

Análisis numérico del efecto de la rugosidad en el contacto pilote-roca sobre la resistencia por fuste y punta

Numerical analysis of the effect of shaft roughness on end bearing and side shear resistance in drilled shafts in rock

José Gregorio Gutiérrez Chacón^{1*}, Svetlana Melentijevic²

Palabras clave

resistencia por fuste;
resistencia por punta;
roca;
interacción pilote-roca;
método de elementos finitos;

Resumen

Esta investigación tiene como objetivo principal analizar el efecto de la rugosidad sobre la resistencia por fuste y punta de pilotes empotrados en roca sometidos a carga axial, mediante la aplicación del método de elementos finitos (MEF) a través de los códigos Plaxis y Abaqus. Se ha realizado una recopilación bibliográfica de las formulaciones empíricas que contemplan el cálculo de carga de hundimiento de los pilotes empotrados en roca. La interacción pilote-roca se ha modelado mediante la configuración geométrica de la clasificación de rugosidades de Pells *et al.* (1980) en Plaxis y la forma de rugosidad planteada por O'Neill *et al.* (1996) en Abaqus. En este sentido, para analizar el proceso de transferencia de carga en la interacción pilote-roca y zonas circundantes, se realizan curvas comparativas de los resultados obtenidos en las variables de salida graficando: (1) carga axial movilizada en el pilote-profundidad, (2) resistencia unitaria movilizada por fuste-profundidad, (3) carga-resistencia unitaria movilizada por punta y fuste en el contacto pilote-roca, (4) carga-resistencia movilizada y (5) carga-asiento. Se comparan los resultados con las formulaciones empíricas planteadas por diversos autores, resaltando dos aspectos importantes: en primer lugar, los cálculos de resistencia por punta y fuste del pilote a través de las formulaciones conceptuales son muy conservadores y no reproducen el efecto “real” en el contacto pilote-roca, y en segundo lugar, la componente de resistencia por fuste contribuye en gran medida en la contribución de carga de hundimiento del pilote, y en consecuencia, su contribución no debe ser despreciado totalmente en el diseño de pilote.

Keywords

side shear resistance;
end bearing resistance;
rock;
shaft-rock interaction;
finite element method;

Abstract

*The main goal of this research is the study of the effect of shaft roughness on end bearing, and side shear resistance in the design of axially loaded drilled shafts in rock. In order to model that effect, the finite element method (FEM) using a commercial program is developed. The empirical correlations for estimating the end bearing and side shear resistance of drilled shaft in rock are described. The contact surface of the pile shaft drilled in rock is introduced in numerical model in agreement with the proposal by Pells *et al.* (1980) in Plaxis, and a sinusoidal profile according to O'Neill *et al.* (1996) in Abaqus. The influence of different roughness classes on complex mechanisms of load transfer at the interface between the socketed piles and the surrounding rock is shown. Diverse results are obtained by numerical modeling being presented by following relationships: (1) axial load mobilized in pile-depth, (2) side shear resistance mobilized-depth, (3) load-end bearing and side shear resistance relationship, (4) load-resistance mobilized, (5) load-settlement. The results are compared to empirical correlations proposed by different researchers. As conclusions none of empirical formulations can satisfactorily estimate side shear resistance because they do not consider the “real” roughness effect in shaft-rock interaction. Therefore, the design of drilled shafts in rock is generally overestimated. The results confirm the excessive simplification in considering only side shear or only end bearing resistance in the pile design. There is a mutual dependence between end bearing and side shear resistance that should be considered in the analysis of deep foundations.*

1. INTRODUCCIÓN

Diversas teorías han sido planteadas por varios investigadores para el cálculo de la carga de hundimiento por punta y por fuste para pilotes empotrados en roca.

Un aspecto que muchas veces no se considera en el cálculo de pilotes excavados en roca es la rugosidad de

la pared de la excavación, cuyo efecto según los autores O'Neill *et al.* (1996) y Seidel y Collingwood (2001), entre otros, presenta un efecto notable sobre la resistencia movilizada por punta y fuste de pilotes empotrados en roca. Por las consideraciones anteriores, en esta investigación se desarrollan a detalle los planteamientos hechos por diversos investigadores sobre el tema y se aplicará una modelización numérica basado en el método de elementos finitos a través de los códigos Plaxis y Abaqus, para de esta manera analizar el efecto de la rugosidad en la interacción pilote-roca sobre la carga de hundimiento por punta y fuste.

* Autor de contacto: jg.gutierrez@alumnos.upm.es

¹ Departamento de Ingeniería y Morfología del Terreno de la ETSICCP (UPM).

² Departamento de Geodinámica (UCM)

2. ESTADO DEL ARTE

La carga de hundimiento del pilote (Q_h) viene dada por la ecuación 1 (Rodríguez 2015):

$$Q_h = Q_p + Q_f \quad [1]$$

Siendo

$$Q_f = \int_0^L \tau_f \cdot p_f \cdot dz \quad [2]$$

$$Q_p = Q_p \cdot A_p \quad [3]$$

Donde:

Q_f, Q_p : resistencia del pilote por fuste y punta, respectivamente.

τ_f, q_p : resistencia unitaria por fuste y punta, respectivamente.

p_f : perímetro de la sección transversal del pilote.

L : longitud del pilote que trabaja por fuste.

z : profundidad contada desde la parte superior del pilote en contacto con el terreno

A_p : área de la sección transversal de la punta del pilote

Las situaciones en las que los pilotes trabajan solo por fuste son diversas, por ejemplo: el acabado final de la perforación no es del todo limpio o se realizó sobre rocas con cavernas (calizas), y por tanto, existe la posibilidad de que la resistencia por punta no se llegue a desarrollar (ver figura nº1). Por otro lado, cuando la roca competente se encuentra bajo un gran estrato de material de baja resistencia, se establece que el pilote solo trabajará por punta.

1. Resistencia por Fuste

La resistencia por fuste en la superficie de contacto pilote-roca depende de muchos factores entre los cuales se pueden mencionar: rugosidad del pilote, propiedades de resistencia y de deformación del hormigón y del macizo

rocoso, geometría del pilote, entre otros (Zhang 2004). A continuación se describen algunas correlaciones empíricas que permiten estimar la carga de hundimiento de pilotes por fuste.

Se han propuesto por muchos investigadores correlaciones empíricas entre la resistencia a la compresión simple de la roca (σ_c) y la resistencia unitaria por fuste (τ_f) de pilotes excavados en roca. La forma de estas correlaciones empíricas puede ser generalizada como (Seidel y Collingwood, 2001):

$$\tau_f = \alpha \cdot \sigma_c^\beta \quad [4]$$

Según Seidel y Collingwood (2001), los factores empíricos y propuestos por un número de investigadores han sido resumidos y mostrados en la tabla nº1.

Tabla 1. Factores empíricos para el diseño de resistencia por fuste (Zhang 2004 y Serrano *et al.* 2008)

Método de Diseño	α	β
Rosenberg y Journeaux (1976)	0,34	0,51
Horvath y Kenney (1979)	0,21	0,50
Meigh y Wolshi (1979)	0,22	0,60
Reynolds y Kaderbeck (1980)	0,30	1,00
Williams <i>et al.</i> (1980)	0,44	0,36
Horvath (1982)	0,20 - 0,30	0,50
Gupton y Logan (1984)	0,20	1,00
Rowe y Armitage (1984)	0,40	0,57
Carter y Kulhawy (1988)	0,20	0,50
Reese y O'Neill (1988)	0,15	1,00
Toh <i>et al.</i> (1989)	0,25	1,00
Código de Pilotes Australiano (1980)	0,15	1,00
Canadian Foundation Engineering Manual (1985)	0,20 - 0,33	0,50
Normativa AAHSTO (1997)	0,21 - 0,26	0,50
Zhang y Einstein (1998)	0,40 - 0,80	0,50
Código Técnico de la Edificación (2006)	0,20	0,50

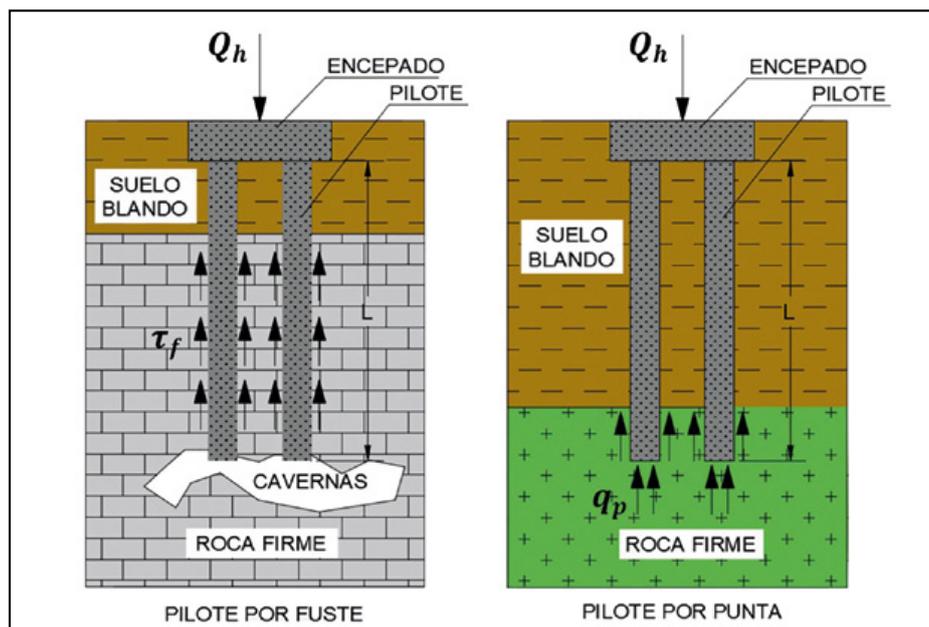


Figura 1. Pilotes en roca.

