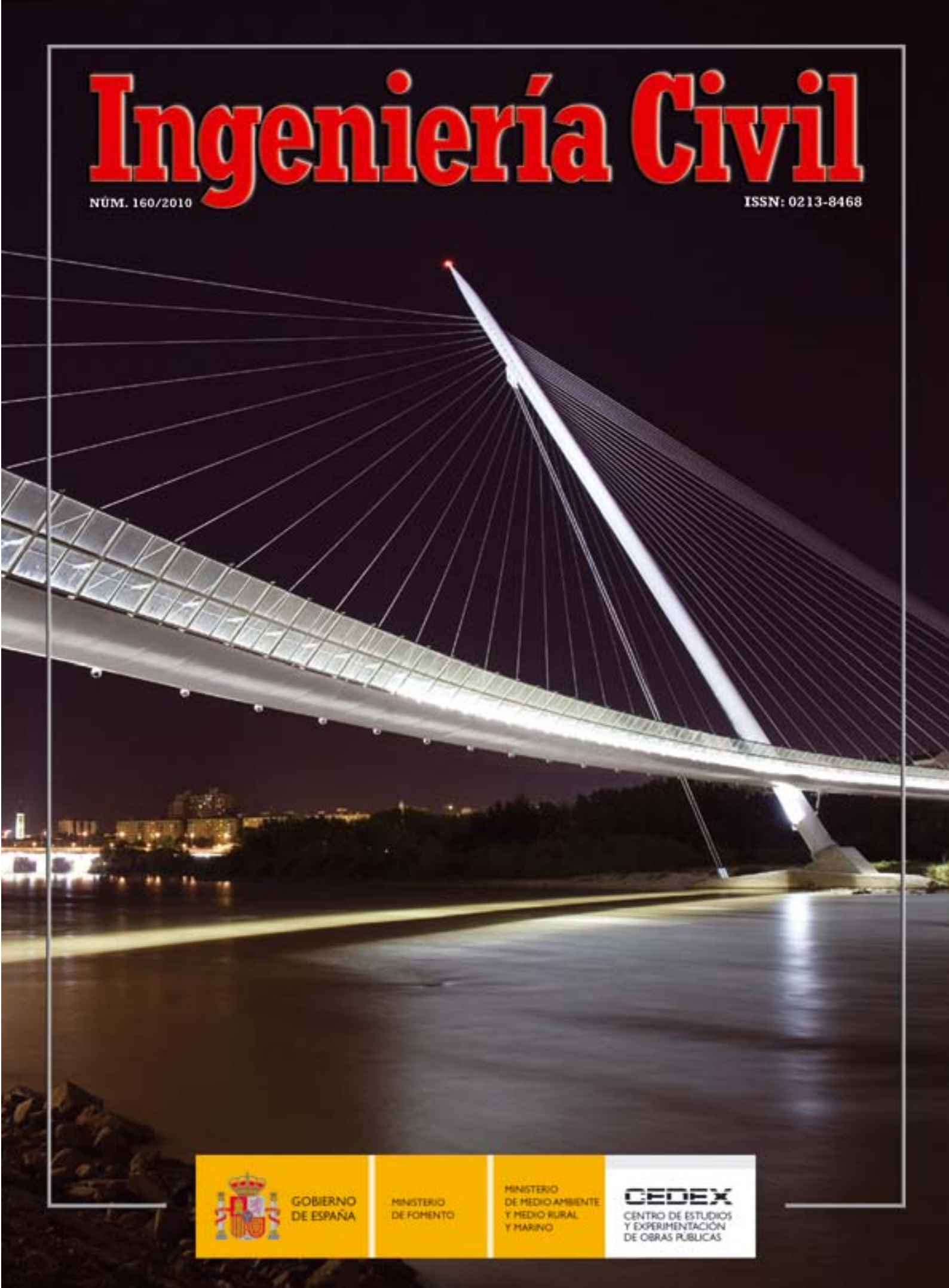
Ingeniería Civil

NÚM. 160/2010

ISSN: 0213-8468



GOBIERNO DE ESPAÑA

MINISTERIO DE FOMENTO

MINISTERIO DE MEDIO AMBIENTE Y MEDIO RURAL Y MARINO

CEDEX
CENTRO DE ESTUDIOS Y EXPERIMENTACIÓN DE OBRAS PÚBLICAS

OBRAS DE ENVERGADURA

Tuneladora AVE Madrid-Valencia

Más de 35 años de especialización en obra civil le han permitido a Sando desarrollar una alta capacitación técnica para llevar a cabo cualquier tipo de infraestructura. Gracias a la confianza de Adif, Sando está presente en todas las líneas de Alta Velocidad que unen el país.

SANDO
CONSTRUCCIONES

www.sando.com

Ingeniería Civil

NUM. 160 - OCT.NOV.DIC. - 2010

CEDEX

Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas

Publicación incluida en el programa Editorial para 2010

MINISTERIO DE FOMENTO

SECRETARÍA GENERAL TÉCNICA

CENTRO DE PUBLICACIONES

COMITÉ DE REDACCIÓN

Presidente

Miguel González Portal

Secretario

Tomás Moreno Sanz

Vocales

Enrique Dapena García
Víctor Elviro García
Antonio Lechuga Alvaro
Mª Angeles de Pablo Sanmartín
Amparo Precioso de Murga
Francisco Javier Sainz de Cueto Torres
Francisco Sinis Fernández
Isabel Vilches Dueñas

REDACCIÓN

Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas
Alfonso XII, 3 - 28014 Madrid - Telf.: 913 35 72 69 - Fax: 913 35 72 49
e-mail: ingcivil@cedex.es

El Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX) no se hace responsable de las opiniones, teorías o datos publicados en los artículos de Ingeniería Civil, siendo ello responsabilidad exclusiva de sus autores.

COORDINACIÓN DE PUBLICIDAD

Manuel Pombo Martínez

PUBLICIDAD

Orense, 6 - Telfs.: 915 55 36 93 - Fax: 915 56 40 60 - 28020 Madrid
e-mail: revistacivil@terra.es

PRECIO DE ESTE EJEMPLAR: 12,25€

I.S.S.N.: 0213-8468 - N.I.P.O.: 163-10-012-8
Depósito Legal: M-28150-1971 - AUTOEDICIÓN Y PUBLICIDAD

NUESTRA PORTADA: Pasarela del Voluntariado, Zaragoza.

SUMARIO

CARGAS DE HUNDIMIENTO POR PUNTA PARA PILOTES EN ROCA: ESTUDIO COMPARATIVO.
Alcibíades Serrano González, Claudio Olalla Marañón y Francisco Juárez Millán 3

EVALUACIÓN EXPERIMENTAL DEL FUNCIONAMIENTO Y LA PRECISIÓN DE VARIOS SISTEMAS DE PESAJE DINÁMICO DE INSTALACIÓN FIJA.
Jesús María Leal Bermejo y Antonio Isidoro Cruz 37

PROLONGACIÓN DE LA LÍNEA 2 DEL FMB TRAMO: PEP VENTURA-BADALONA CENTRO.
Juan José Díaz López y Manuel Alpañés Ramos 48

ANÁLISIS CON EL PROGRAMA FLAC3D DE LA PRESIÓN DEL TERRENO SOBRE LA CHAPA EN UNA TUNELADORA EN SUELOS. MÉTODO APROXIMADO DE CÁLCULO.
Miguel Fe Marqués 73

GEOTEXTILES UTILIZADOS EN LA IMPERMEABILIZACIÓN DE BALSAS.
Manuel Blanco, Ángel Leiro y Enrique Santarrufina 87

ANÁLISIS DESCRIPTIVO DE LA "DIRECCIÓN AMBIENTAL DE OBRA" EN LAS DECLARACIONES DE IMPACTO AMBIENTAL DE PROYECTOS DE INGENIERÍA CIVIL.
Sarah Ruiz Arriaga y Manuel Ramón García Sánchez-Colomer 92

CARACTERIZACIÓN DE LAS MEZCLAS BITUMINOSAS CON NFU EXTENDIDAS EN EL TRAMO DE LA CARRETERA EX-370, DE PLASENCIA A MONTEHERMOSO.
Baltasar Rubio, Marisa Carmona, José Mª Ávila, Rafael Jiménez, Silvia Izquierdo y Leonardo Enriquez 102

IDENTIFICACIÓN DE FLUJOS SUBTERRÁNEOS EN UN MEDIO HIDROGEOLÓGICAMENTE DISCONTINUO DE ALTA SALINIDAD.
Antonio Plata Bedmar y José Luís Salinas Rodríguez 115

UNA VISIÓN COMPARADA DE LA ORDENACIÓN DE LA COSTA EN ESPAÑA.
Fernando Pérez Burgos y José M. de la Peña Olivas 128

MODELACIÓN NUMÉRICA DEL ENSAYO PULL-OUT PARA LOSAS COMPUESTAS CON LÁMINA METÁLICA COLABORANTE.
Melchor López Ávila, Rafael Larrúa Quevedo, Jorge Bonilla Rocha y Carlos A. Recarey Morfa 135

En nuestra página web <www.cedex.es> encontrará las normas para la publicación de artículos

Papel reciclado postconsumo

El mundo ha cambiado. Nosotros también.

