo largo de la junta:

$$(P_t)_{cuña} = P_{cuña} \sin 45^\circ = \frac{32 \gamma_{roca} \cos 45^\circ}{L_N} L_N = \sigma_n L_N = 2.0 \gamma_{roca} L_N$$

Tendremos pues que el coeficiente de seguridad de la junta será:

$$CS = \frac{\tau L_N}{(P_t)_{cuña}} = \frac{2.0 \gamma_{roca} L_N \tan 36.6^\circ}{2.0 \gamma_{roca} L_N} = \tan 36.6^\circ = 0.743$$

**3º.** Supondremos que el anclaje forma un ángulo  $\alpha$  con la normal al plano de la junta. El tal caso, el valor de la resultante de las fuerzas normales a la junta, llamando  $T$  a la tensión del anclaje, queda:

$$F_n = \sigma_n L_N + T \cos \alpha = 2.0 \gamma_{roca} L_N + T \cos \alpha$$

Y por otra parte, la resultante de las fuerzas actuantes según la dirección de la junta queda (con resultante desestabilizadora):

$$F_d = (P_t)_{cuña} - T \sin \alpha = 2.0 \gamma_{roca} L_N - T \sin \alpha$$

Imponemos la condición del enunciado sobre el valor del coeficiente de seguridad:

$$\begin{aligned} CS = \frac{F_n}{F_d} \tan \varphi_p &= \frac{2.0 \gamma_{roca} L_N + T \cos \alpha}{2.0 \gamma_{roca} L_N - T \sin \alpha} \tan 36.6^\circ = 1.5 \Rightarrow \\ 1.5(2.0 \gamma_{roca} L_N - T \sin \alpha) &= (2.0 \gamma_{roca} L_N + T \cos \alpha) \tan 36.6^\circ \Rightarrow \\ -T(1.5 \sin \alpha + \tan 36.6^\circ \cos \alpha) + 3.0 \gamma_{roca} L_N - 2.0 \tan 36.6^\circ \gamma_{roca} L_N &= 0 \Rightarrow \\ T &= \frac{\gamma_{roca} L_N (3.0 - 2.0 \tan 36.6^\circ)}{(1.5 \sin \alpha + \tan 36.6^\circ \cos \alpha)} \end{aligned}$$

Queremos obtener el valor mínimo de  $T$  para un determinado valor de  $\alpha$ ; derivamos por tanto la expresión de  $T$  en función de  $\alpha$ :

$$\frac{\partial T}{\partial \alpha} = - \frac{\gamma_{roca} L_N (3.0 - 2.0 \tan 36.6^\circ)}{(\sin \alpha + \tan 36.6^\circ \cos \alpha)^2} (1.5 \cos \alpha - \tan 36.6^\circ \sin \alpha)$$

Igualando a 0 la derivada se obtiene:

$$\begin{aligned} \frac{\partial T}{\partial \alpha} = 0 \Rightarrow (1.5 \cos \alpha - \tan 36.6^\circ \sin \alpha) &= 0 \Rightarrow \tan \alpha = \frac{1.5}{\tan 36.6^\circ} = 2.02 \Rightarrow \\ \alpha &= 63.66^\circ \end{aligned}$$

que es independiente del valor de  $\gamma_{roca}$ .

Calculamos ahora el valor de la tensión en el anclaje, que sí depende del valor de la densidad, por lo que supondremos  $\gamma_{roca} = 25 \text{ kN/m}^3$ :

$$T = \frac{\gamma_{roca} L_N (3.0 - 2.0 \tan 36.6^\circ)}{(1.5 \sin \alpha + \tan 36.6^\circ \cos \alpha)} = 255.87 \frac{\text{kN}}{\text{ml}}$$

4º. Si la zanja se inunda, el peso efectivo de la cuña será:

$$P_{cuña} = 32(\gamma_{roca} - 10) = 32(25 - 10) = 480 \text{ kN}$$

La resultante de las fuerzas normales a la junta:

$$F_n = P_{cuña} \cos 45^\circ + T \cos \alpha = 480 \cos 45^\circ + 255.87 \cos 63.66^\circ = 452.94 \text{ kN}$$

Y por otra parte, la resultante de las fuerzas actuantes según la dirección de la junta queda (con resultante desestabilizadora):

$$F_d = P_{cuña} \sin 45^\circ - T \sin \alpha = 480 \sin 45^\circ - 255.87 \sin 63.66^\circ = 110.11 \text{ kN}$$

Por tanto, el nuevo coeficiente de seguridad resulta:

$$CS = \frac{F_n}{F_d} \tan \varphi_p = \frac{452.94}{110.11} \tan 36.6^\circ = 3.05$$

5º. Si el agua desciende forma súbita y no se produce drenaje a través de la junta, tendremos una subpresión en la misma que no estará compensada por el empuje hidrostrático en la cara vertical de la cuña. Esta subpresión no compensada es claramente desfavorable, pues reduce el valor de la tensión normal en la junta. Se rige por una ley de tipo triangular y tiene un valor máximo en el arranque de la trinchera, igual a:

$$p_{arranque} = 8 \text{ m} \cdot 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 80 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