Adicionalmente estos autores establecen que Rowe y Armitage (1984) llevaron a cabo una revisión exhaustiva de las correlaciones entre la resistencia a la compresión simple (σ_c) y el factor de adherencia (α_c). Siendo el factor de adherencia definido como:

$$\alpha_c = \frac{\tau_f}{\sigma_c} \quad [5]$$

En los datos de Kulhawy y Phoon (1993), se grafica el factor de adherencia (α_c) contra la resistencia al corte normalizada, definida como C_u/P_a o $\sigma_c/2P_a$, donde P_a es la presión atmosférica (ver figura n°2).

En este sentido, basado en sus datos de ensayos de carga, proponen la siguiente ecuación general para el factor de adhesión tanto para pilotes en suelo como en roca (Seidel y Collingwood 2001):

$$\alpha_c = \psi \cdot \left(\frac{\sigma_c}{2P_a}\right)^{-0,50} \quad [6]$$

Donde el factor ψ toma valores de 0,50 para pilotes en suelo y valores comprendidos entre 1,00 a 3,00 (promedio 2,00) para pilotes en roca.

Correlaciones empíricas entre la resistencia unitaria por fuste y parámetros del criterio de rotura Hoek y Brown

Serrano *et al.* (2015) partiendo del criterio de resistencia de Hoek y Brown modificado en su forma paramétrica (Serrano y Olalla 1994) plantean el cálculo de la resistencia por fuste de pilotes en roca de la forma:

$$\tau_f = \beta_a \cdot \tau_{fm}^* \quad [4]$$

$$\beta_a = \frac{m \cdot \sigma_c}{s} \quad [8]$$

$$\zeta_a = \frac{8 \cdot s}{m^2} \quad [9]$$

Donde:

β_a : es el módulo de resistencia de la forma paramétrica del criterio de rotura de Hoek y Brown según Serrano y Olalla (1994).

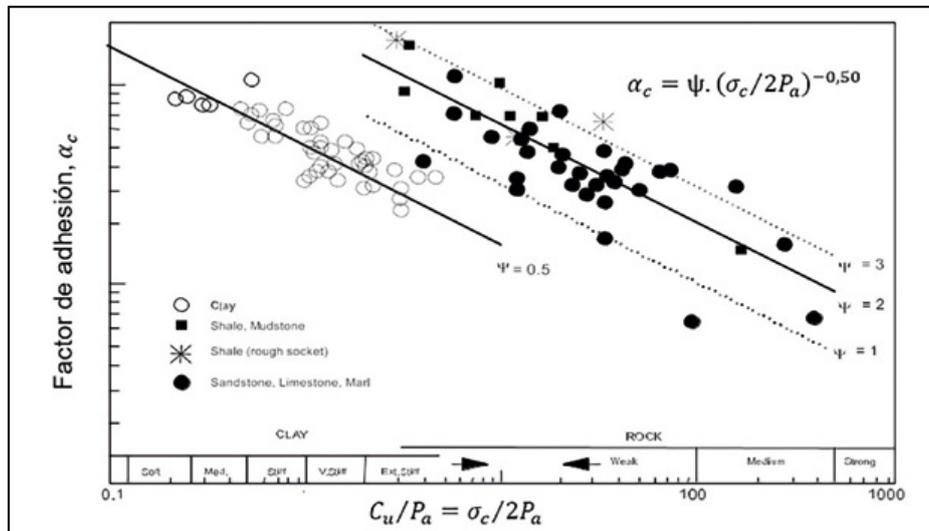


Figura 2. Relación entre α_c y C_u/P_a (Kulhawy y Phoon 1993, citado por Seidel y Collingwood 2001).

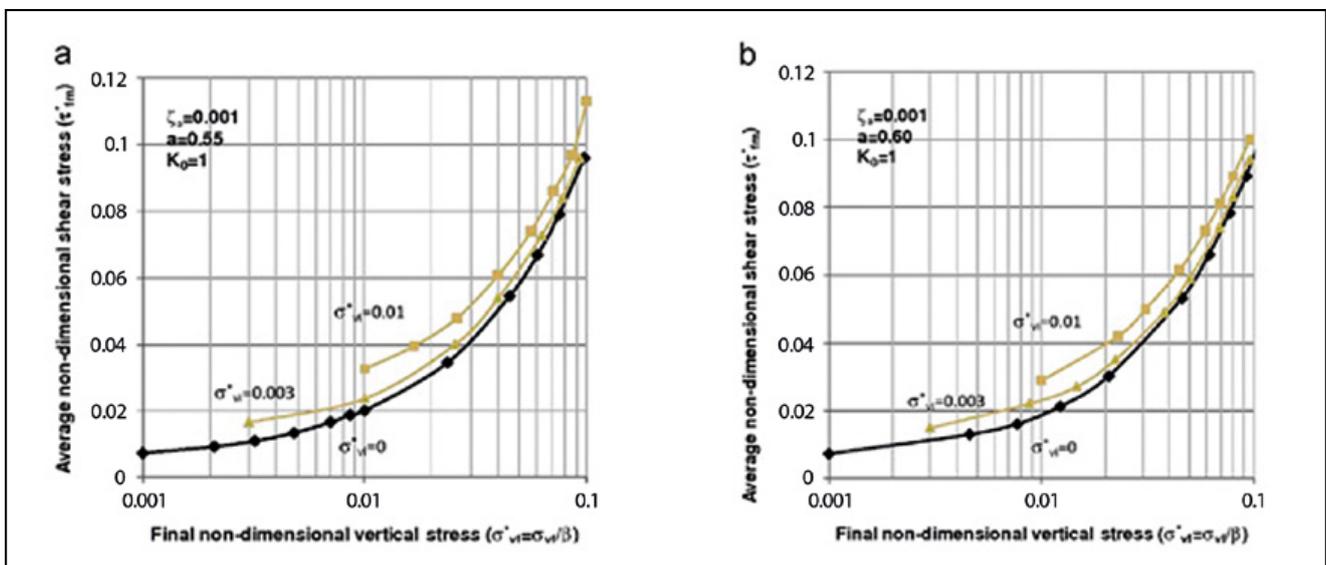


Figura 3. τ_{fm}^* como función de las condiciones de borde (σ_{v1} ; σ_{v1}) para $\zeta_a = 0,001$: (a) valor del exponente $a = 0,55$ y $k_0 = 1$. (b) valor del exponente $a = 0,60$ y $k_0 = 1$ (Serrano *et al.* 2015).

ξ_a : es el coeficiente de tenacidad de la forma paramétrica del criterio de rotura de Hoek y Brown según Serrano y Olalla (1994).

m, s : parámetros de Hoek y Brown.

τ_{fm}^* : es la tensión tangencial media adimensional, función del coeficiente de tenacidad (ξ_a), del módulo de resistencia (β_o), de la carga vertical existente sobre la roca en su cota superior (σ_v), y el parámetro K_o que simula los de la superficie de contacto pilote-roca (ejemplo, ver figura nº3).

Correlaciones empíricas basadas en la rugosidad de la pared de la excavación

Uno de los factores que tiene influencia significativa en la resistencia por fuste es la rugosidad en la pared de la excavación. Según Seidel y Collingwood (2001), este aspecto ha sido muy bien reconocido por varios investigadores, por ejemplo, Pells *et al.* (1980) cuya clasificación de rugosidades se muestra en la tabla nº2.

Según Seidel y Collingwood (2001), el factor de adherencia para rugosidades de R1 a R3 (cualquier pilote) viene dado de la forma:

$$\alpha_c = 0,40 \cdot \sigma_c^{-0,43} \quad [10]$$

Mientras que para rugosidades tipo R4 (cualquier pilote):

$$\alpha_c = 0,50 \cdot \sigma_c^{-0,389} \quad [11]$$

Tabla 2. Clasificación de rugosidades en el contacto roca-pilote (Pells *et al.* 1980 y luego Kodikara *et al.* 1992 citado por Melentijevic *et al.* 2012)

Tipo de Rugosidad	Distancia entre pico de las rugosidades y la pared de la excavación H (mm)	Espaciamiento entre pico de las rugosidades D (mm)
Liso (R1)	1 – 4	50 - 200
Medio (R2)	4 – 20	50 - 200
Rugoso (R3)	20 – 80	50 - 200
Muy rugoso (R4)	> 80	50 - 200

Rugosidad de la pared de la excavación

Según Seidel y Collingwood (2001), la investigación de Horvath y Kenney (1979) y Horvath *et al.* (1983) el efecto de la rugosidad en la pared de la excavación sobre la resistencia por fuste en los esquistos de Queenston, fue particularmente significativa, dando lugar a la propuesta de un método cuantitativo para incorporar las rugosidades de la excavación en el diseño de pilotes. Sobre la base de este trabajo, Horvath *et al.* (1983), proponen un factor de rugosidad (RF) que se determina como función de la longitud nominal del pilote (L), radio de la excavación (R), altura promedio de la rugosidad (h_m) y longitud total de la interfaz pilote-roca (L_t) es decir:

$$F = \frac{h_m L_t}{R L} \quad [12]$$

Adicionalmente proponen una ecuación empírica para la resistencia unitaria por fuste máxima (τ_{fmax}) basado en el coeficiente RF:

$$\frac{\tau_{fmax}}{\sigma_c} = 0.8(RF)^{0.45} \quad [13]$$

Otros autores como Kodikara *et al.* (1992) citado por Seidel y Collingwood (2001), desarrollaron un modelo racional para estimar la relación entre la resistencia unitaria por fuste máxima (τ_{fmax}) y la resistencia a la compresión simple (σ_c) basado en la definición de interfaz rugosa, esfuerzos normales sobre la interfaz y rigidez de la roca durante la dilatación de la superficie de contacto. Los parámetros necesarios para este modelo se muestran en la figura nº4. Este modelo toma en cuenta la variación de la rugosidad en cuanto a su altura y angulosidad, asumiendo la superficie de contacto limpia, discontinua y triangular (ver tabla nº3).