Nace una nueva marca. Ineco y Tifsa se fusionan para enfrentarse a grandes retos, ampliando el espectro de oportunidades de la ingeniería española, abanderando su prestigio internacional. Un Ineco donde confluyen talento, ideas e innovación y donde la autoexigencia es toda una filosofía de vida. Un nuevo nombre con una amplia perspectiva del mundo y un solo objetivo: sumar fuerzas para llegar aún más lejos.

ineco

www.ineco.es

Cargas de hundimiento por punta para pilotes en roca: estudio comparativo

ALCIBÍADES SERRANO GONZÁLEZ (*), CLAUDIO OLALLA MARAÑÓN (**) y FRANCISCO JUÁREZ MILLÁN (***)

RESUMEN En el presente documento se realiza un estudio comparativo de las formulaciones definidas, tanto por la literatura técnica como por las diferentes normativas nacionales e internacionales más relevantes, para la determinación de la carga de hundimiento por punta de pilotes en roca. La aplicación de las más significativas al caso concreto de algunas de las rocas españolas más comunes y representativas, bajo distintas hipótesis y condiciones, permite observar la dispersión de resultados que se produce.

A COMPARATIVE STUDY ABOUT ULTIMATE TIP RESISTANCE OF ROCK SOCKETED PILES

ABSTRACT *The present document approaches a comparative study of the formulations defined, both by the technical literature and by the most relevant national and international regulations, which determine the ultimate tip resistance of rock socketed piles. The application of the most significative ones to the concrete case of some of the most common and representative spanish rocks, under different hypothesis and conditions, allows to observe the dispersion of results that takes place.*

Palabras clave: Pilotes, Punta, Roca, Resistencia, Empotramiento, Calidad.

Keywords: Piles, Tip, Rock, Resistance, Embedment, Quality.

1. INTRODUCCIÓN

Los pilotes empotrados en roca transfieren la carga estructural que soportan, al medio rocoso, mediante alguno de estos tres mecanismos:

- A través del fuste.
- A través de la punta.
- Mediante una combinación de las resistencias por punta y fuste.

Este estudio se centrará en la segunda de estas posibilidades.

Las teorías existentes admiten que la carga de hundimiento por punta (σ_{hp}) del pilote en un macizo rocoso, es proporcional a la resistencia de la compresión simple de la roca intacta elevado a un cierto exponente. A esa constante de proporcionalidad, que varía notablemente de unos a otros autores, se le denominará factor de carga y se representará por N_σ. De tal forma que la resistencia por la punta propuesta por todo el abanico de teorías podría sintetizarse mediante la expresión:

$$\sigma_{hp} = N_\sigma \cdot \sigma_c^k \quad (1)$$

(*) Catedrático Emérito. ETSICCP-UPM. Madrid.

(**) Profesor Titular. ETSICCP-UPM. Madrid.

(***) Construcciones Sando. Madrid.

(1) En lo sucesivo, en todas las expresiones donde k≠ 1, se entenderá que σ_c y σ_{hp} está expresado en MPa.

El valor de k propuesto por las distintas teorías varía entre 0,5 y 1, siendo éste último el valor más utilizado. La resistencia por punta del pilote depende, principalmente, de los siguientes factores:

- El tipo de roca.
- La resistencia a compresión simple de la matriz rocosa y de las discontinuidades.
- La calidad, tipo y estado de fracturación del macizo rocoso, que se suele cuantificar mediante el RMR, GSI, u otros índices geomecánicos.
- El empotramiento del pilote en la roca.
- Sobrecarga sobre el techo de roca.
- Las dimensiones del pilote.
- La relación entre los módulos de deformación de la roca y el material del pilote.

Las distintas teorías, la mayoría de ellas puramente empíricas, combinan estos factores en mayor o menor medida.

En cualquier caso, es necesario tener presente que, a efectos de proyecto, el valor del tope estructural es el factor limitativo en muchos de los casos de la resistencia del medio rocoso a movilizar, y que salvo pilotes hincados (acero, hormigón pretensado) difícilmente se pueden superar 7-8 MPa.

2. TEORÍAS EXISTENTES

En la literatura técnica existen un gran número de teorías que predicen la carga de hundimiento por la punta de un pi-

lote empotrado en roca. Con el objeto de poder sistematizar el análisis se han agrupado de la manera siguiente:

Un primer grupo de teorías, las más simples, son las que sólo consideran la carga de hundimiento como un múltiplo del valor de la σ_c (resistencia a compresión simple de la roca sana) (k=1), y proponen distintos valores de N_σ. Entre ellas se pueden destacar:

– Teng (1962)

$$\sigma_{hp} = (5 \text{ a } 8) \cdot \sigma_c$$

– Coates (1967)

$$\sigma_{hp} = 3 \cdot \sigma_c$$

– Pells (1977)

$$\sigma_{hp} = (4 \text{ a } 11) \cdot \sigma_c$$

– Rowe y Armitage (1987)

$$\sigma_{hp} = 2{,}7 \cdot \sigma_c$$

– ARGEMA (1992)

$$\sigma_{hp} = 4{,}5 \cdot \sigma_c \leq 10 \text{ MPa}$$

– Findlay et al. (1997)

$$\sigma_{hp} = (1 \text{ a } 4{,}5) \cdot \sigma_c$$

– O´Neill y Reese (1999)

$$\sigma_{hp} = 2 \cdot \sigma_c$$

(si el empotramiento es menor de un diámetro)

$$\sigma_{hp} = 2{,}5 \cdot \sigma_c$$

(si el empotramiento es mayor de 1,5 veces el diámetro y hay roca sana en 2 diámetros bajo la punta).

Un segundo grupo de teorías engloba a las que también dependen sólo de σ_c, si bien la relación no es lineal, puesto que el exponente k se supone distinto de 1 y en la mayor parte de ellas igual a 0,5. De las mismas se destacan:

– Norma DIN 1054:2005, que propone, para medios isótropos sin juntas rellenas, los siguientes valores de N_σ variables, dependientes linealmente (k=1) de σ_c :

- Para $\sigma_c = 0{,}5$ Mpa; $N_\sigma = 3$
- Para $\sigma_c = 5{,}0$ Mpa; $N_\sigma = 1$
- Para $\sigma_c = 20{,}0$ Mpa; $N_\sigma = 0{,}5$

Se ha encontrado que un posible ajuste de esos valores conduciría a una fórmula del tipo: $\sigma_{hp} = N_\sigma \cdot \sigma_c^{0,5}$, como se demuestra posteriormente.