En el borde superior de la junta la subpresión es nula, y por tanto la resultante de la ley triangular será:

$$S = \frac{1}{2} p_{arranque} L_N = \frac{1}{2} 80 \cdot 11.31 = 452.4 \text{ kN}$$

La resultante de las fuerzas normales a la junta (considerando como densidad para la roca  $\gamma_{roca}$  se tiene  $P_{cuña} = 800 \text{ kN}$ ):

$$F_n = P_{cuña} \cos 45^\circ + T \cos \alpha - S = 800 \cos 45^\circ + 255.87 \cos 63.66^\circ - 452.4 \Rightarrow \\ F_n = 226.81 \text{ kN}$$

Y por otra parte, la resultante de las fuerzas actuantes según la dirección de la junta queda (con resultante desestabilizadora):

$$F_d = P_{cuña} \sin 45^\circ - T \sin \alpha = 800 \sin 45^\circ - 255.87 \sin 63.66^\circ = 336.38 \text{ kN}$$

Por tanto, el nuevo coeficiente de seguridad resulta:

$$CS = \frac{F_n}{F_d} \tan \varphi_p = \frac{226.81}{336.38} \tan 36.6^\circ = 0.5$$

## EJERCICIO 15

**1º.** La rugosidad de la junta se puede relacionar con el valor del parámetro JRC. Para una junta tipo ondulante rugosa, clasificada como R4, se estima un valor de JRC de 20, que se corresponde una longitud de la junta de 10 cm. El valor para la probeta, donde  $L_N = 0.5 \text{ m}$ , será:

$$JRC_N = JRC \left( \frac{L_N}{0.1} \right)^{-0.02 JRC} = 20 \left( \frac{0.5}{0.1} \right)^{-0.02 \cdot 20} = 10.51$$

La dilatancia de pico,  $d_n$ , se relaciona con el parámetro JRC de la roca, con su resistencia a compresión simple,  $\sigma_c$ , y con la tensión normal actuante sobre la junta,  $\sigma_n$ , por medio de la expresión:

$$d_n = \frac{JRC_N}{2} \log_{10} \frac{\sigma_c}{\sigma_n} = \frac{10.51}{2} \log_{10} \frac{50}{0.3} = 11.67$$

**2º.** La junta crítica forma un ángulo de  $25^\circ$  con la horizontal, y su proyección sobre ésta es de 40 m; por tanto, la longitud  $L_N$  de la junta será:

$$L_N = \frac{40}{\cos 25^\circ} = 44.19 \text{ m}$$

Aplicando el factor de escala para JRC, obtenemos:

$$JRC_N = JRC \left( \frac{L_N}{0.1} \right)^{-0.02 JRC} = 20 \left( \frac{44.19}{0.1} \right)^{-0.02 \cdot 20} = 1.75$$

Dado que la junta no presenta alteración, se tiene:

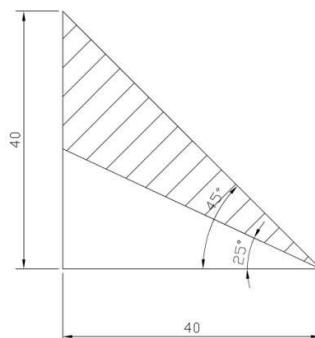
$$JCS = \sigma_c = 50 \text{ MPa}$$

$$\varphi_r = \varphi_b = 30^\circ$$

Y para el tamaño real de la junta:

$$JCS_N = JCS \left( \frac{L_N}{0.1} \right)^{-0.03 JRC} = 50 \left( \frac{44.19}{0.1} \right)^{-0.03 \cdot 20} = 1.29 \text{ MPa}$$

Para determinar el valor de la tensión normal actuante sobre la junta real,  $\sigma_n$ , es preciso calcular el peso de la posible cuña inestable, que tiene forma triangular. Esta cuña se representa sombreada en la siguiente imagen:





Se puede deducir calcular el área de la cuña como diferencia de las áreas de los triángulos rectángulos mayor y menor que contiene la representación:

$$A_{cuña} = \frac{1}{2} 40 \cdot 40 - \frac{1}{2} 40 \cdot 40 \cdot \tan 25^\circ = 426.95 \text{ m}^2$$

El peso de la cuña y el valor de la tensión normal en la junta debida al peso,  $(\sigma_n)_P$ , resultan entonces:

$$P_{cuña} = A_{cuña} \gamma_{roca} = 426.95 \cdot 25 = 10679 \text{ kN}$$

$$(\sigma_n)_P = \frac{10679 \cos 25^\circ}{44.19} = 0.219 \text{ MPa}$$

A lo largo de la junta, en una longitud  $L_N$ , actúa una presión hidrostática (subpresión) que sigue una ley triangular, máxima en el borde en contacto con el agua, de valor  $5 \text{ m} \cdot 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 50 \frac{\text{kN}}{\text{ml}}$ , y mínima en el borde opuesto, en el que se hace nula. Para estimar la tensión normal sobre la junta, supondremos que la presión hidrostática sobre la misma actúa con un valor medio,  $(\sigma_n)_{hs}$ :

$$(\sigma_n)_{hs} = \frac{\frac{1}{2} 50 \cdot 44.19}{44.19} = 0.025 \text{ MPa}$$