A pesar de los esfuerzos de varios investigadores para incorporar el factor de rugosidad de la excavación en el diseño de pilotes, la mayoría de los diseños de pilotes excavados se hacen sin considerar este factor. Esto se debe posiblemente a dos razones: (i) la incorporación del factor de rugosidad es, en sí mismo, insuficiente para mejorar significativamente la estimación de la resistencia por fuste; y

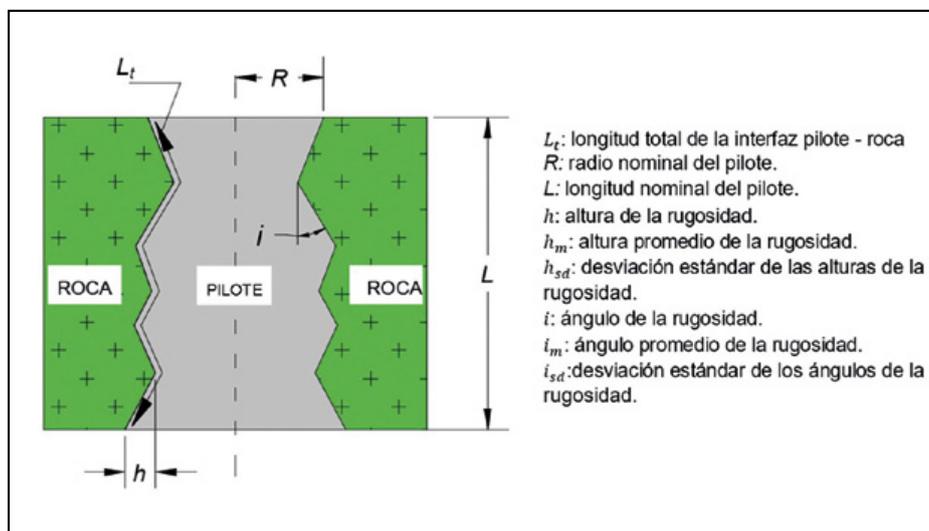


Figura 4. Parámetros para definir la rugosidad en el contacto roca-pilote (modificado de Kodikara *et al.* 1992 citado por Zhang 2004).

(ii) la medición de la rugosidad en la excavación no es algo trivial, y por lo tanto, no se lleva a cabo de forma rutinaria en el diseño (Seidel y Collingwood, 2001).

Tabla 3. Parámetros del modelo de rugosidad de las lutitas de Melbourne (Kodikara *et al.* 1992 citado por Zhang 2004)

Parámetro	Liso	Medio	Rugoso
i_m (grados)	10 – 12	12 – 17	17 – 30
i_{sd} (grados)	2 – 4	4 – 6	6 – 8
h_m (mm)	1 – 4	4 – 20	20 – 80
h_{sd} / h_m		0,35	
R (m)		0,50 – 2,00	
σ_c (MPa)		0,50 – 10	
σ_n (MPa)		50 – 500	
E_m (MPa)		50 – 500	

Factor de resistencia por fuste según Seidel y Collingwood

Seidel y Collingwood, (2001) han desarrollado un gráfico sencillo, basado en el parámetro adimensional conocido como coeficiente de resistencia por fuste (SRC) para estimar la resistencia última por fuste del pilote. El SRC, incorpora los factores más críticos que influyen en la resistencia por fuste de pilotes excavados en roca y se añade como un nuevo método de estimación. La fórmula propuesta para el cálculo del coeficiente SRC es:

$$SRC = \eta_c \cdot \frac{n}{1 + \nu} \cdot \frac{h_m}{D} \quad [14]$$

Donde:

h_m : es la altura media de las rugosidades;

D : es el diámetro de la excavación;

η_c : es el factor de reducción por método de construcción (ver tabla n°4);

n : conocido como relación modular, es la relación entre el módulo de deformación y la resistencia a la compresión simple de la roca (E_m / q_u);

ν : es el módulo de Poisson.

Tabla 4. Valores indicativos para (Seidel y Collingwood 2001)

Método Constructivo	η_c
<i>Sin fluido</i>	
Alto control en la calidad del proceso constructivo (ejemplo paredes de excavación sin efecto de compactación y remoldeo en la roca)	1.0
Bajo control en la calidad del proceso constructivo (ejemplo remoción o remoldeo de la roca sobre las paredes de la excavación)	0.3-0.9
<i>Construcción con lodos bentónicos</i>	
Alto control en la calidad del proceso constructivo	0.7-0.9
Bajo control en la calidad del proceso constructivo	0.3-0.6
<i>Construcción con lodos de polímeros</i>	
Alto control en la calidad del proceso constructivo	0.9-1.0
Bajo control en la calidad del proceso constructivo	0.8

Según Seidel y Collingwood, (2001) una vez hallado el SRC, se determina el factor de adhesión (α_c) con lo cual es posible determinar la resistencia unitaria por fuste máxima (τ_{fmax}) (ver figura n°5). En consecuencia, establecen que el enfoque SRC se puede utilizar en cualquiera de las siguientes formas: (i) para diseños preliminares, en el cual, es requerido solo la resistencia por fuste máxima y el análisis de sensibilidad puede conducir a evaluar los efectos en las diferentes suposiciones o decisiones de diseño; (ii) para el diseño resistente de pilotes excavados, en el cual, en la resistencia por punta se descuida lo concerniente a la limpieza; (iii) en combinación con la metodología de diseño de pilotes excavados en roca propuesta por Williams *et al.* (1980) o Rowe y Armitage (1987).

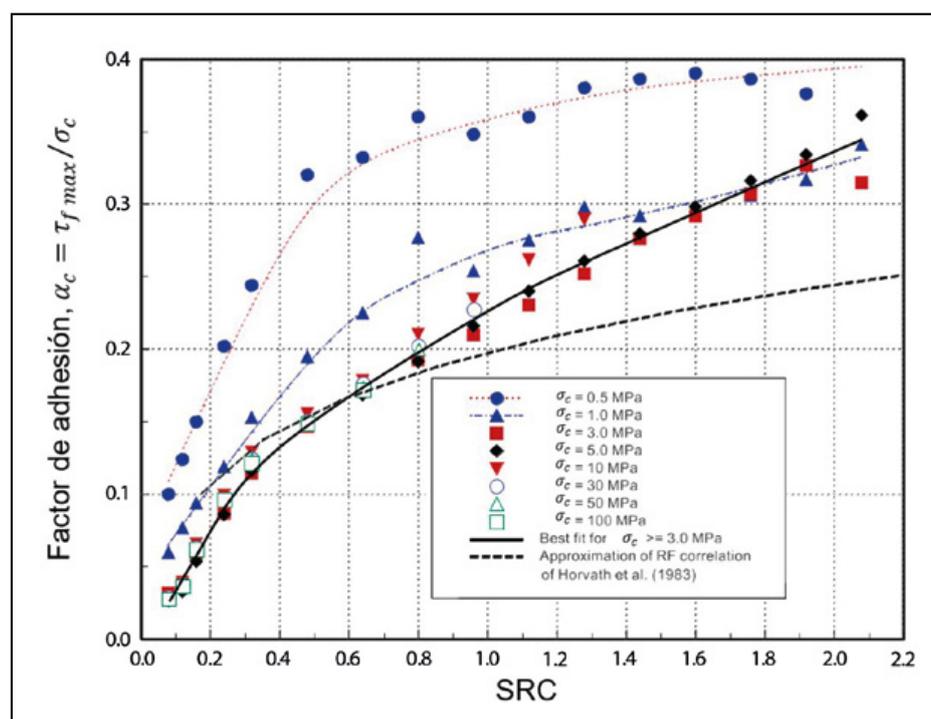


Figura 5. Relación entre α_c y el SRC (Seidel y Collingwood 2001).

2. Resistencia por Punta

Existen diversas correlaciones para hallar la resistencia por punta para pilotes excavados en roca, las cuales se describen a continuación.

Correlaciones entre la resistencia por punta y el RQD

Según Zhang (2004), Peck *et al.* (1974) sugieren una correlación entre la carga por punta disponible y el RQD para pilotes apoyados sobre superficies planas de roca competente (ver figura nº6). Esta correlación puede ser usada como una primera aproximación y solo es válida para macizos rocosos inalterados. Si el valor obtenido por la figura nº6 supera la resistencia a la compresión simple (σ_c) de la roca sana, se toma la resistencia a la compresión simple (σ_c) como capacidad por punta disponible.

Correlaciones entre la resistencia por punta y ensayos presiométricos

Según el Canadian Foundation Engineering Manual (CFEM 1985) citado por Zhang (2004), la resistencia unitaria por punta basada en ensayos presiométricos in situ viene dado por la ecuación:

$$q_p = K_b \cdot (p_1 - p_0) + \sigma_0 \quad [15]$$

Donde:

p_1 : es la presión límite, determinada a partir de ensayos presiométricos en la zona que abarca dos diámetros por encima y por debajo de la base de la excavación

p_0 : es la presión horizontal a nivel de la punta antes de realizar la excavación

σ_0 : es la presión vertical a nivel de la punta antes de realizar la excavación

K_b : es un coeficiente empírico adimensional que depende de la profundidad y diámetro de la excavación (ver tabla nº5).

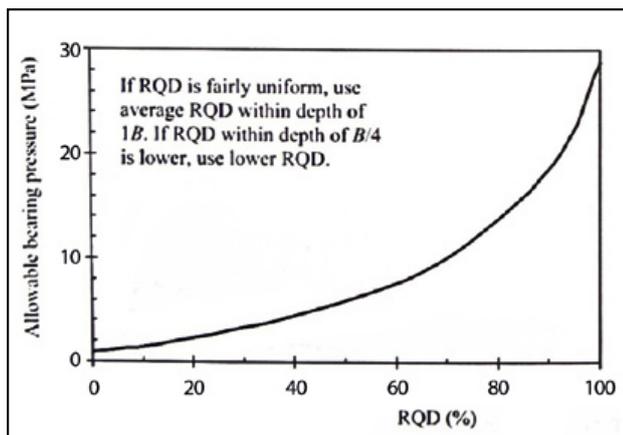


Figura 6. Relación entre carga por punta disponible y el RQD (Peck *et al.* 1981 citado por Zhang 2004).