– Zhang y Einstein (1998), a partir del ajuste realizado con los resultados de 39 ensayos de carga ($r^2 = 0{,}81$) sobre pilotes empotrados en roca blanda (con σ_c comprendidas entre 0,5 y 55 MPa, si bien sólo tres de ellas con valores superiores a 15 MPa) con empotramientos mínimos 3 diámetros, y comparándolos con los resultados de un análisis simplificado suponiendo el criterio de rotura de Hoek-Brown (1980), encontraron las siguientes ecuaciones de ajuste:

- Límite inferior: $\sigma_{hp} = 3{,}0 \cdot \sigma_c^{0,5}$
- Media: $\sigma_{hp} = 4{,}8 \cdot \sigma_c^{0,5}$
- Límite superior: $\sigma_{hp} = 6{,}6 \cdot \sigma_c^{0,5}$

– Vipulanandan et al. (2007), abordaron el tema con una metodología similar a la de Zhang y Einstein, a partir de 21 ensayos de carga sobre roca blanda, (σ_c de entre 0,14 y 2,5 MPa). Mediante una ley de ajuste por mínimos cuadrados, encontraron la relación del tipo:

$$\sigma_{hp} = 4{,}73 \cdot \sigma_c^{0,56}$$

Si se fija que k=1, el ajuste lleva a:

$$\sigma_{hp} = 3{,}80 \cdot \sigma_c$$

con un índice de regresión de 0,57 y por tanto muy escaso.

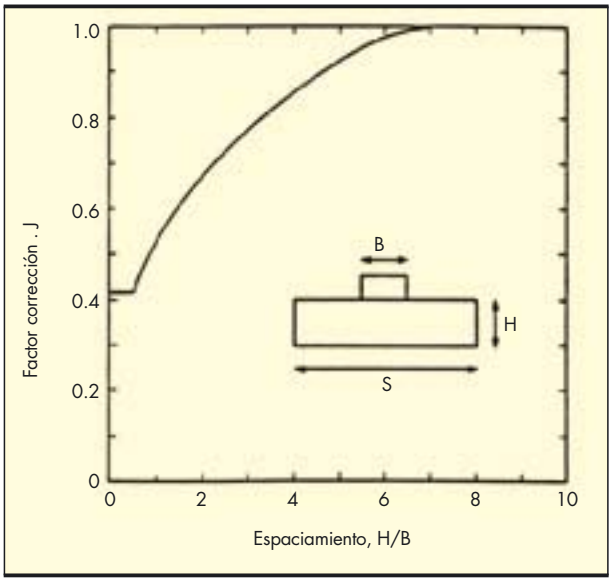


FIGURA 1. Coeficientes de corrección J de Goodman y Kulhawy (1980).

Un tercer grupo de teorías incluyen, además, la calidad de la roca. Así por ejemplo:

– Kulhawy y Goodman (1980), basándose en los trabajos de Bishnoi (1968), suponiendo que la cohesión es el 10% de la σ_c, que los valores del factor N_σ son función del ángulo de rozamiento interno, e incorporando otros factores de corrección dependientes del espaciamiento entre juntas o del índice RQD, propusieron:

$$\sigma_{hp} = J \cdot N_{cr} \cdot 0{,}1 \cdot \sigma_c \text{; donde:}$$

J, es un factor función de la relación entre el espaciamiento de las juntas y el tamaño del pilote, con valores comprendidos entre 0,42 a 1, siendo s el espaciamiento y B el ancho del elemento de cimentación (ver Figura 1).

N_{cr} es un factor de la capacidad de carga dependiente del ángulo de rozamiento de la roca, del espaciamiento de las diaclasas y del diámetro del pilote, según la ecuación:

$$N_{cr} = \frac{2N_\phi^2}{1+N_\phi}(\cot\phi)\frac{S}{B}\left(1-\frac{1}{N_\phi}\right) - N_\phi(\cot\phi) + 2\sqrt{N_\phi}$$

Con:

$$N_\phi = \tan^2\left(45° + \frac{\phi}{2}\right)$$

Por lo que su valor variará, para ángulos de rozamiento variables entre 0° y 70°, entre 2 y 200. Dicho valor también se puede obtener de las relaciones gráficas propuestas por los autores (ver figura 2). De esta forma:

$$\sigma_{hp} = (0{,}1 \text{ a } 20) \cdot \sigma_c$$

– En 2009, Zhang, a partir del ajuste de resultados de 25 ensayos de carga, modifica su anterior propuesta de 1998, e incluye un nuevo término: resistencia a compresión simple del macizo σ_{cm}, que es el resultado de multiplicar σ_c por un factor dependiente del RQD de la roca.

$$\sigma_{hp} = 6{,}56 \cdot \sigma_{cm}^{0,46}; \qquad \text{donde: } \sigma_{cm} = (\alpha_E)^{0,7}\,\sigma_c$$

α_E expresa el cociente entre el módulo de deformabilidad del macizo y el de la roca intacta. Para cuantificarlo, propone utilizar la fórmula de Gardner (1989):

$$\alpha_E = 0{,}0231RQD - 1{,}32 \geq 0{,}15$$

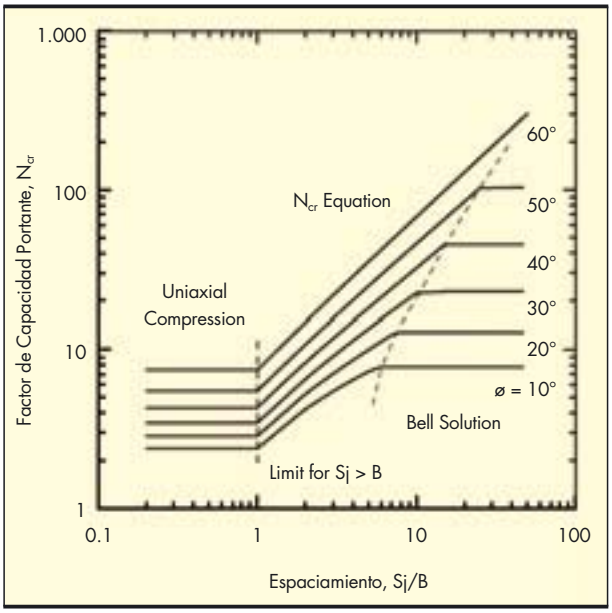


FIGURA 2. Factor de capacidad para discontinuidades verticales abiertas (Kulhawy; 2006).

Se constata que esta fórmula presenta, entre otras, las siguientes carencias:

- Para RQD < 60 el valor es constante.
- Si se utiliza en vez de la fórmula de Gardner (1989), otras, como por ejemplo la de Yang (2006), se obtienen incluso mejores ajustes.

Un cuarto grupo de teorías, incluyen, además de la calidad, el tipo de roca:

– Carter y Kulhaway (1988) proponen una serie de valores de N_σ, basados en el criterio de rotura de Hoek-Brown, fuertemente dependientes del índice geomecánico utilizado para identificar la calidad de la roca y en menor medida del tipo de roca. La fórmula propuesta es:

$$\sigma_{hp} = [s^{0,5}+(ms^{0,5} + s)^{0,5}]\cdot\sigma_c$$

donde *m* y *s* son parámetros de Hoek-Brown con los que se puede obtener un rango extremo de valores, (ver Tabla 1):

$$\sigma_{hp} = (0{,}002 \text{ a } 6{,}1) \cdot \sigma_c$$

Un quinto grupo de teorías proponen relaciones para la carga de hundimiento, en función de la resistencia a compresión simple, el tipo de roca y el grado de empotramiento del pilote:

– Jiménez Salas et al. (1976), proponen que la resistencia por punta del pilote sea proporcional a la resistencia a compresión simple de la roca, donde el factor de proporcionalidad N_σ depende, a su vez, del tipo de roca y del grado de empotramiento; es decir: $\sigma_{hp} = N_\sigma\cdot\sigma_c$, siendo:

$$N_\sigma = \beta\,(0{,}5+(D_e/(6\cdot B)))\leq 1$$

con β de 0,3 a 0,8 en función del tipo de roca:
0,8: Areniscas compactas, caliza
0,6: Granito, pórfido, diabasa, granodiorita, etc.
0,3: Pizarra, filadio, micacita, etc.