Aun se tiene una tercera fuerza actuando sobre la cuña que es el empuje hidrostático en la pared vertical de la misma, de valor total:

$$E = \frac{1}{2} 5 \cdot 5 \cdot 10 = 125 \frac{\text{kN}}{\text{ml}}$$

De la misma forma, supondremos que su componente normal a la junta,  $(\sigma_n)_{he}$ , reparte su efecto tensional uniformemente:  $(\sigma_n)_{he}$

$$(\sigma_n)_{he} = \frac{125 \sin 25^\circ}{44.19} = 0.00119 \text{ MPa}$$

La tensión normal sobre la junta queda:

$$\sigma_n = (\sigma_n)_P - (\sigma_n)_{hs} - (\sigma_n)_{he} = 0.219 - 0.025 - 0.00119 = 0.192 \text{ MPa}$$

Se puede calcular ahora el ángulo de rozamiento de pico para junta:

$$\varphi_p = \varphi_r + JRC_N \log_{10} \frac{JCS_N}{\sigma_n} = 30 + 1.75 \log_{10} \frac{1.29}{0.192} = 31.44^\circ$$

**3º.** Descomponiendo todas las fuerzas que actúan sobre la cuña según el plano de deslizamiento de la misma, se puede obtener el coeficiente de seguridad resultante de la acción de las fuerzas estabilizadoras y desestabilizadoras. Fuerzas estabilizadoras (rozamiento):

$$F_{\text{estabilizadoras}} = F_{\text{rozamiento}} = \sigma_n L_N \tan \varphi_p = 0.192 \cdot 44.19 \tan 31.44^\circ = 5.17 \text{ MN} = 5170 \text{ kN}$$

Fuerzas desestabilizadoras (empuje y peso):

$$F_{\text{desestabilizadoras}} = E \cos 25^\circ + P_{\text{cuña}} \sin 25^\circ = 125 \cos 25^\circ + 10679 \sin 25^\circ = 4626.43 \text{ kN}$$

El coeficiente de seguridad queda:

$$CS = \frac{F_{\text{estabilizadoras}}}{F_{\text{desestabilizadoras}}} = \frac{5170}{4626.43} = 1.12$$

**4º.** Cuando se coloca un dren a una distancia  $x$  del pie del bloque, la subpresión en la junta mantiene la forma triangular y el valor máximo,  $50 \frac{\text{kN}}{\text{ml}}$ , sigue estando en el borde en contacto con el agua. Ahora bien, en este caso la subpresión se hace nula en el contacto del dren con la junta, de tal manera que la longitud de la junta afectada por la misma deja de ser  $L_N$ , y resulta ahora:

$$L_S = \frac{40 - x}{\cos 25^\circ}$$

que genera el siguiente empuje:

$$S = \frac{1}{2} 50 \frac{40 - x}{\cos 25^\circ}$$

y una tensión normal sobre la junta:

$$(\sigma_n)_{hs} = \frac{\frac{25(40 - x)}{\cos 25^\circ}}{44.19} = 0.625(40 - x) \cdot 10^{-3} \text{ MPa}$$

La tensión normal sobre la junta es ahora:

$$\sigma_n = (\sigma_n)_P - (\sigma_n)_{hs} - (\sigma_n)_{he} = 0.219 - 0.625 \cdot 10^{-3}(40 - x) - 0.00119 = 0.192 + 0.000625x \text{ MPa}$$

Por tanto, el ángulo de rozamiento de pico queda:

$$\varphi_p = \varphi_r + JRC_N \log_{10} \frac{JCS_N}{\sigma_n} = 30 + 1.75 \log_{10} \frac{1.29}{0.192 + 0.000625x}$$

y las fuerzas estabilizadoras (las desestabilizadoras no varían):

$$F_{\text{estabilizadoras}} = F_{\text{rozamiento}} = \sigma_n L_N \tan \varphi_p = (0.192 + 0.000625x) 44.19 \tan \left( 30 + 1.75 \log_{10} \frac{1.29}{0.192 + 0.000625x} \right) 10^3 \text{ kN}$$

El coeficiente de rozamiento ha de valer un 10% más que el anterior, por tanto:

$$CS = 1.12 * 1.10 = 1.232 = \frac{F_{estabilizadoras}}{F_{desestabilizadoras}} =$$
$$(192 + 0.625x)9.55 \cdot 10^{-3} \tan\left(30 + 1.75 \log_{10} \frac{1.29}{0.192 + 0.000625x}\right)$$

Realizando tanteos se llega al siguiente valor de  $x$ :

$$x = 31.3 \text{ m}$$

## EJERCICIO 16

El valor del índice RMR del macizo rocoso se obtiene a partir de la evaluación de 6 parámetros; 5 de ellos son intrínsecos al macizo: resistencia a compresión simple de la roca intacta, RQD, espaciamiento de las discontinuidades, características de las discontinuidades y condiciones hidráulicas. El sexto parámetro depende de la orientación de las discontinuidades y del tipo de obra que se considere (túneles, minas...); no disponemos de datos para evaluar este último parámetro. Para cada parámetro de evaluación se define una puntuación; la suma de todos los puntos es el valor RMR. La siguiente tabla resume la evaluación de los diferentes parámetros:

PARÁMETROS	PUNTUACIÓN
<b>Resistencia a compresión simple</b> $\sigma_c = 100 \text{ MPa}$	10
<b>RQD</b> 20%	3
<b>Separación de diaclasas</b> $s_1 = \frac{1}{5} = 0.2 \text{ m}$ , $s_2 = \frac{1}{3} = 0.33 \text{ m}$ , $s_3 = \frac{1}{3} = 0.5 \text{ m}$ $s_m$ entre 0.2 y 0.6 m	10
<b>Estado de las discontinuidades</b>	
<b>Longitud</b> Gran persistencia	0
<b>Apertura</b> Valor entre 0.2 mm y 0.5 mm	3
<b>Rugosidad</b> Muy rugosas	6
<b>Relleno</b> No existe relleno	6
<b>Alteración</b> No están alteradas	6
<b>Condiciones hidráulicas</b> Ligeramente húmedas	10
<b>RMR</b>	54

## EJERCICIO 17

Datos:

- Número de expediente: 0085.
- Profundidad del techo del medio rocoso:  $z = H_s = 5 + 5 = 10 \text{ m}$ .
- Resistencia a compresión simple de la roca:  $R = \sigma_c = 8 + 1 = 9 \text{ MPa}$ .
- $GSI \approx RMR = 5 \times 10 + 5 = 55\%$  (se adopta el 5 como centena),
- Peso específico sumergido del medio aluvial arenoso y limoso muy suelto:  $\gamma'_s = 15 \text{ kN/m}^3$ .
- Peso específico sumergido del medio rocoso de tipo argilítico:  $\gamma'_r = 20 \text{ kN/m}^3$ .
- Diámetro de la maquinaria de ejecución de los pilotes:  $D = 1 \text{ m}$ .

1º. La carga de hundimiento por punta de un pilote sobre roca tiene la expresión:

$$q_{PP} = \beta(N_\beta - \zeta)s_\beta$$

donde:

- $s_\beta$  es el factor de forma, que oscila habitualmente entre 1.3 y 1.5 y satisface que  $s_\beta \geq 1$ . Adoptaremos  $s_\beta = 1$  (criterio conservador).
- $N_\beta$  es el factor de carga, que depende de  $\zeta$ , del factor de empotramiento  $n$ , de valor  $H_R/D$  y del factor adimensional  $h_m^* = h_m/\beta$ , donde  $h_m$  es la presión del terreno a la cota del punto medio del tramo empotrado del pilote.

Los parámetros adimensionales  $\beta$  y  $\zeta$  no dependen de la profundidad de empotramiento en roca del pilote; se determinan con carácter general:

$$\beta = \frac{m_0 \sigma_c}{8} e^{\frac{RMR-100}{28}} = \frac{4 \cdot 9}{8} e^{\frac{55-100}{28}} = 0.902 \text{ MPa}$$

$$\zeta = \frac{8}{m_0^2} e^{\frac{RMR-100}{25.2}} = \frac{8}{4^2} e^{\frac{55-100}{25.2}} = 0.0838$$

Donde se ha adoptado  $m_0 = 4$  para argilitas (véase tabla).

PROFUNDIDAD DE EMPOTRAMIENTO DE 0 m:

Valor de  $h_m$ :

$$h_m = \gamma'_s H_s = 15 \cdot 10 = 150 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 0.15 \text{ MPa}$$

Valor de  $h_m^*$ :

$$h_m^* = \frac{h_m}{\beta} = \frac{0.15}{0.902} = 0.166$$

Para  $h_m^* \leq 1$  (carga pequeña) y  $n = 0$ , se puede obtener el valor de  $N_\beta$  mediante gráficos. Tenemos:

$$\zeta = 0.01 \Rightarrow N_\beta = 12$$

$$\zeta = 0.1 \Rightarrow N_\beta = 13$$

Interpolando para  $\zeta = 0.0838$ :

$$N_\beta = 12 + \frac{13 - 12}{0.1 - 0.01} (0.0838 - 0.01) = 12.82$$

La carga de rotura queda por tanto:

$$q_{PP} = \beta(N_\beta - \zeta)s_\beta = 0.902(12.82 - 0.0838)1 = 11.49 \text{ MPa}$$

PROFUNDIDAD DE EMPOTRAMIENTO DE 2 m:

Valor de  $h_m$ :

$$h_m = \gamma'_s H_s + \gamma'_r \frac{H_R}{2} = 15 \cdot 10 + 20 \frac{2}{2} = 170 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 0.17 \text{ MPa}$$

Valor de  $h_m^*$ :

$$h_m^* = \frac{h_m}{\beta} = \frac{0.17}{0.902} = 0.188$$

Para  $h_m^* \leq 1$  (carga pequeña) y  $n = 2$ , se puede obtener el valor de  $N_\beta$  mediante gráficos. Tenemos:

$$\zeta = 0.01 \Rightarrow N_\beta = 17$$

$$\zeta = 0.1 \Rightarrow N_\beta = 19$$

Interpolando para  $\zeta = 0.0838$ :

$$N_\beta = 17 + \frac{19 - 17}{0.1 - 0.01} (0.0838 - 0.01) = 18.64$$

La carga de rotura queda por tanto:

$$q_{PP} = \beta(N_\beta - \zeta)s_\beta = 0.902(18.64 - 0.0838)1 = 16.74 \text{ MPa}$$