Tabla 5. Coeficiente como función de la profundidad y diámetro de la excavación (CFEM 1985 citado por Zhang 2004)

Profundidad/Diámetro	0	1	2	3	5	7
K_b	0,8	2,8	3,6	4,2	4,9	5,2

Correlaciones empíricas para la resistencia por punta

Según Serrano *et al.* (2010), las teorías existentes admiten que la resistencia unitaria por punta (q_p) del pilote en un macizo rocoso es proporcional a la resistencia de la compresión simple de la roca intacta elevada a un cierto exponente. A esa constante de proporcionalidad se denomina factor de carga (N_σ). De tal forma que la resistencia unitaria por la punta propuesta por todo el abanico de teorías puede expresarse como:

$$q_p = N_\sigma \cdot \sigma_c^K \quad [16]$$

El valor de propuesto por las distintas teorías varía entre 0,5 y 1, siendo éste último el valor más utilizado.

Un primer grupo de estas formulaciones ha sido recopilada por Serrano *et al.* (2010) y mostradas de forma resumida en la tabla nº6, en la cual se indica los valores de N_σ y k propuestos.

Tabla 6. Factores N_σ y k para el diseño de resistencia por punta unitaria (Serrano *et al.* 2010)

Autor	N_σ	k	Observación
Teng (1962)	5,00 – 8,00	1,00	
Coates (1967)	3,00	1,00	
Pells (1977)	4,00 – 11,00	1,00	
Rowe y Armitage (1984)	2,70	1,00	
ARGEMA (1992)	4,50	1,00	$q_p \leq 10\text{MPa}$
Findlay <i>et al.</i> (1997)	1,00 – 4,50	1,00	
O'Neill y Reese (1999)	2,00	1,00	$L_{\text{empotramiento}} \leq 1,0D$
	2,50	1,00	$L_{\text{empotramiento}} \geq 2,50D$
Zhang y Einstein (1998)	3,00	0,50	Límite inferior
	4,80	0,50	media
	6,60	0,50	Límite superior
Vipulanandan <i>et al.</i> (2007)	4,73	0,56	

Un segundo grupo, plantea la resistencia unitaria por punta como función de la calidad de la roca, tal es el caso, de la expresión planteada por Kulhawy y Goodman (1980) citada por Serrano *et al.* (2010) de la forma:

$$q_p = J \cdot N_{cr} \cdot 0,10 \cdot \sigma_c \quad [17]$$

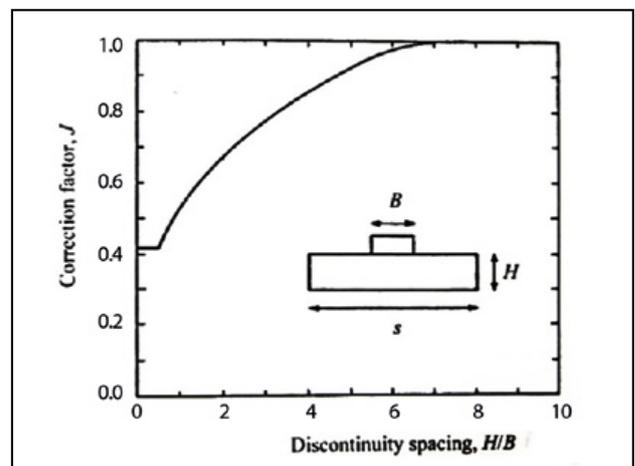


Figura 7. Factor de corrección J (Kulhawy y Goodman 1980, citado por Zhang 2004).

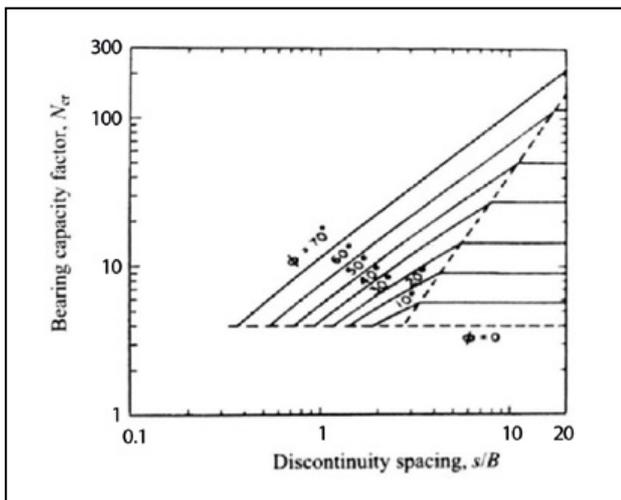


Figura 8. Factor de capacidad de carga N_{cr} (Kulhaw y Godman 1980, citado por Zhang 2004).

Donde:

J : es un factor función de la relación entre el espaciado de las discontinuidades horizontales (H) y el diámetro del pilote (B) (ver figura nº7).

N_{cr} : es un factor de la capacidad de carga dependiente del ángulo de rozamiento de la roca (ϕ), del espaciado de las discontinuidades verticales (s), y del diámetro del pilote (B) (ver figura nº8).

En este grupo también se incluye la formulación de resistencia unitaria por punta hecha por Zhang (2009) citado por Serrano *et al.* (2010) de la forma:

$$q_p = 6,56 \cdot \sigma_{cm}^{0,46} \quad [18]$$

$$\sigma_{cm} = \sigma_E^{0,70} \cdot \sigma_c \quad [19]$$

$$\sigma_E = 0,0231 \cdot RQD - 1,32 \geq 0,15 \quad [20]$$

Donde:

σ_{cm} : es la resistencia a la compresión simple del macizo rocoso.

σ_E : es el coeficiente adimensional que representa la relación entre el módulo de deformabilidad del macizo rocoso y del de la roca sana.

Un tercer grupo proponen relaciones para la resistencia por punta de pilotes en roca, en función de la resistencia a compresión simple, el tipo de roca y el grado de empotramiento del pilote, como lo son Jiménez Salas *et al.* (1976) citado por Serrano *et al.* (2010) de la forma:

$$q_p = N_\sigma \cdot \sigma_c \quad [21]$$

Pero en este caso, estos autores indican que el factor de proporcionalidad depende, a su vez, del tipo de roca y del grado de empotramiento, es decir:

$$N_\sigma = \beta \cdot \left(0,50 + \left(\frac{L}{6 \cdot B} \right) \right) \leq 1 \quad [22]$$

Donde:

β : es un parámetro adimensional que depende del tipo de roca (ver tabla nº7).

L : es la longitud de empotramiento del pilote.

B : es el diámetro del pilote.

Tabla 7. Valores de β según Jiménez Salas *et al.* (1976) citado por Serrano *et al.* (2010)

Tipo de roca	β
Areniscas compactas, caliza	0,8
Granito, pórfido, diabasa, granodiorita, etc.	0,6
Pizarra, micacita, etc.	0,3

Un cuarto grupo incluyen, además de la calidad, el tipo de roca (Serrano *et al.* 2010). Entre estos se puede mencionar la formulación hecha por Carter y Kulhaw (1988) citada por Zhang (2004) a partir de los parámetros s y m del criterio de Hoek y Brown de la forma (ver figura nº9 y tabla nº8):

$$q_p = [s^{0,50} + (m \cdot s^{0,50} + s)^{0,50}] \cdot \sigma_c \quad [23]$$

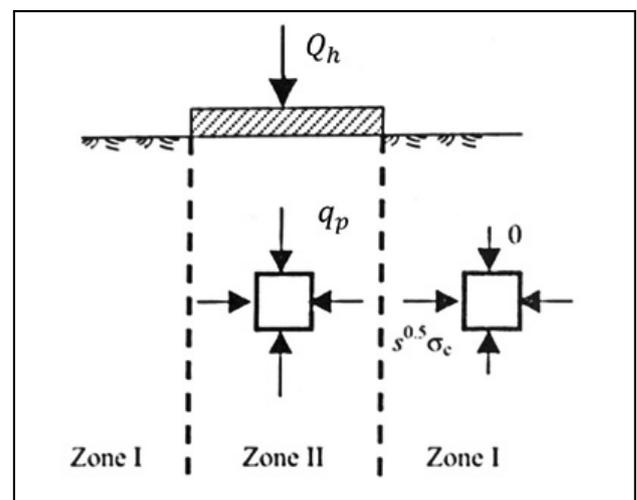


Figura 9. Equilibrio de las cuñas activas y pasivas (Kulhaw y Goodman 1992 citado por Zhang 2004), por Zhang 2004).

Sin embargo, la ecuación 23 no considera la sobrecarga de suelo y roca, con lo cual, Zhang y Einstein (1998) citado por Zhang (2004) plantean una formulación que sí considera la sobrecarga (q_s), de la forma (ver figura nº10):

$$q_p = \left[\left(m \cdot \frac{\sigma'_{1B}}{\sigma_c} + s \right)^{0,50} \right] \cdot \sigma_c + \sigma'_{1B} \quad [24]$$

$$\sigma'_{1B} = \left[\left(m \cdot \frac{q_s}{\sigma_c} + s \right)^{0,50} \right] \cdot \sigma_c + q_s \quad [25]$$

El último grupo de formulaciones relaciona la carga de hundimiento con la resistencia a compresión simple, la calidad y el tipo de la roca, el grado de empotramiento y la sobrecarga sobre el estrato rocoso (ver figura nº11). Serrano y Olalla (1996 y 2002) citado por Serrano *et al.* (2010), proponen un método en el que realizan un análisis plástico, aplicando el método de las líneas características, suponiendo el medio como isotrópico, homogéneo y sin peso propio, bajo el criterio de rotura de Hoek y Brown, empleando el esquema teórico de la forma de rotura de Meyerhof (1951) y el factor de forma propuesto por De Beer (1970).