Por tanto, para empotramientos comprendidos entre 0 y 3 diámetros, resultaría:

$$\sigma_{hp} = (0{,}15 \text{ a } 1) \cdot \sigma_c$$

El último grupo de teorías analizado, relaciona la carga de hundimiento con la σ_c (resistencia a compresión simple), la calidad y el tipo de la roca, el grado de empotramiento y la sobrecarga (profundidad) sobre el estrato rocoso:

– Serrano y Olalla (1996 y 2002), proponen un método en el que realizan un análisis plástico, aplicando el método de las líneas características, suponiendo el medio como isótropo, homogéneo y sin peso propio, bajo el criterio de rotura de Hoek-Brown, empleando el esquema teórico de la forma de rotura de Meyerhof (1951) y el factor de forma propuesto por De Beer (1970).

Calidad de la roca	Descripción de las Juntas y Espaciamiento	s	Valor de m el función del tipo de roca				
			A	B	C	D	E
Excelente	Intacto (cerrado); espaciamiento >3 m RMR=100	1	7	10	15	17	25
Muy buena	Juntas intactas; espaciamiento de 0,9 a 3 m RMR=85	0,082	2,4	3,43	5,14	5,82	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; espacimiento 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; espacimiento 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	0,01	0,015	0,017	0,025

TABLA 1. Valores de s y m (adimensionales) según AASHTO (1994-2007).

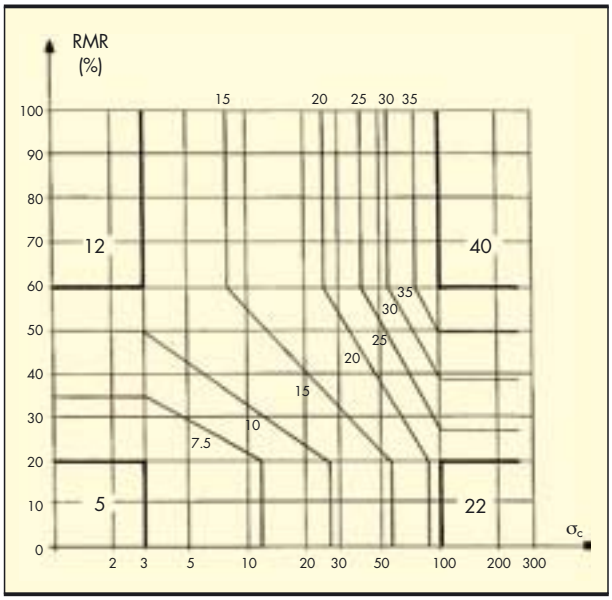


FIGURA 3. Coeficientes de seguridad a aplicar ($P_F < 10^{-4}$) (tomado de Serrano y Olalla).

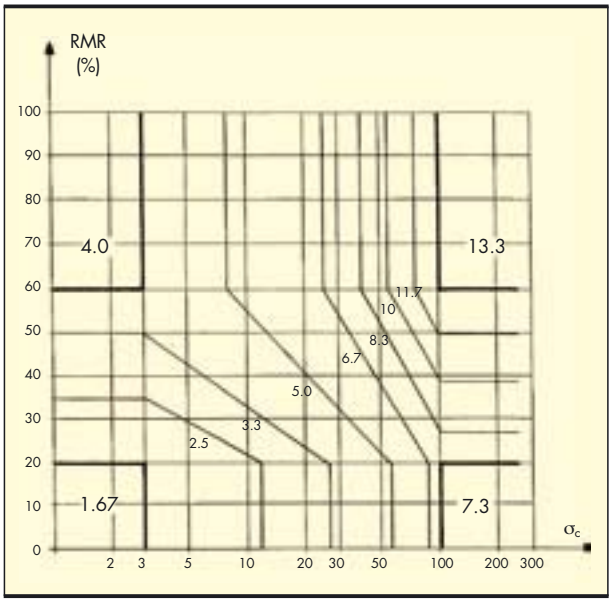


FIGURA 4. Coeficientes de conversión para pasar del método de Serrano y Olalla (1996 y 2002) al denominado "Serrano y Olalla Ajustado".

Este método, al suponer que el medio es isótropo y homogéneo, es aplicable a macizos muy sanos o fuertemente diaclasados, pero no es por tanto utilizable, desde un punto de vista estricto, a macizos con un número pequeño de discontinuidades.

El factor proporcionalidad N_σ es función del tipo de roca (m_0) y de la calidad de la misma (RMR o GSI). Resulta:

$$\sigma_{hp} = N_\sigma \cdot \sigma_c^{\,k};$$

Con N_σ entre 0,1 y 56, y k entre 0,75 y 1. En casos extremos se demuestra que k podría llegar a 0,5.

– A partir de las ideas aportadas por los mismos autores, respecto de la capacidad de la carga admisible de cimentaciones superficiales en rocas, se propone un procedimiento que se denominará en adelante: "Serrano y Olalla Ajustado" (2010). En el estudio de 1996 señalado, analizaron los coeficientes de seguridad a incorporar al aplicar el método. Los coeficientes de seguridad dependerían de las variaciones estadísticas de los parámetros implicados en el cálculo, en particular de los coeficientes de variación adoptados, y de la validez que se suponga al modelo de comportamiento. Suponiendo una probabilidad de fallo de 10^{-4}, los coeficientes de seguridad que proponen, en función de σ_c y del RMR de la roca, se muestran en la Figura 3.

El coeficiente de seguridad parcial F_m que denominan del modelo, que trata de cuantificar el grado de ajuste del modelo de rotura del macizo rocoso con el caso real, y que se propone de aplicación para el caso de roturas por fragilidad (macizos rocosos sanos de roca dura), no ha sido incluido en esta propuesta.

Debido a que el empleo de esos factores convertiría la carga de hundimiento en admisible, y dado que lo que se trata de comparar son las primeras, se propone dividir el factor de seguridad anteriormente indicado por 3, que es el coeficiente de seguridad comúnmente propuesto para el resto de teorías y normas analizadas, de forma que el criterio de "Serrano y Olalla Ajustado" (2010) se obtendrá del método propuesto por los mismos autores en 1996 y 2002, dividiéndolo por el factor de seguridad indicado en la Figura 3 y multiplicándolo por 3 (tal y como se observa en la ecuación adjunta); de forma que el coeficiente de conversión pasaría a ser el ilustrado en la Figura 4.

$$\sigma_{hp}\,(\text{S \& O Ajustado}) = \frac{\sigma_{hp}\,(\text{S \& O})}{\text{F}\,(\text{RMR},\ \sigma_c)} \cdot 3$$

3. NORMATIVA INTERNACIONAL Y NACIONAL

3.1. NORMATIVA INTERNACIONAL

3.1.1. Código de New York (1968-2008)

El Código de Nueva York propone unos valores para la adopción de la carga admisible que son función exclusiva del tipo, de la fracturación, del grado de meteorización y de la calidad de la roca. Cada categoría, engloba una serie de rocas típicas de la ciudad de Nueva York, que presentan determinadas características.

Esos valores propuestos, para las distintas categorías de las rocas, son:

– Roca sana y de buena calidad (σ_c alta);

$$\sigma_{adm} = 0{,}65 \text{ MPa}$$

– Roca medianamente dura (σ_c media);

$$\sigma_{adm} = 0{,}45 \text{ MPa}$$

– Roca intermedia (σ_c media-baja);

$$\sigma_{adm} = 0{,}22 \text{ MPa}$$

– Roca blanda (σ_c baja);

$$\sigma_{adm} = 0{,}09 \text{ MPa}$$

Permite, además, incrementar un 10% la carga admisible por cada pie (30 cm aprox.) de empotramiento, hasta un valor máximo del doble del de partida. Por otro lado, a partir de 10 pies (3 m aprox.) de empotramiento no habría más mejora.

Con los valores de σ_c propuestos por la ISRM (1981) para cada categoría, y aplicando un coeficiente multiplicador de 3,

equivalente al coeficiente de seguridad a adoptar, se tendría, para resistencias últimas, los siguientes valores:

σ_c alta (100-250 MPa); σ_{hp}= 1,95 - 4,00 MPa = 0,008 - 0,04 σ_c

σ_c media (50-100 MPa); σ_{hp}= 1,35 - 2,70 MPa = 0,013 - 0,05 σ_c

σ_c media-baja (25- 50 MPa); σ_{hp}= 0,65 - 1,30 MPa =0,013 - 0,05 σ_c

σ_c baja (5- 25 MPa); σ_{hp}= 0,30 - 0,55 MPa = 0,012 - 0,11 σ_c

En resumen: σ_{hp}= (0,008 a 0,11) · σ_c

Y por tanto, valores muy inferiores a los propuestos por el resto de normativas.