PROFUNDIDAD DE EMPOTRAMIENTO DE 4 m:

Valor de  $h_m$ :

$$h_m = \gamma'_s H_s + \gamma'_r \frac{H_R}{2} = 15 \cdot 10 + 20 \frac{4}{2} = 190 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 0.19 \text{ MPa}$$

Valor de

$$h_m^* = \frac{h_m}{\beta} = \frac{0.19}{0.902} = 0.211$$

Para  $h_m^* \leq 1$  (carga pequeña) y  $n = 4$ , se puede obtener el valor de  $N_\beta$  mediante gráficos. Tenemos:

$$\zeta = 0.01 \Rightarrow N_\beta = 19.5$$

$$\zeta = 0.1 \Rightarrow N_\beta = 23.5$$

Interpolando para  $\zeta = 0.0838$ :

$$N_\beta = 19.5 + \frac{23.5 - 19.5}{0.1 - 0.01}(0.0838 - 0.01) = 22.78$$

La carga de rotura queda por tanto:

$$q_{PP} = \beta(N_\beta - \zeta)s_\beta = 0.902(22.78 - 0.0838)1 = 20.47 \text{ MPa}$$

**2º.**

Porcentaje de beneficio obtenido al pasar de 0 a 2 m la profundidad de empotramiento:

$$\frac{16.74 - 11.49}{11.49} 100 = 45.69\%$$

Porcentaje de beneficio obtenido al pasar de 0 a 4 m la profundidad de empotramiento:

$$\frac{22.78 - 11.49}{11.49} 100 = 98.3\%$$

Porcentaje de beneficio obtenido al pasar de 2 a 4 m la profundidad de empotramiento:

$$\frac{22.78 - 16.74}{16.74} 100 = 36.08\%$$

**3º.** Adoptamos el nuevo RMR:

$$RMR = \frac{55}{2} = 27.5$$

Los nuevos parámetros  $\beta$  y  $\zeta$  serán ahora:

$$\beta = \frac{m_0 \sigma_c}{8} e^{\frac{RMR-100}{28}} = \frac{4 \cdot 9}{8} e^{\frac{27.5-100}{28}} = 0.338 \text{ MPa}$$

$$\zeta = \frac{8}{m_0^2} e^{\frac{RMR-100}{25.2}} = \frac{8}{4^2} e^{\frac{27.5-100}{25.2}} = 0.0282$$

Y el valor de  $h_m^*$  para  $H_R = 0$  m:

$$h_m^* = \frac{h_m(H_R = 0)}{\beta} = \frac{0.15}{0.338} = 0.444$$

Para  $h_m^* \leq 1$  (carga pequeña) y  $n = 0$ , se puede obtener el valor de  $N_\beta$  mediante gráficos. Tenemos:

$$\zeta = 0.01 \Rightarrow N_\beta = 15$$

$$\zeta = 0.1 \Rightarrow N_\beta = 18$$

Interpolando para  $\zeta = 0.0838$ :

$$N_\beta = 15 + \frac{18 - 15}{0.1 - 0.01}(0.0282 - 0.01) = 15.61$$

La carga de rotura queda por tanto:

$$q_{PP} = \beta(N_\beta - \zeta)s_\beta = 0.902(15.61 - 0.0838)1 = 14.0 \text{ MPa}$$

**4º.**

Porcentaje de la carga a compresión simple que corresponde a la carga de hundimiento para  $n = 0$ :

$$\frac{11.49}{9} 100 = 128\%$$

Porcentaje de la carga a compresión simple que corresponde a la carga de hundimiento para  $n = 2$ :

$$\frac{16.74}{9} 100 = 186\%$$

Porcentaje de la carga a compresión simple que corresponde a la carga de hundimiento para  $n = 4$ :

$$\frac{22.78}{9} 100 = 253\%$$



## EJERCICIO 18

Datos:

- Número de expediente: 0085.
- Profundidad del techo del medio rocoso:  $z = H_S = 5 + 5 = 10 \text{ m}$ .
- Resistencia a compresión simple de la roca:  $R = \sigma_c = 8 + 1 = 9 \text{ MPa}$ .
- $GSI \approx RMR = 5 \times 10 + 5 = 55\%$  (se adopta el 5 como centena),
- Peso específico sumergido del medio aluvial arenoso y limoso muy suelto:  $\gamma'_s = 15 \text{ kN/m}^3$ .
- Peso específico sumergido del medio rocoso de tipo argilítico:  $\gamma'_r = 20 \text{ kN/m}^3$ .
- Diámetro de la maquinaria de ejecución de los pilotes:  $D = 1 \text{ m}$ .

5º. Carga de hundimiento por fuste para profundidades de 10, 15 y 30 m en el tramo argilítico.