Tabla 8. Valores de s y m (adimensionales) según AASHTO (1994-2007) citado por Serrano *et al.* (2010)

Calidad de la roca	Descripción de las Juntas y Espaciamiento	s	Valor de m en función del tipo de roca				
			A	b	C	d	E
Excelente	Intacto (cerrado) espaciamiento >3 m, RMR=100	1	7	10	12	17	25
Muy buena	Juntas intactas; espaciamiento de 0,9 a 3 m RMR=85	0,082	2,400	3,430	5,140	5,820	8,567
Buena	Ligeramente meteorizadas; espaciamiento de 0,9 a 3 m RMR=65	2,9E-03	0,575	0,821	1,231	1,395	2,052
Aceptable	Moderadamente meteorizadas; espaciamiento de 0,3 a 0,9 m RMR=44	9,0E-05	0,128	0,183	0,275	0,311	0,458
Pobre	Alteración de juntas rellenas; espaciamiento de 5 a 30 cm RMR=23	3,0E-06	0,029	0,041	0,061	0,069	0,102
Muy Pobre	Alteración severa; espaciamientos <5 cm RMR=3	1,0E-07	0,007	0,010	0,015	0,017	0,025

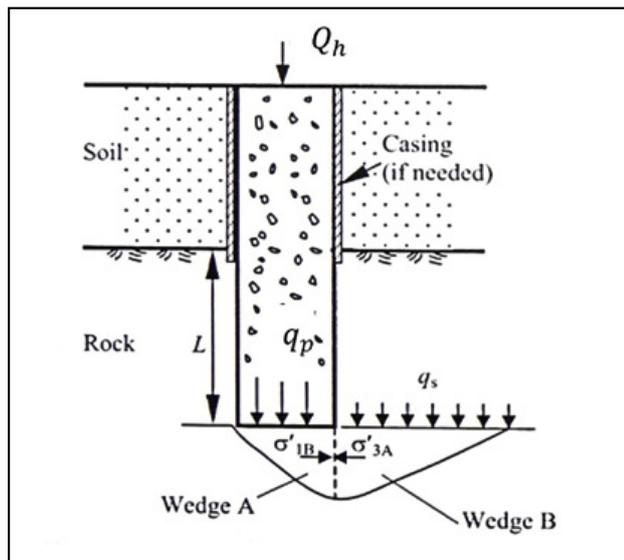


Figura 10. Modo de fallo asumido bajo la punta del pilote (Zhang y Einstein 1998 citado por Zhang 2004).

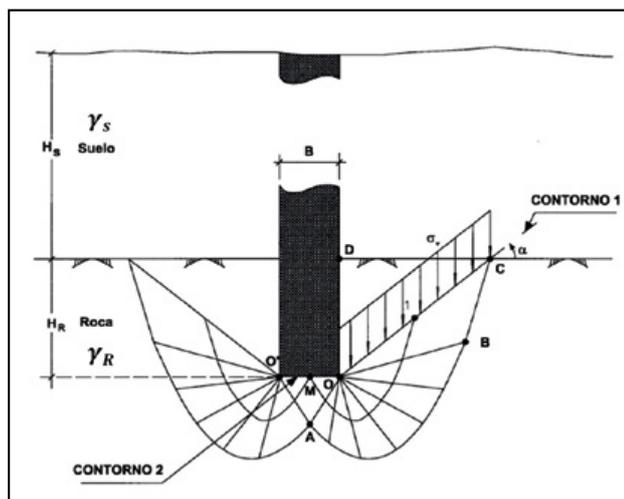


Figura 11. Esquema de rotura supuesto (modificado de Olalla, 2014).

Sin embargo, según Serrano *et al.* (2010), este método supone que el medio es isótropo y homogéneo, siendo aplicable a macizos muy sanos o fuertemente diaclasados, y no siendo por tanto utilizable para macizos con un número pequeño de familia de discontinuidades. En este sentido, según la última formulación de Serrano *et al.* (2014) la resistencia por punta unitaria queda expresado de la forma:

$$q_p = \beta_a \cdot N_{\beta p} \quad [26]$$

Donde:

$N_{\beta p}$: es el factor de carga que se halla con curvas como las mostradas en la figura nº12, y es función de: la razón de empotramiento (n) (ver ecuación 27), la sobrecarga de tierra normalizada (h_m) (ver ecuación 28, basada en la figura nº11), los parámetros del macizo rocoso (β_a, ξ_a) mostrados en las ecuaciones 11 y 12, y del parámetro adimensional del criterio de Hoek y Brown (ver ecuación 29).

β_a : es el módulo de resistencia de la forma paramétrica del criterio de rotura de Hoek y Brown según Serrano y Olalla (1994).

Donde:

$$n = \frac{H_R}{B} \quad [27]$$

$$h_m = \frac{\gamma_s \cdot H_s + \frac{1}{2} \cdot \gamma_R \cdot H_R}{\beta_a} \quad [28]$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \cdot (e^{-GSI/15} - e^{-20/3}) \quad [29]$$

γ_s, γ_R : es el peso específico del suelo y roca, respectivamente.

H_s, H_R : es el espesor del suelo y roca, respectivamente (ver figura nº11).

GSI : es el índice de resistencia geológico.

B : es el diámetro del pilote

Formulaciones de resistencia por punta según algunas normativas

En la tabla nº9, se ilustran las formulaciones planteadas por varias normativas según recopilaciones y simplificaciones realizadas por Serrano *et al.* (2010).

Según se ha visto en los apartados anteriores, existen diversas formulaciones para el cálculo de la resistencia por punta para pilotes en roca. Sin embargo, ninguna de las consideraciones anteriores contempla los efectos asociados a los procesos y técnicas constructivas empleadas, así como el incremento de la resistencia unitaria por fuste alcanzado por efecto de la rugosidad existente en las paredes de la excavación, de modo que en consecuencia, el pilote no llegue a desarrollar la resistencia por punta con la que teóricamente fue calculado, resultando un diseño muy conservador.

Tabla 9. Formulaciones para resistencia por punta en roca según varias normativas (Serrano *et al.* 2010)

Método de Diseño	Formulación	Observación
Código de New York (1968-2008)	$q_p = (0,008 \text{ a } 0,11) \cdot \sigma_c$	
Canadian Foundation Engineering Manual (1978-2007)	$q_p = (0,35 \text{ a } 4,50) \cdot \sigma_c$	
Normativa DIN 1054:2005 (1980-2005)	$q_p = 2,15 \cdot \sigma_c^{0,515}$	
American Association for State Highways and Transportation Officials (AASHTO) (1994-2007)	$q_p = (2,00 \text{ a } 2,50) \cdot \sigma_c$	
Federal Highway Administration (FHWA) (1999)	$q_p = 2,50 \cdot \sigma_c$	Para RQD = 100% y el empotramiento del pilote es superior a 1,5 veces el diámetro del pilote
	$q_p = 2,00 \cdot \sigma_c$	Cuando el recubrimiento de la roca está constituido por materiales de características geotécnicas pobres
	$q_p = 4,83 \cdot \sigma_c^{0,51}$	Para RQD entre 70 y 100, con todas las juntas cerradas y aproximadamente horizontales, y con $\sigma_c > 0,5 \text{ MPa}$
Eurocódigo (ENV 1997-3:1999)	$q_p = (1,00 \text{ a } 1,65) \cdot \sigma_c$	
Código de Hong-Kong (2006)	$q_p = 9 \text{ MPa}$	$RMR < 40$ y $q_p \leq 3 \cdot \sigma_c$
	$q_p = 0,6 \cdot (RMR - 40) + 9 \text{ MPa}$	$40 < RMR < 50$ y $q_p \leq 3 \cdot \sigma_c$
	$q_p = 0,75 \cdot (RMR - 50) + 15 \text{ MPa}$	$RMR > 50$ y $q_p \leq 3 \cdot \sigma_c$
ROM 04-94 (1994)	$q_p = (0,30 \text{ a } 5,40) \cdot \sigma_c$	
GCOG (2003)	$q_p = (0,126 \text{ a } 4) \cdot \sigma_c^{0,50}$	$q_p \leq 20 \text{ MPa}$
CTE (2006)	$q_p = (0,35 \text{ a } 4,50) \cdot \sigma_c$	

3. MODELIZACIÓN NUMÉRICA

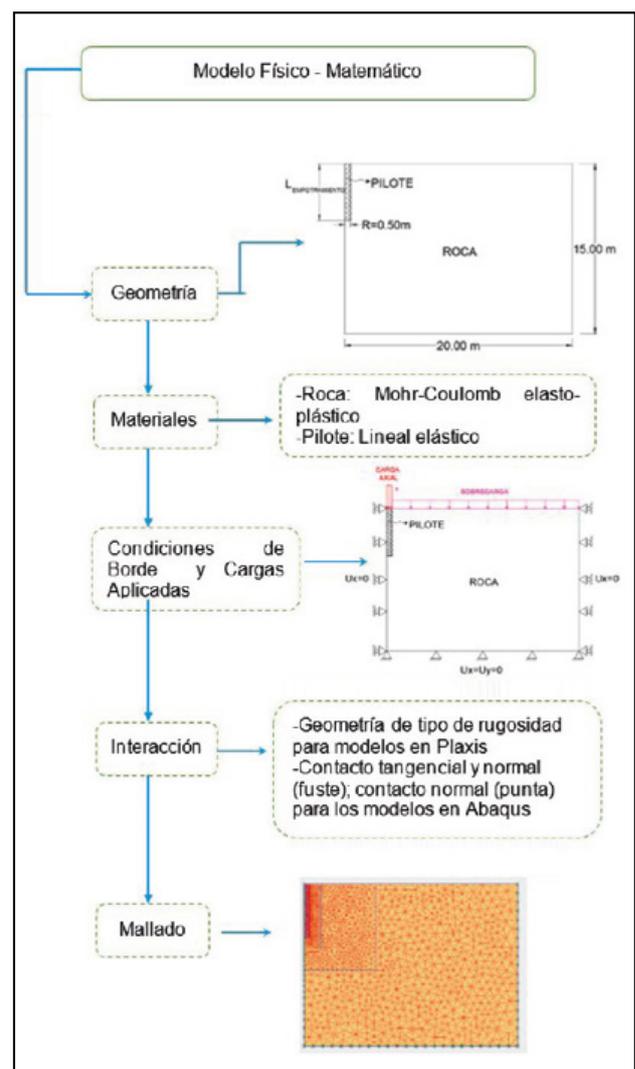
La simulación numérica se basa en el proceso constructivo a través de las etapas de pre-procesamiento, procesamiento y post-procesamiento, empleando para ello el método de elementos finitos (MEF) a través de los programas PLAXIS 2D y ABAQUSTM.