3.1.2. Canadian Foundation Engineering Manual (1978-2007)

Propone para rocas sanas, que la resistencia por punta de un pilote es dependiente de:

- Resistencia a compresión simple de la roca intacta.
- Separación y apertura de litoclasas (>0,3 m).
- Tamaño del pilote.
- Grado de empotramiento.

La formulación propuesta es:

$$\sigma_{hp} = 3\, K_{sp} \cdot d_f \cdot \sigma_c$$

donde:

$$K_{sp} = \frac{3 + \frac{s}{B}}{10\sqrt{1 + 300\frac{a}{s}}} \text{ en el que:}$$

s es el espaciamiento entre discontinuidades, con s>0,3 m.

a es la apertura de discontinuidades; a<5 mm en junta limpia y 25 mm en junta rellena; con 0 < a/s < 0,02

B es la anchura del cimiento en metros; 0,05 < s/B < 2

$$d_f = 1 + 0.4\frac{Lr}{D} \geq 3$$

L_r es la longitud de pilote empotrada en roca y D el diámetro del pilote.

Finalmente se obtiene que:

$$\sigma_{hp}=(0,35 \text{ a } 4,5) \cdot \sigma_c$$

Para rocas alteradas propone un método a partir de ensayos presiométricos. La fórmula propuesta en este caso para la determinación de la resistencia última por punta del pilote es:

$$\sigma_{hp} = K_p \cdot (p_l - p_0) + \sigma_0 \text{ ; donde:}$$

p_l Presión límite determinada en el ensayo en la zona de dos diámetros por encima y por debajo del nivel de la punta del pilote.

p_0 Presión al reposo al nivel de la punta del pilote.

σ_0 Presión debida al peso de tierras por encima de la punta.

K_p Es un coeficiente adimensional empírico, que depende del grado de empotramiento del pilote, proponiéndose los valores mostrados en la Tabla 2.

A partir de relaciones entre la presión límite y la resistencia a compresión simple se puede deducir que la carga de hundimiento puede adoptar un rango de valores de:

$$\sigma_{hp} = (0,7 \text{ a } 4,7) \cdot \sigma_c$$

GRADO DE EMPOTRAMIENTO	0	1	2	3	5	7
Kp	0,8	2,8	3,6	4,2	4,9	5,2

TABLA 2. Coeficientes de Kp.

3.1.3. Normativa DIN 1054:2005 (1980-2005)

La Norma DIN 1054:2005, propone, para medios isótropos sin juntas con relleno, bajo hipótesis lineal (k=1), los siguientes valores de N_σ variables:

- Para σ_c = 0,5 Mpa; N_σ = 3
- Para σ_c = 5,0 Mpa; N_σ = 1
- Para σ_c = 20,0 Mpa; N_σ = 0,5

Se ha encontrado (Figura 5) un posible ajuste de esos valores, mediante criterios no lineales, que conduciría a la fórmula:

$$\sigma_{hp} = 2,15 \cdot \sigma_c^{0,515}$$

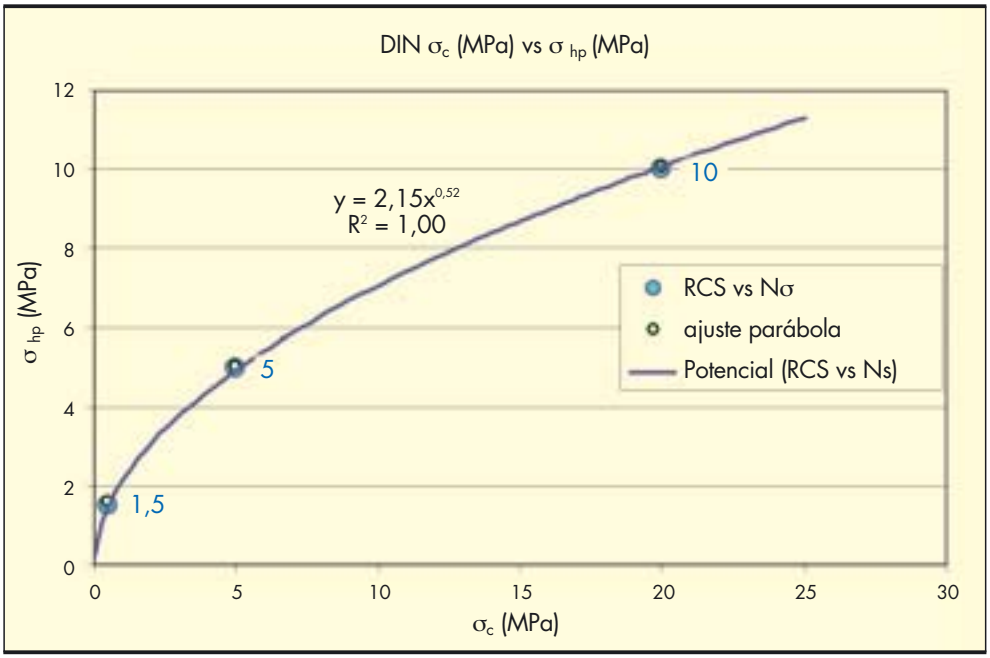
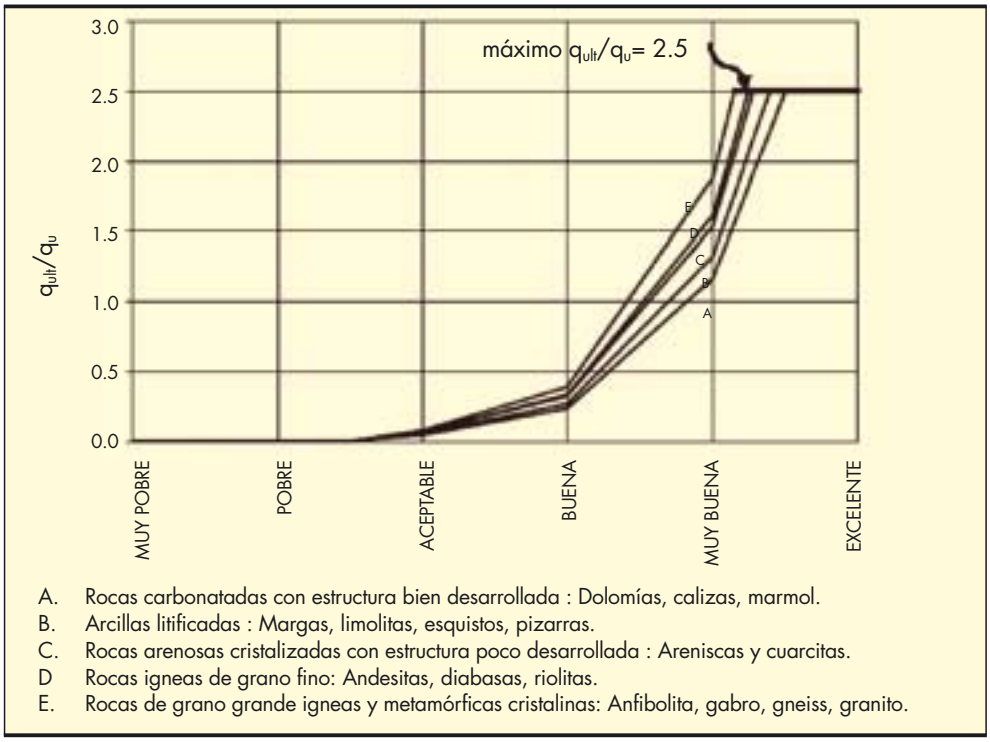


FIGURA 5. Relación σ_c -Carga hundimiento.



A. Rocas carbonatadas con estructura bien desarrollada : Dolomías, calizas, marmol.
B. Arcillas litificadas : Margas, limolitas, esquistos, pizarras.
C. Rocas arenosas cristalizadas con estructura poco desarrollada : Areniscas y cuarcitas.
D Rocas igneas de grano fino: Andesitas, diabasas, riolitas.
E. Rocas de grano grande igneas y metamórficas cristalinas: Anfibolita, gabro, gneiss, granito.