Expresión de la resistencia por fuste de un pilote empotrado en toca:

$$Q_F = \pi D H_R \beta \tau_{fm}^*$$

donde:

- $H_R$ : longitud de empotramiento en roca.
- $\beta = \frac{m\sigma_c}{8}$ ;  $m = m_i e^{\frac{RMR-100}{28}}$ .
- $\tau_{fm}^*$ : resistencia media al corte a lo largo de la longitud de empotramiento.

El valor de  $\tau_{fm}^*$  se puede expresar a partir del ángulo de rozamiento interno de la roca al inicio ( $\rho_i$ ) y al final ( $\rho_f$ ) de la longitud de empotramiento (véase el artículo *Shaft resistance of a pile embedded in rock*; I.J. Rock Mechanics and Mining Sciences; Serrano & Olalla). La expresión es la siguiente:

$$\tau_{fm}^* = \frac{T(\rho_f) - T(\rho_i)}{S(\rho_f) - S(\rho_i)}$$

donde:

$$S(\rho) = \frac{1}{2} \left( \frac{1 - \sin \rho}{\sin \rho} \right)^2 (1 + 2 \sin \rho)$$

$$T(\rho) = \frac{\cotan^3 \rho}{3} - \frac{\cotan^2 \rho}{2} \cos \rho + \left( \frac{1 - \sin \rho}{2} \right) \cos \rho + \frac{1}{2} \ln \left( \tan \frac{\rho}{2} \right) - \frac{\rho}{2}$$

Para determinar  $\rho_i$  y  $\rho_f$  se ha de aplicar el criterio de resistencia de *Hoek & Brown* a partir del valor de la presión horizontal  $\sigma_h^*$  al inicio y al final de la longitud de empotramiento. Se tiene que:

$$\sigma_h^* = K_0 \sigma_v^*$$

donde  $K_0$  representa el coeficiente de proporcionalidad (coeficiente de empuje) entre  $\sigma_h^*$  y  $\sigma_v^*$ .  $K_0$  verifica la desigualdad:

$$K_0 \leq 1$$

Adoptaremos  $K_0 = 1$  con criterio conservador. Por otra parte, a lo largo de la longitud de empotramiento ( $h$ ) se cumple que:

$$\sigma_v^* = \frac{\gamma'_s z}{\beta} + \frac{\gamma'_r h}{\beta}$$

siendo:

$$h_i = 0$$

$$h_f = H_R$$

En el siguiente extracto de una hoja de cálculo se resumen los cálculos de la resistencia por fuste relativos a cada una de las tres longitudes de empotramiento propuestas.

Nº expediente	0085		$H_s$	10	15	30	(m)
$m_0$	4		$h_i$	0	0	0	(m)
RCS ( $\sigma_c$ )	9	(Mpa)	$h_f$	10	15	30	(m)
GSI ( $\approx$ RMR)	55		$\sigma_{vi}^*$	0.1663	0.1663	0.1663	
$K_0$	1		$\sigma_{vf}^*$	0.3880	0.4989	0.8314	
$\gamma'_s$	15	(kN/m <sup>3</sup> )	$\sigma_{hi}^*$	0.1663	0.1663	0.1663	
$\gamma'_r$	20	(kN/m <sup>3</sup> )	$\sigma_{hf}^*$	0.3880	0.4989	0.8314	
$H_s$	10	(m)	$\lambda_i$	0.6110	0.6110	0.6110	
$D$	1	(m)	$\lambda_f$	0.4836	0.4384	0.3410	
$m$	0.80		$\text{sen } \rho_i$	0.6852	0.6852	0.6852	
$s$	0.0067		$\text{sen } \rho_f$	0.6048	0.5761	0.5126	
$\beta$	0.9021		$\rho_i$ (rad)	0.7549	0.7549	0.7549	
$\zeta$	0.0838		$\rho_f$ (rad)	0.6495	0.6139	0.5382	
			$\rho_i$ (°)	43.25	43.25	43.25	
			$\rho_f$ (°)	37.21	35.18	30.84	
			$\tau_i$	0.3018	0.3018	0.3018	(Mpa)
			$\tau_f$	0.4695	0.5426	0.7363	(Mpa)
			$S(\rho_i)$	0.2501	0.2501	0.2501	
			$S(\rho_f)$	0.4718	0.5827	0.9153	
			$T(\rho_i)$	-0.7365	-0.7365	-0.7365	
			$T(\rho_f)$	-0.6410	-0.5788	-0.3420	
			$\tau_{fm}^*$	0.4308	0.4744	0.5931	(exacto)
			$\tau_{fm}^*$	0.4275	0.4680	0.5754	(aprox.)
			$Q_F$	12209	20165	50425	(kN)

Es decir:

$$Q_F(H_R = 10 \text{ m}) = 12209 \text{ kN}$$

$$Q_F(H_R = 15 \text{ m}) = 20165 \text{ kN}$$

$$Q_F(H_R = 30 \text{ m}) = 50425 \text{ kN}$$

6º. El porcentaje de beneficio obtenido al incrementar la profundidad de empotramiento se calculará respecto de la menor longitud de empotramiento, esto es,  $H_R = 10 \text{ m}$ . Se obtiene:

- Para 15 m de profundidad:

$$\Delta Q_T = \frac{20165-12209}{12209} = 65.16\%$$

- Para 30 m de profundidad:

$$\Delta Q_T = \frac{50425-12209}{12209} = 313\%$$

7º. Para  $GSI \approx RMR = \frac{55}{2} = 27.5 \%$  se tiene:

Nº expediente	0085		$H_S$	10	15	30	(m)
$m_0$	4		$h_i$	0	0	0	(m)
RCS ( $\sigma_c$ )	9	(Mpa)	$h_f$	10	15	30	(m)
GSI ( $\approx RMR$ )	27.5		$\sigma_{vi}^*$	0.4440	0.4440	0.4440	
$K_0$	1		$\sigma_{vf}^*$	1.0360	1.3320	2.2200	
$\gamma'_s$	15	(kN/m <sup>3</sup> )	$\sigma_{hi}^*$	0.4440	0.4440	0.4440	
$\gamma'_r$	20	(kN/m <sup>3</sup> )	$\sigma_{hf}^*$	1.0360	1.3320	2.2200	
$H_S$	10	(m)	$\lambda_i$	0.4835	0.4835	0.4835	
$D$	1	(m)	$\lambda_f$	0.3093	0.2597	0.1706	
$m$	0.30		$\text{sen } \rho_i$	0.6047	0.6047	0.6047	
$s$	0.0003		$\text{sen } \rho_f$	0.4911	0.4560	0.3856	
$\beta$	0.3378		$\rho_i$ (rad)	0.6494	0.6494	0.6494	
$\zeta$	0.0282		$\rho_f$ (rad)	0.5134	0.4735	0.3959	
			$\rho_i$ (°)	37.21	37.21	37.21	
			$\rho_f$ (°)	29.41	27.13	22.68	
			$\tau_i$	0.1759	0.1759	0.1759	(Mpa)
			$\tau_f$	0.3049	0.3586	0.4966	(Mpa)
			$S(\rho_i)$	0.4722	0.4722	0.4722	
			$S(\rho_f)$	1.0642	1.3602	2.2482	
			$T(\rho_i)$	-0.6409	-0.6409	-0.6409	
			$T(\rho_f)$	-0.2140	0.0771	1.2073	
			$\tau_{fm}^*$	0.7210	0.8085	1.0406	(exacto)
			$\tau_{fm}^*$	0.7117	0.7911	0.9954	(aprox.)
			$Q_F$	7653	12871	33132	(kN)

Es decir:

$$Q_F(H_R = 10 \text{ m}) = 7653 \text{ kN}$$

$$Q_F(H_R = 15 \text{ m}) = 12871 \text{ kN}$$

$$Q_F(H_R = 30 \text{ m}) = 33132 \text{ kN}$$

8º. Para comparar la carga de hundimiento con el valor de la resistencia a compresión simple, calculamos previamente el valor de unitario de aquella. A partir de los valores de  $\tau_{fm}^*$  de la hoja de cálculo, resulta:

$$q_F = \beta \tau_{fm}^*$$

$$q_F(H_R = 10 \text{ m}) = 0.9021 \cdot 0.4308 = 0.3889 \text{ MPa}$$

$$q_F(H_R = 15 \text{ m}) = 0.9021 \cdot 0.4744 = 0.4280 \text{ MPa}$$

$$q_F(H_R = 30 \text{ m}) = 0.9021 \cdot 0.5931 = 0.5350 \text{ MPa}$$

Se obtienen pues los siguientes porcentajes:

$$\frac{q_F}{\sigma_c}(H_R = 10 \text{ m}) = \frac{0.3889}{9} = 4.32\%$$

$$\frac{q_F}{\sigma_c}(H_R = 15 \text{ m}) = \frac{0.4280}{9} = 4.75\%$$

$$\frac{q_F}{\sigma_c}(H_R = 30 \text{ m}) = \frac{0.5350}{9} = 5.94\%$$

9º. Porcentajes de la carga de hundimiento por fuste respecto de la raíz cuadrada de la resistencia a compresión simple:

$$\frac{q_F}{\sqrt{\sigma_c}}(H_R = 10 \text{ m}) = \frac{0.3889}{\sqrt{9}} = 12.96\%$$

$$\frac{q_F}{\sqrt{\sigma_c}}(H_R = 15 \text{ m}) = \frac{0.4280}{\sqrt{9}} = 14.27\%$$

$$\frac{q_F}{\sqrt{\sigma_c}}(H_R = 30 \text{ m}) = \frac{0.5350}{\sqrt{9}} = 17.83\%$$

Anejo. Tabla de valores de  $m_i$ :

Tabla B9 Valores Típicos para  $m_i$  para el Criterio de Hoek y Brown (1988)