En referencia a lo anterior, la aplicación de ambos códigos permite determinar el efecto de la rugosidad en las paredes de la excavación, sobre la resistencia por fuste y punta de pilotes empotrados en roca. El desarrollo de esta etapa se compone de las características fundamentales de cada modelo (figura n°13).

Para estudiar la interacción pilote-roca se han elaborado cinco modelos axisimétricos, considerando un pilote de concreto de 1,00 m de diámetro y longitud de empotramiento en roca tipo flysch variable desde 1,00 a 5,00 m de profundidad. La definición y características se muestran a continuación:

En la geometría para los modelos 1, 2 y 3 se emplea en el contacto pilote-roca una rugosidad del tipo R3, R2 y R1, respectivamente, según lo planteado anteriormente en la tabla n°2, mientras que para los modelos 4 (O4) y 5 (O5) se utiliza rugosidad en forma de onda, variando su longitud y amplitud; las cuales son características que fueron desarrolladas en investigaciones previas de Yang *et al.* (2012) y O'Neill *et al.* (1996) (ver figura n°14). A su vez, cada uno de los modelos se divide en 5 sub-modelos, según la longitud de empotramiento que se emplee.

Por otra parte, los parámetros geotécnicos empleados para la roca y pilote se muestran en la tabla n°10, en la cual, el pilote es modelado con el criterio elástico lineal y la roca con el criterio elasto-plástico perfecto de Mohr-Coulomb equivalente obtenido a partir de los parámetros de Hoek-Brown.

**Figura 13.** Modelo físico-matemático.

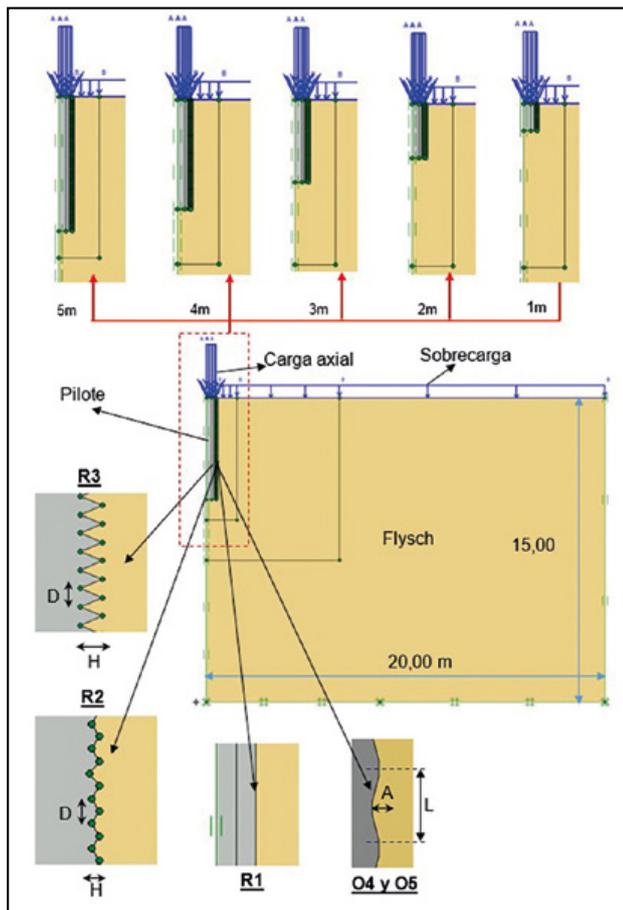


Figura 14. Características del pre-procesamiento de la modelización numérica.

Tabla 10. Propiedades geomecánicas de los materiales (Melentijevic y Olalla 2014)

Material	Parámetro	Valor
Flysch	Peso específico (kN/m ³)	22
	Cohesión (kN/m ²)	600
	Ángulo de rozamiento (°)	63
	Resistencia a la compresión simple (MPa)	48
	GSI	60
	m ₀	17
	Módulo de Young E (MPa)	9000
	Coefficiente de Poisson ν	0,20
Pilote	Peso específico (kN/m ³)	25
	Módulo de Young E (MPa)	30000
	Coefficiente de Poisson ν	0,20

Las cargas aplicadas son carga axial (A) en cabeza aplicada en 11 escalones desde 1,00 hasta 44,00 MN/m² y sobrecarga (B) equivalente a la roca alterada y suelo aluvial que se encuentra por encima de la roca competente (ver figura nº14).

En Plaxis generalmente la interacción pilote-roca se modela con elementos de interfaz planos indicando el coeficiente de rugosidad (μ) para la superficie de contacto, no obstante, en los modelos 1, 2 y 3 no se utilizó esta herramienta puesto que la configuración geométrica de la clasificación de rugosidades R1, R2 y R3 de Pells *et al.* (1980) reproduce en sí mismo la rugosidad en las superficies de contacto.

Por el contrario, en Abaqus el contacto entre dos cuerpos (pilote-roca) se establece en función de las superficies de contacto, denominadas en su formulación conceptual como superficie esclava y superficie maestra. La primera, está asociada a cuerpos deformables (roca) y la segunda, a cuerpos rígidos (pilote). Hechas las consideraciones anteriores el tipo de contacto que se establece para los modelos 4 y 5 son contacto de tipo normal en la punta del pilote, mientras que para el área de fuste se establece contacto de tipo normal y tangencial con coeficiente de rugosidad $\mu = \tan\left(\frac{2}{3}\phi\right)$.

Por otra parte, para el mallado, los modelos 1 y 2 (ver figura nº15), se discretizan con elementos triangulares de 15 nodos de la librería de Plaxis, mientras que el mallado de los modelos 3 y 4 se realiza con elementos triangulares CAX3 sugerido por la librería de Abaqus para este tipo de problemas, de 3 nodos e interpolación lineal (ver figura nº16). En ambos códigos con el fin de mejorar la precisión de los resultados se realizó un refinamiento del mallado en el contacto pilote-roca, así como también, en la zona más próxima al mismo.

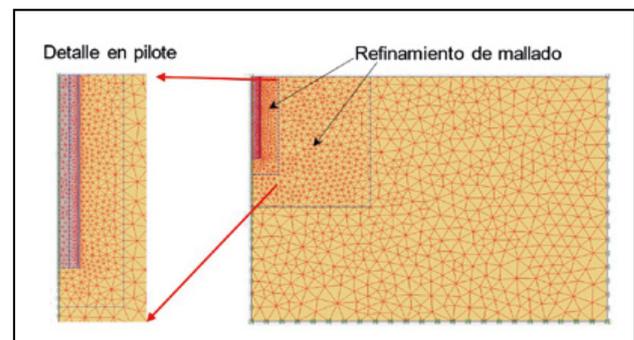


Figura 15. Mallado en Plaxis.

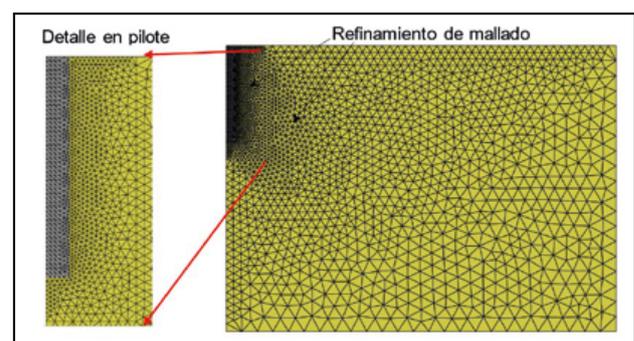


Figura 16. Mallado en Abaqus.

4. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

A continuación, se ilustran los valores obtenidos en la simulación de los cinco modelos, representando gráficamente las variables de interés que permiten analizar la influencia de la rugosidad en el contacto pilote-roca sobre la resistencia: máxima y media por fuste y máxima por punta.