FIGURA 6. Relación entre σ_c y σ_{hp} en función de tipo y calidad de roca (AASHTO).

Es decir, en función exclusivamente de la resistencia a compresión simple de la roca (con k≠1). Además, se comprueba que resulta muy parecido a las fórmulas deducidas de ajuste de datos experimentales de Zhang y Einstein (1998) y Vipulanandan (2007), si bien N_σ es más bajo.

Si se fija el exponente en 0,5, el mejor ajuste sería de la forma:

$$\sigma_{hp} = 2{,}24 \cdot \sigma_c^{0{,}5}$$

3.1.4a. American Association for State Highways and Transportation Officials (AASHTO) (1994-2007)

La AASHTO propone una formulación donde la resistencia última depende de:

- Resistencia a compresión simple de la roca intacta.
- Tipo de roca.
- Calidad de la roca.
- Grado de empotramiento.

– Si la roca por debajo de la punta, hasta una profundidad de dos diámetros (2ϕ), es sana o ligeramente fracturada, con fracturas limpias y sin rellenar, y el empotramiento del pilote es superior a 1,5 diámetros:

$$\sigma_{hp} = 2{,}5 \cdot \sigma_c \text{ (O´Neill y Reese, 1999)}$$

En caso de empotramientos inferiores a un diámetro O´Neill y Reese (1999) proponen (si bien no lo especifican de forma explícita):

$$\sigma_{hp} = 2{,}0 \cdot \sigma_c,.$$

– Si la roca que está por debajo de la punta, hasta una profundidad de dos diámetros (2ϕ), está fracturada, con juntas con orientación cualquiera, la resistencia se puede evaluar como:

$$\sigma_{hp} = \left[\sqrt{s} + \sqrt{\left(m\sqrt{s} + s\right)}\right] \sigma_c$$

Donde:

m, s : son parámetros dependientes del tipo de roca y de su estado y fracturación y están tabulados en la referida norma (ver Tabla 1). Se estiman a partir de la clasificación RMR de Beniawski (1989) con el criterio original de Hoek y Brown (1980).

De tal forma que:

$$\sigma_{hp} = (0{,}002 - 6{,}1)\ \sigma_c$$

Si bien, el criterio obliga a truncar las curvas para σ_{hp} = 2,5 σ_c, por lo que el criterio de O´Neill y Reese (1999) constituiría el límite superior de los valores a alcanzar. (Figura 6).

3.1.4b. AASHTO Modificada (2009)

La ecuación de Carter y Kulhaway (1988) adoptada por la AASHTO que permite determinar la carga admisible de la roca para una carga actuando en su superficie, constituye el extremo inferior de la solución obtenida de emplear directamente los parámetros de la formulación de Hoek y Brown, para una superficie de rotura supuesta como cuñas activas y pasivas bajo la carga (que se supone infinita en sentido longitudinal), y despreciando el peso de tierras por encima de la cuña. El método es aplicable a cualquier tipo de roca, con fracturación no necesariamente orientada según una dirección preferencial, con juntas abiertas, cerradas o rellenas. La AASHTO no propone factores de minoración para la fórmula, dejándolo al albedrío del proyectista. Esta fórmula resulta conservadora, tal y como indican, posteriormente, Kulhaway y Carter (1992).

La fórmula propuesta resulta de aplicar el criterio de rotura generalizado de Hoek y Brown (2002) a la superficie de rotura propuesta y esquematizada en la Figura 7.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c\left(m\frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s\right)^a$$

Se observa que en la Zona 2; $\sigma_3 = \sigma_v = 0$ y $\sigma_1 = \sigma_H = \sigma_c\, s^a$

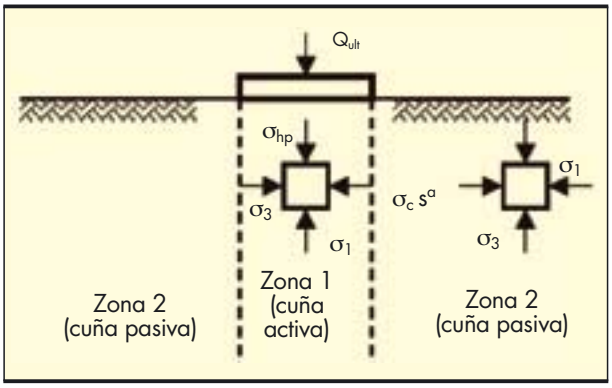


FIGURA 7. Equilibrio de las cuñas activas y pasivas (tomado de Turner *et al,* 2006).

Como σ'_H tiene que ser igual en ambas cuñas, sustituyendo, en el criterio de Hoek y Brown (2002), se tendrá:

$$\sigma_{hp} = \sigma_c \left[s^a + (m\, s^a + s)^a\right]$$

Ahora bien, si con el objeto de calcular la resistencia por punta de un pilote, además se quisiera tener en cuenta una serie de factores adicionales, inspirándose en la publicación de Turner (2006), se tendría:

– La tensión horizontal provocada por la sobrecarga de tierras (A) por encima del plano de cimentación:

$$A = \sigma_{v,b} + \sigma_c \left[m \frac{\sigma_{v,b}}{\sigma_c} + s\right]^a$$

Sustituyéndolo en la ecuación anterior, teniendo en cuenta que las tensiones horizontales en ambas zonas deben ser iguales, se obtiene:

$$\sigma_{hp} = A + \sigma_c \left[m \frac{A}{\sigma_c} + s\right]^a$$

– Para estimar el empotramiento, de una forma simple y conservadora se considera que sólo influye como un aumento de la tensión vertical debido al peso de la columna de roca equivalente.

– El paso de hipótesis plana en 2D (pantalla plana) a 3D (pilote circular), se puede efectuar mediante el factor de forma de De Beer (1970), ($N_\beta = 1 + tg\ \rho_{eq}$), donde ρ_{eq} sería un ángulo de rozamiento equivalente estimado a partir de la formulación de Hoek y Brown.

De esta forma, la carga de hundimiento se incrementa de forma considerable, como se aprecia en la Figura 8, donde resulta sencillo comprobar como pasa la solución original (líneas azules), para distintos tipos de roca, a la modificada (líneas rojas); pudiendo llegar N_σ a valores cercanos a 25. Para su identificación en posteriores estudios comparativos que se realizarán, se denominará a esta propuesta: "AASHTO Modificada". (Juárez, 2009).

3.1.5. Federal Highway Administration (FHWA) (1999)

La FHWA propone que la resistencia última dependa de:

- Resistencia a compresión simple de la roca intacta.
- Tipo de roca.
- Calidad de la roca.
- Grado de empotramiento.

Así, por ejemplo, si la roca por debajo de la punta es masiva con RQD = 100% y el empotramiento del pilote es superior a 1,5 veces el diámetro del pilote, recomienda el criterio de O´Neill y Reese (1989), que limita las tensiones a un cierto valor máximo para evitar roturas por punzonamiento bajo la punta:

$$\sigma_{hp} = 2{,}5 \cdot \sigma_c$$

Si el recubrimiento de la roca está constituido por materiales de características geotécnicas pobres, propone adoptar un valor más conservador de:

$$\sigma_{hp} = 2{,}0 \cdot \sigma_c$$

Si la roca presenta un RQD entre 70 y 100, con todas las juntas cerradas y aproximadamente horizontales, y con σ_c >0,5 MPa, recomienda una propuesta basada en Zhang y Einstein (1998):

$$\sigma_{hp} = 4{,}83 \cdot \sigma_c^{0{,}51}$$

Si la roca está fracturada, con orientación cualquiera, y las condiciones de las juntas pueden ser evaluadas en afloramientos cercanos, con σ_c medida en testigos intactos extraídos