Tipo de Roca	Clase	Grupo	Textura			
			Gruesa	Media	Fina	Muy Fina
Sedimentaria	Clástica		Conglomerado (22)	Arenisca 19	Limolita 9	Argilita 4
			← Grauvaca (18) →			
	No clástica	Orgánica	← Carbón (8-21) →			
		Carbonatadas	Brecha (20)	Caliza (10)	Dolomita 8	
		Químicas		Gipsonita 16	Anhidrita 13	
Metamórfica	No foliadas		Mármol 9	Hornfels (19)	Cuarcita 24	
	Levemente foliadas		Migmatita (30)	Anfibolita 31	Milonita (6)	
	Foliadas*		Gneiss 33	Esquistos (10)	Filita (10)	Pizarra 9
Ígneas	Claras		Granito 33		Riolita (16)	Obsidiana (19)
			Granodiorita (30)		Dacita (17)	
			Diorita (28)		Andesita 19	
	Oscuras		Gabro 27	Dolerita (19)	Basalto (17)	
			Norito 22			
		Piroclásticas extrusivas	Aglomerado (20)	Brecha (18)	Tufo (15)	

\* Estos valores son para especímenes de roca intacta con foliación ensayados normalmente. El valor puede variar si la ruptura ocurre a lo largo de la foliación (Hoek 1983)

## EJERCICIO 20

## 1º.

La resistencia a compresión se puede correlacionar con la carga en punta PLT,  $I_{s(50)}$ , mediante la expresión:

$$\sigma_c = KI_{s(50)}$$

Dado que  $I_{s(50)}$  es conocido, necesitamos determinar el valor de  $K$ . Se exponen a continuación distintas referencias para la estimación de dicho valor:

- Según la *ISRM (1985)*, se puede adoptar un  $K = 22$  independientemente del tipo de roca.
- *Romana (1996)* establece una relación de  $K$  con el tipo de roca. Para un granito, clasificable como roca ígnea compacta, adopta  $K = 20 - 25$ .
- Para un granito sano, *Chang & Wong* deducen  $K = 12.62 - 16.08$ .

La horquilla de valores de  $K$ , por tanto, va de 12.62 a 25; la correspondiente horquilla para el valor de la resistencia a compresión simple resulta:

$$\sigma_c = KI_{s(50)} = \begin{cases} 12.62 \cdot 4.8 = 60.58 \text{ MPa} \\ 25 \cdot 4.8 = 120 \text{ MPa} \end{cases}$$

Los valores típicos de  $\sigma_c$  para un granito sano son superiores a 300 MPa; para un granito meteorizado se oscila entre 10 y 150 MPa. El valor obtenido en el ensayo PLT está pues por debajo del esperable para un granito sano. No obstante, asumiendo este dato, adoptaremos un valor intermedio de  $\sigma_c$ :

$$\sigma_c = \frac{60.58 + 120}{2} = 90.29 \text{ MPa}$$

2º. El valor del índice  $J_v$  para las dos familias de defectos del macizo es el siguiente:

$$J_v = \sum_{i=1}^2 \frac{1}{s_{mi}} = \frac{1}{0.5} + \frac{1}{0.25} = 6$$

La *ISRM* propone la siguiente correlación empírica entre  $J_v$  y RQD para  $J_v \geq 4.5$ :

$$RQD = 115 - 3.3J_v = 95.2\%$$

2º. El valor del índice RMR del macizo rocoso se obtiene a partir de la evaluación de 6 parámetros; 5 de ellos son intrínsecos al macizo: resistencia a compresión simple de la roca intacta, RQD, espaciamiento de las discontinuidades, características de las discontinuidades y condiciones hidráulicas. El sexto parámetro depende de la orientación de las discontinuidades y del tipo de obra que se considere (túneles, minas...); no disponemos de datos para evaluar este último parámetro. Para cada parámetro de evaluación se define una puntuación; la suma de todos los puntos es el valor RMR. La siguiente tabla resume la evaluación de los diferentes parámetros:

PARÁMETROS	PUNTUACIÓN
<b>Resistencia a compresión simple</b> A partir del ensayo de carga puntual: para $I_{s(50)}$ entre 4 y 10 MPA	12
<b>RQD</b> Valor entre 90 y 100%	20
<b>Separación de diaclasas</b> Para $s_m$ entre 0.2 y 0.6 m.	10
<b>Estado de las discontinuidades</b>	
<b>Longitud</b> Valor de persistencia > 20	0
<b>Apertura</b> Valor entre 0.2 mm y 0.5 mm	3
<b>Rugosidad</b> Valor de $JRC_0 = 20$ se clasifica como <i>muy rugosa</i>	6
<b>Relleno</b> No existe relleno	6
<b>Alteración</b> No están alteradas	6
<b>Condiciones hidráulicas</b> No existe agua freática	15
<b>RMR</b>	78

4º. De acuerdo con Hoek & Brown (1997), para un macizo:

$$m_0 = 33$$

Los parámetros  $m$ ,  $s$ ,  $\beta$  y  $\zeta$  resultan (se adopta  $D = 0$  debido a la mínima alteración del macizo):

$$m = m_0 e^{\frac{RMR-100}{28}} = e^{\frac{78-100}{28}} = 15.04$$

$$s = e^{\frac{RMR-100}{25.2}} = e^{\frac{78-100}{25.2}} = 0.087$$

$$\beta = \frac{m_0 \sigma_c}{8} = \frac{33 \cdot 90.29}{8} = 169.75 \text{ MPa}$$

$$\zeta = \frac{8s}{m_0^2} = \frac{8 \cdot 0.087}{33^2} = 0.003068$$