En la figura nº17 se muestra la transferencia de carga axial a través del pilote y la distribución de resistencia por fuste a distinta profundidad para todos los intervalos de carga axial aplicados para el modelo 1 con rugosidad tipo R3 y longitud de empotramiento de 5 m. Los valores de

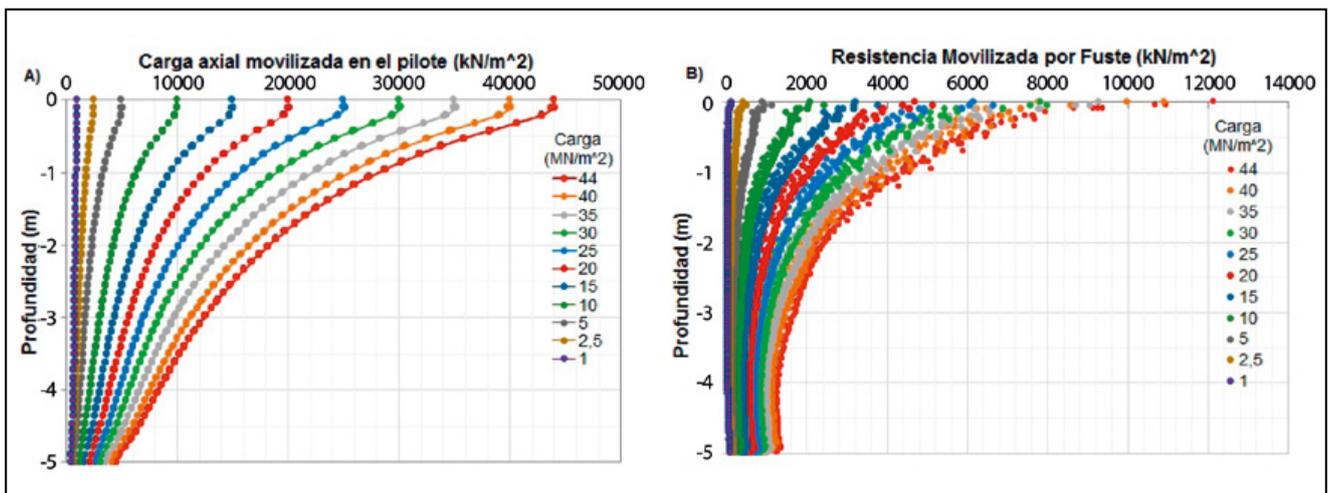


Figura 17. a) Carga axial movilizada en el pilote (kN/m^2), b) Resistencia unitaria movilizada por fuste (kN/m^2) contra profundidad. Modelo 1 R3_L5m.

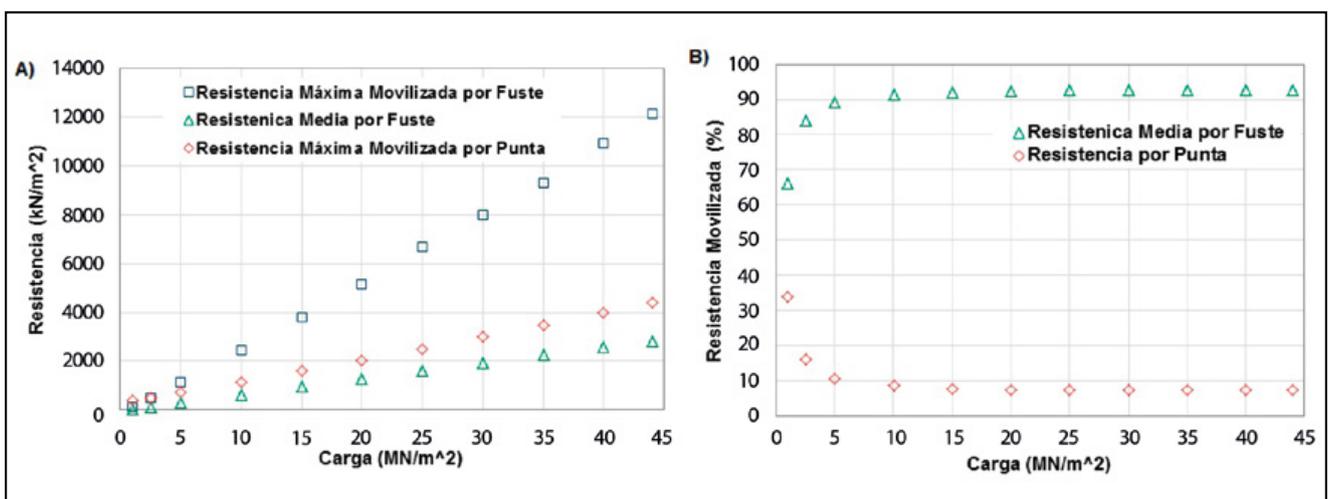


Figura 18. a) Resistencia unitaria movilizada contra carga aplicada, b) Contribución de resistencia movilizada contra carga aplicada. Modelo 1 R3_L5m.

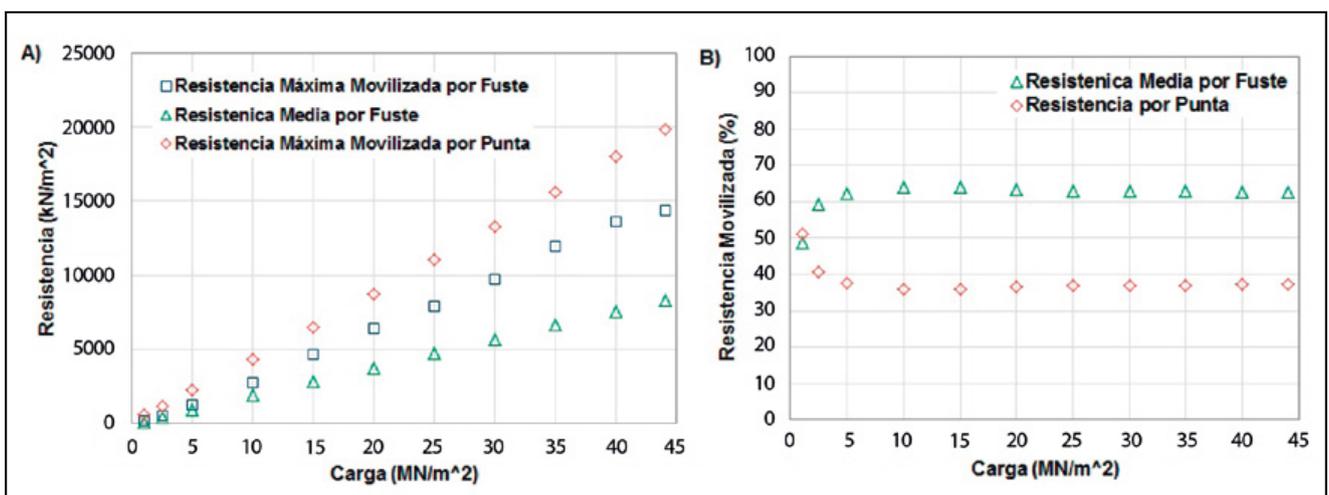


Figura 19. a) Resistencia unitaria movilizada contra carga aplicada, b) Contribución de resistencia movilizada contra carga aplicada. Modelo 1 R3_L1m.

resistencia por fuste corresponden a secciones verticales trazadas a 10,00 cm del contacto pilote-roca, mientras que los de resistencia por punta a secciones trazadas en la base del pilote. En este sentido, se observa que los máximos valores se registran en las zonas circundantes a la cabeza del

pilote disminuyendo hacia la base del mismo, comportamiento acertado como consecuencia de la transferencia de cargas hacia el substrato rocoso.

Adicionalmente, en la figura n°18.a y figura n°19.a se presentan la resistencia unitaria movilizada por punta

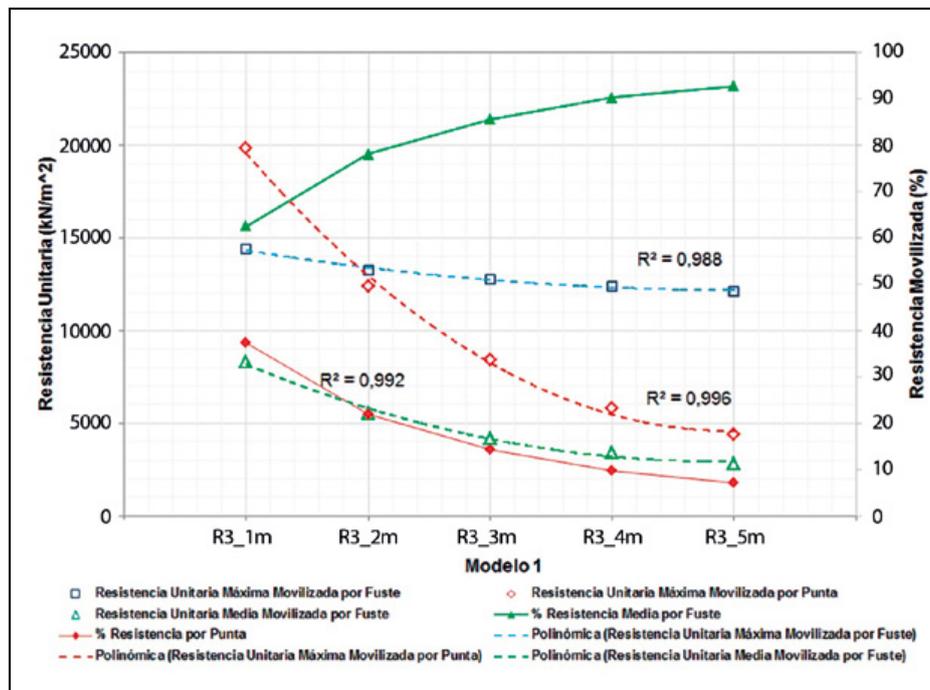


Figura 20. Relación entre la longitud de empotramiento y resistencia unitaria movilizada por punta y fuste para carga axial de 44 MN/m². Modelo 1.

(máxima) y fuste (máxima y medio) para los distintos pasos de carga aplicados sobre el modelo 1 con rugosidad tipo R3 y longitud de empotramiento de 5 y 1 metros. En relación con esto último, se evidencia que en la medida que se emplee menor longitud de empotramiento del pilote, se registra un aumento de la resistencia unitaria máxima movilizada por fuste y punta.

A efectos de contribución de resistencia movilizada, en la figura nº18.b y figura nº19.b se registra que a partir del paso de carga de 20 MN/m, el fuste medio representa el 93% y la punta 7% (modelo R3_5m), proporción que cambia a 63 % (fuste medio) y 37 % (punta) para el modelo R3_1m. Este cambio se debe principalmente por la disminución de la longitud de empotramiento del pilote con lo cual hay una mayor resistencia movilizada por punta en el pilote, y por tanto, disminución en la resistencia movilizada por fuste.