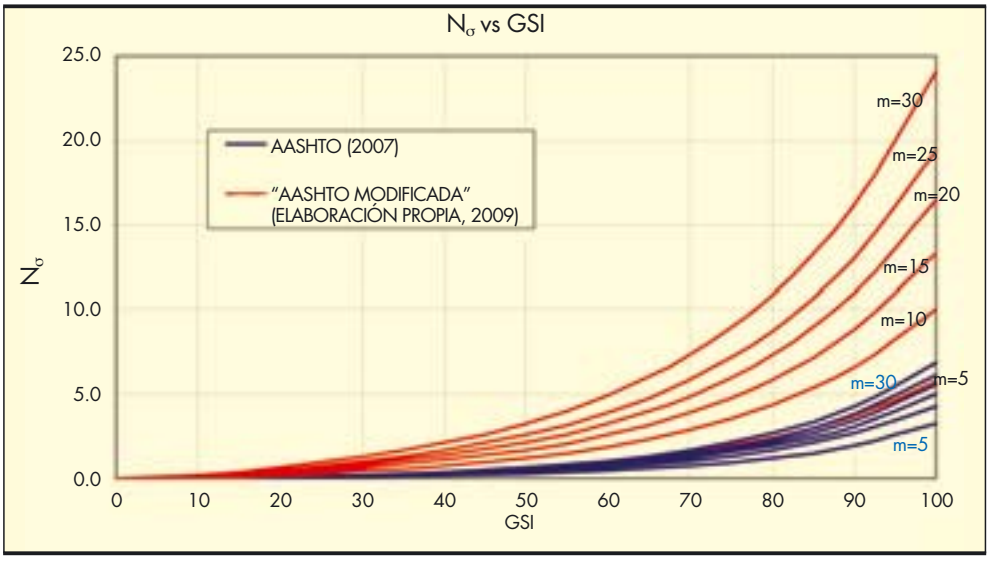


FIGURA 8. Elaboración propia a partir de la AASHTO (2007).

a menos de dos diámetros de la punta del pilote, se recomienda la propuesta de Carter y Kulhawy (1988), que es una propuesta similar a la incorporada por la AASHTO (2007).

$$\sigma_{hp} = \left[\sqrt{s} + \sqrt{\left(m\sqrt{s} + s\right)}\right] \sigma_c$$

3.1.6. Eurocódigo (ENV 1997-3:1999)

En el apéndice C.3. del mismo, se propone un método a partir de ensayos presiométricos, tomado de la normativa francesa (Fascicule 62-V;1993). La limitación principal del método radica en que sólo se dan parámetros para rocas relativamente blandas (calizas, margas). Para rocas sanas no propone un valores de proporcionalidad entre la presión límite y la carga de hundimiento, mientras que para las meteorizadas sugiere adoptar el correspondiente a la categoría de suelo más próximo.

En la propuesta del Eurocódigo, la resistencia última por punta es función por tanto, de:

- La resistencia a compresión simple
- Tipo de roca

La fórmula propuesta es similar a la del manual canadiense para rocas alteradas:

$$\sigma_{hp} = K_p \cdot p_{le}^*$$

p_{le}^* = Presión límite neta equivalente determinada mediante la raíz cuadrada del producto de la presión límite neta a nivel de la punta y la presión límite neta a medio diámetro por debajo de ella.

K_p = Es un coeficiente adimensional empírico, que depende de la resistencia del terreno y de la tipología del pilote. Actualmente los creadores de la teoría (Bustamante y Gianeselli, 2008) han propuesto valores únicos para cada terreno variando en función de la tipología del pilote exclusivamente. En el caso de pilotes perforados en roca (cretas, rocas margo-calcáreas y rocas alteradas), el valor fijado es de 1,6.

Bajo estas hipótesis, la carga de hundimiento resulta:

$$\sigma_{hp} = (1{,}0 \text{ a } 1{,}65) \cdot \sigma_c$$

En este caso, la resistencia es independiente del grado de empotramiento del pilote.

3.1.7. Código de Hong-Kong (2006)

Esta normativa establece un criterio semiempírico para la determinación de la carga admisible por punta en roca. Las rocas más habituales de Hong-Kong son:

- Rocas ígneas: granitos, cuarcitas, tufas[2].
- Rocas metamórficas: mármol.
- Rocas sedimentarias: areniscas, argilitas.

En dicho criterio, el único factor del que depende la resistencia admisible, es del índice geomecánico de la roca propuesto por Beniawski (RMR), y de una forma indirecta de σ_c, puesto que se establece que en ningún caso la carga admisible podría superar el valor de σ_c.

La formulación está basada en los estudios de Hill, Littlechild et al (2000), a partir de pruebas de carga sobre pilotes ejecutados en Hong-Kong, con los que correlacionan el RMR con el asiento experimentado por el pilote. Fijando como límite un desplazamiento del orden del 1% del diámetro del pilote, proponen que el valor de la tensión admisible sea la correspondiente a aquella que produzca un asiento inferior al 0,5% del diámetro del pilote, para valores de RMR superiores a 40, independientemente del tipo de roca, de σ_c y del empotramiento (ver Figura 9).

(2) Las tufas son los aglomerados volcánicos de tonos blanquecinos, llamados tosca en Canarias.

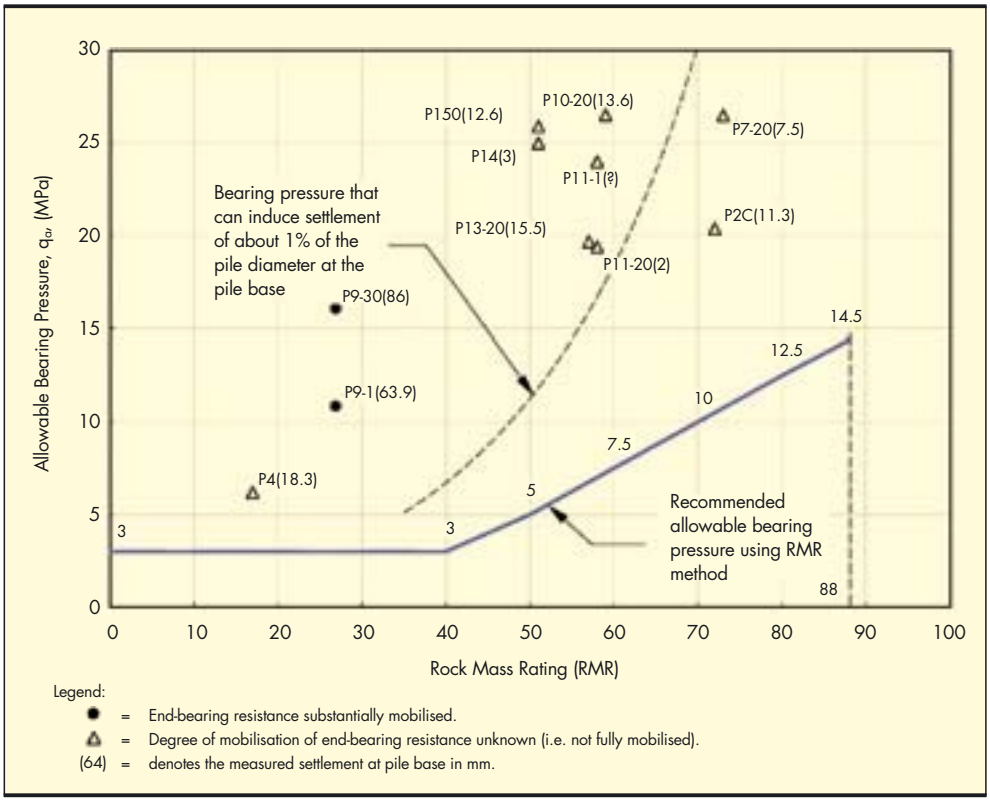


FIGURA 9. Relación RMR con carga admisible, para rocas de Hong Kong.