En la figura nº20, se muestra la comparativa de los valores de resistencia obtenidos para el paso de carga de 44 MN/m², para los cinco sub-modelos que integran el modelo 1 (R3); es significativo resaltar la tendencia en la cual para todos los intervalos de carga aplicados el comportamiento resultante es similar, es decir, a mayor longitud de empotramiento en roca, la resistencia máxima unitaria movilizada es mayor en el componente del fuste ($\tau_{fmax\ mov}$) que en la punta ($q_{p\ max\ mov}$), proporción que se invierte al disminuir la distancia de empotramiento del pilote; sin embargo, a efectos de diseño y para estar del lado de la seguridad, se recomienda considerar la resistencia media movilizada por fuste, la cual en los cinco sub-modelos se mantiene por debajo de la resistencia máxima movilizada por punta. Adicionalmente, se ilustra en el tercer eje de la figura nº20 el porcentaje de resistencia movilizada, es decir, las componentes de resistencia por punta y por fuste medio obtenidas a partir del producto de la resistencia unitaria movilizada por el área de punta y fuste, respectivamente.

5. ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS MODELOS NUMÉRICOS

La integración de resultados se hará en función de las características de rugosidades empleadas en la simulación, es decir, en primer lugar los modelos 1, 2 y 3 en los que se utilizó la clasificación de rugosidades de Pells *et al.* (1980) y, en segundo lugar, los modelos 4 y 5 en los que se usó las formas de rugosidades sugeridas por O'Neill *et al.* (1996).

En la tabla nº 11 se observa que los valores de resistencia unitaria movilizada por punta ($q_{p\ max\ mov}$) y resistencia unitaria media movilizada por fuste (τ_{fmed}) obtenidos para los modelos 1, 2 y 3 son similares, por lo tanto los resultados obtenidos en Plaxis para esta forma de modelización presentan variaciones muy bajas, siendo estos resultados contrarios a los obtenidos por Seidel y Collingwood (2001).

Tabla 11. Resistencia máxima movilizada por punta y media por fuste para el paso de carga de 44 MN/m² y longitud de empotramiento del pilote de 1m

Modelo	$q_{p\ max\ mov}$ (MPa)	τ_{fmed} (MPa)
Modelo 1 (R3)	19,8	8,3
Modelo 2 (R2)	20,0	8,1
Modelo 3 (R1)	20,2	8,5
Modelo 4 (O4)	17,0	5,4
Modelo 5 (O5)	20,2	5,5

En lo referente a los modelos 4 y 5, la menor resistencia unitaria movilizada por punta ($q_{p\ max\ mov}$) se produce en el modelo 4; esto se debe a que el modelo 5 tiene una menor amplitud de onda según la forma de rugosidades de O'Neill *et al.* 1996, con lo cual el pilote tiene mayor desplazamiento relativo respecto a la roca circundante, y por

lo tanto, mayor transferencia de carga a la punta del pilote (ver tabla nº 11).

Por otra parte, se establece que la forma de modelización realizada en Abaqus empleando las rugosidades de O'Neill *et al.* 1996 arroja diferencias de $\tau_{f\ med}$ despreciables entre los modelos 4 y 5, siendo este comportamiento contrario a lo obtenido en la investigación de O'Neill *et al.* 1996 (ver tabla nº 11).

6. CONCLUSIONES

Existen diversas formulaciones para el cálculo de resistencia por fuste y punta de pilotes en roca, siendo la más completa la propuesta por Serrano *et al.* (2014, 2015) puesto que considera el mayor número de parámetros del macizo rocoso.

Los autores Pells *et al.* (1980), Horvath y Kenney (1979), Horvath *et al.* (1983), Rowe y Armitage (1984, 1987), Kodikara *et al.* (1992), Seidel y Collingwood (2001), Melentijevic y Olalla (2014) han realizado estudios sobre el efecto de la rugosidad en las paredes de la excavación de pilotes empotrados en roca. Sin embargo, el actual diseño y cálculo de estas estructuras aún se realizan sin considerar las condiciones de rugosidad. Esto se debe principalmente a que todavía no se ha determinado un coeficiente que reproduzca de forma adecuada el efecto sobre la resistencia movilizada por punta y fuste del pilote como consecuencia de la rugosidad en el contacto pilote-roca.

En relación al uso de la clasificación de rugosidades de Pells *et al.* (1980), las rugosidades R3, R2 y R1 empleadas en la simulación de los modelos 1, 2 y 3, respectivamente, registran pequeñas variaciones en los resultados de la resistencia unitaria movilizada por punta ($q_{p\ max\ mov}$) y media movilizada por fuste ($\tau_{f\ med}$).

En lo referente a la forma de rugosidad sugerida por O'Neill *et al.* (1996) en el contacto pilote-roca, se obtuvieron resultados bien marcados en los modelos 4 y 5 que indican que, a mayor longitud y amplitud de onda, menor es la resistencia unitaria movilizada por punta ($q_{p\ max\ mov}$), no obstante, para la resistencia unitaria media movilizada por fuste ($\tau_{f\ med}$) se registran valores prácticamente iguales en ambos modelos para todas las longitudes de empotramientos consideradas.

Se sugiere para futuras investigaciones realizar otra forma de modelización numérica que se ajuste a los resultados obtenidos por los autores O'Neill *et al.* (1996) y Seidel y Collingwood (2001).

7. BIBLIOGRAFÍA

Melentijevic, S., y Olalla, C. (2014). Different FEM models for simulation of the Osterberg load test in rock shafts. En *Rock Engineering and Rock Mechanics: Structures in and on Rock Masses. The 2014 ISRM European Rock Mechanics Symposium (EUROROCK 2014)*, Vigo, 27-29 Mayo, pp. 775-781.

Melentijevic, S., Olalla, C., y Prieto, L. (2012). Comportamiento del pilote por fuste en roca estudiado mediante célula Osterberg. En *9º Simposio sobre Cimentaciones y Excavaciones Profundas*, Sevilla, 17-19 Octubre, pp. 451-466.

Olalla, C. (2014). Foundations on rock masses. En *Rock Engineering and Rock Mechanics: Structures in and on Rock Masses. The 2014 ISRM European Rock Mechanics Symposium (EUROROCK 2014)*, Vigo, 27-29 Mayo, pp. 39-50.

O'Neill, M. W., Townsend, F. C., Hassan, K. M., Buller, A., y Chan, P.S. (1996). *Load transfer for drilled shafts in intermediate geomaterials*. U.S. Department of Transportation, FHWA-RD-95-172, Draft report.

Rodríguez, M. (2015). *Manual de mecánica del suelo y cimentaciones*. Consultada el 01 de Agosto de 2015. Disponible en http://www.uned.es/dpto-icf/mecanica_del_suelo_y_cimentaciones/images/mecansueloycimentacionescap_5.pdf

Seidel, J. P., y Collingwood, B. (2001). A new socket roughness factor for prediction of rock socket shaft resistance. *Canadian Geotechnical Journal*, 38, pp. 138-153.

Serrano, A., Olalla, C., y Galindo, R. (2015). Shaft resistance of a pile in rock based on the modified Hoek-Brown criterion. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 76, pp. 138-145.

Serrano, A., Olalla, C., y Galindo, R. (2014). Ultimate bearing capacity at the tip of a pile in rock based on the modified Hoek-Brown criterion. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 71, pp. 83-90.

Serrano, A., Olalla, C., y Juárez, F. (2010). Cargas de hundimiento por punta para pilotes en roca: estudio comparativo. *Ingeniería Civil*, 160, pp. 1-34.

Serrano, A., Olalla, C., y Aguilar, D. (2008). Resistencia por fuste de pilotes empotrados en roca: Estudio comparativo entre distintos métodos de cálculo y normativas. *Ingeniería Civil*, 150, pp. 35-48.

Serrano, A., y Olalla, C. (2006). Shaft resistance of piles in rock: Comparison between in situ test data and theory using Hoek and Brown failure criterion. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 43, pp. 826-830.

Serrano, A., y Olalla, C. (1994). Ultimate bearing capacity of rock masses. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 31 (2), pp. 93-106.

Vipulanandan, C. (2007). Recent advances in designing, monitoring, modeling and testing deep foundations in North America. *Advances in Deep Foundations: International Workshop on Recent Advances of Deep Foundations (IWDPF07)*, pp. 87-100.

Zhang, L. (2004). *Drilled Shafts in Rock: Analysis and Design*. Abingdon (Reino Unido): Taylor & Francis Group.



Reacción álcali sílice en el hormigón con áridos de reacción rápida. Estudio Experimental.

Autores: Víctor D. Lanza Fernández y María del Pilar Alaejos Gutiérrez

Serie Monografías: M-118

SBN: 978-84-7790-544-8

Año: 2013

PVP: 25€

La detección de áridos reactivos con los álcalis del hormigón es fundamental para poder evitar que en el futuro aparezca esta patología, con lo que conlleva en gastos de mantenimiento y reparación para las estructuras. Este estudio experimental se ha realizado con el objetivo final de diseñar una metodología completa para el estudio de áridos españoles de reacción rápida.

Así, partiendo de áridos cuya reactividad es conocida por haber sido extraídos de obras afectadas por la reacción álcali sílice, se han evaluado diferentes ensayos normalizados existentes en la normativa española o internacional: ensayo acelerado de probetas de mortero, ensayo químico, ensayo químico-cinético, y Gel-Pat. Además, se

estudia la aplicación de dos técnicas diferentes para la identificación y cuantificación de componentes reactivos: la difracción de rayos X (no normalizada) y el estudio petrográfico (sin norma que lo desarrolle en España). Finalmente se ha definido un nuevo ensayo que, de una forma fácil y rápida, sea capaz de detectar áridos potencialmente reactivos, diferenciando a los rápidos y los lentos, e inocuos: el Gal Pat modificado. Los resultados obtenidos han sido válidos para definir una metodología completa de estudio de áridos reactivos, corroborada con la casuística real española.