Traduciendo estas recomendaciones a valores de resistencia última, tras haberlo multiplicado por un coeficiente de seguridad de 3, se obtiene:

Si RMR<40	$\sigma_{hp} = 9$ MPa	(con $\sigma_{hp} \leq 3\ \sigma_c$)
Si 40<RMR<50	$\sigma_{hp} = 0{,}6$ (RMR-40) + 9 MPa	(con $\sigma_{hp} \leq 3\ \sigma_c$)
Si RMR>50	$\sigma_{hp} = 0{,}75$(RMR-50) + 15 MPa	(con $\sigma_{hp} \leq 3\ \sigma_c$)

3.2. NORMATIVAS ESPAÑOLAS

En España existen tres códigos con recomendaciones al respecto:

- ***GCOC***: Guía de Cimentaciones para Obras de Carreteras (M° Fomento, 2003)
- ***ROM 05-05***: Recomendaciones Geotécnicas para Obras Marítimas (M° Fomento 2005) que sustituye a la ***ROM 04-94***, homónima de 1994.
- ***CTE***: Código Técnico de la Edificación (2006).

3.2.1. ROM 04-94 (1994)

En la antigua ROM, la formulación propuesta para determinar la resistencia última por punta, es distinta a la propuesta de 2005, como se muestra a continuación:

$$\sigma_{hp} = 3 \cdot p_{v,adm} \cdot d_f$$

Con:

$$d_f = 1 + 0.4\frac{Lr}{D} \geq 3$$

Siendo L_r la longitud de pilote empotrada en la roca y D el diámetro del pilote.

Es decir, es una expresión similar a la recomendada por el Manual Canadiense, donde $p_{v,adm}$ es la presión admisible para cimentaciones superficiales, que se calcula mediante la expresión:

$$p_{v,adm} = \rho \cdot \sigma_c$$

Donde ρ adopta los siguientes valores:

Rocas sanas(3):	0,4 - 0,6
Rocas blandas poco alteradas y poco diaclasadas:	0,2 - 0,4
Rocas muy diaclasadas:	0,1 - 0,2

Además recomienda que cuanto mayor sea el grado de diaclasamiento y el valor de la resistencia a compresión simple de la roca, menor debe ser ρ, aunque no se especifica cómo cuantificar esa disminución, dejándolo al criterio del proyectista.

Con todo ello resulta:

$$\sigma_{hp} = (0{,}3 \text{ a } 5{,}4) \cdot \sigma_c$$

3.2.2. GCOC (2003)

Para que el sustrato en el que se empotra el pilote sea considerado como roca, debe cumplir simultáneamente:

- Resistencia a compresión simple > 1 MPa.
- RQD > 10.
- Grado de meteorización (según escala ISRM) ≤ III.

En ese caso la resistencia unitaria por punta se obtendría de:

$$\sigma_{hp} = 2 \cdot p_{vadm}$$

Donde $p_{v,adm}$ es la presión admisible para cimentaciones superficiales, que se calcula mediante la expresión:

$$p_{vadm} = p_0 \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \sqrt{\frac{q_u}{p_0}}$$

Siendo:

p_0 = Presión de referencia. Deberá tomarse un valor de 1 MPa.

q_u = Resistencia a compresión simple de la roca sana.

α_1, α_2, α_3 = Parámetros adimensionales que dependen del tipo de roca, de su grado de alteración y del espaciamiento de las litoclasas.

- $$\alpha_1 = \sqrt{\frac{10 \cdot q_t}{q_u}}$$

  Donde q_t es la resistencia a tracción. Se propone la Tabla 3 con valores de α_1 en función de roca, para los casos en que no se disponga de ese tipo de ensayos.

- α_2; varía entre 0,5 y 1 en función del grado de meteorización.
- α_3; depende de la separación entre litoclasas, que se estima en:

$$\alpha_3 = \min(\alpha_{3a}, \alpha_{3b}) \quad \alpha_{3a} = \sqrt{\frac{s}{1m}} \quad \alpha_{3b} = \sqrt{\frac{RQD(\%)}{100}}$$

  y por tanto variará entre 0,316 y 1.

Por último, incorpora un coeficiente multiplicador en función del grado de empotramiento del pilote, cuya fórmula es parecida a la propuesta por Landanyi (1977), y por lo tanto es

(3): Esta normativa, textualmente, recoge "rocas alteradas", pero razonablemente se considera que debe ser una errata y debiera referirse a "rocas sanas".

Grupo N°	Nombre genérico	Ejemplos	α_1
1	Rocas carbonatadas con estructura bien desarrollada	• Calizas, dolomías y mármoles puros. • Calcarenitas de baja porosidad	1,0
2	Rocas ígneas y rocas metamórficas(*)	• Granitos, cuarcitas • Andesitas, riolitas • Pizarras, esquistos y gneises (esquistosidad subhorizontal)	0,8
3	Rocas sedimentarias (**) y algunas metamórficas	• Calizas margosas, argilitas, limolitas, areniscas y conglomerados • Pizarras, esquistos (esquistosidad verticalizada) • Yesos	0,6
4	Rocas pocos soldadas	• Areniscas, limolitas y conglomerados poco cementados • Margas	0,4

TABLA 3. Valores propuestos para α_1 en la GCOC.
(*) A excepción de las indicadas en los grupos 1 y 3.
(**) A excepción de las indicadas en los grupos 1 y 4.

análoga a la utilizada en el manual canadiense, pero limitada, en este caso, a un valor máximo de 2. La expresión que resulta es:

$$d_f = 1 + 0,4\frac{L_r}{D} \leq 2$$

Siendo L_r la longitud de pilote empotrada en la roca y D el diámetro del pilote

Por tanto, se obtendría como rangos extremos de N_σ:

$$\sigma_{hp}=(0,126 \text{ a } 4) \cdot \sigma_c^{0,5} < 20 \text{ MPa}$$

Se hace notar que la estimación de la carga de hundimiento del pilote se realiza a través de la fórmula propuesta para la estimación de la carga admisible de una cimentación superficial. Independientemente del factor de empotramiento del pilote, se propone un factor multiplicador de 2 para pasar de uno a otro, cuando el factor habitual, y también propuesto en la misma publicación para las cimentaciones superficiales es de 3. La razón de dicha minoración (supone estar aplicando un factor de seguridad adicional de 1,33 para la resistencia por punta del pilote) es argumentada al considerar la dificultad que existe para poder determinar, a esas profundidades, el estado del macizo, grado de alteración, apertura y estado de las juntas, etc, lo que exigiría trabajar con valores más prudentes.

3.2.3. ROM 05-05 (2005)

Desde el punto de vista conceptual es prácticamente análoga al caso anterior. Para que el sustrato en el que se empotra el pilote sea considerado como roca, debe cumplir simultáneamente:

- Resistencia a compresión simple > 1 MPa.
- RQD > 10.
- S (espaciamiento de litoclasas) ≥ 0,1m.

La fórmula propuesta para la carga última de punta es:

$$q_p = \frac{2}{3} p_{vh}\left(1 + 0,4\frac{L_R}{D}\right)$$

Donde los parámetros son análogos a los del caso anterior, es decir $L_{R,\,máx}$ =2,5 D

La determinación de p_{vh} en este caso se hará mediante la fórmula:

$$p_{vh} = 3 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \sigma_c^{0,5} < 15 \text{ MPa}$$

Con:

α_2 varía entre 0,5 y 1 en función del grado de meteorización.

α_3; depende de la separación entre litoclasas, y será el mínimo de:

$$\alpha_{3,1} = 2 \cdot \left(\frac{s}{B*}\right)^{1/2} \leq 1; \quad \alpha_{3,2} = 0,2 \cdot \left(\frac{B_0 \; x \; RQD(\%)}{B*}\right)^{1/2} < 1$$

y por tanto varía, para diámetros comerciales de pilote, entre 0,45 y 1, y donde:

s, es el espaciamiento entre litoclasas.

B*, el ancho equivalente (en este caso del diámetro del pilote).

B_0, es el ancho de referencia y se tomará B_0 = 1 m.

En este caso se cita que no se adopta el parámetro α_1 indicado en la GCOC, porque se afirma que es un valor que no está sancionado por ensayos. Sin embargo, se vuelve a introducir implícitamente un coeficiente de minoración de 1,33 para la resistencia por punta, tal y como se comentó para el caso de la GCOC.

Con todo ello se obtendría:

$$\sigma_{hp}=(0,45 \text{ a } 4) \cdot \sigma_c^{0,5} < 20 \text{ Mpa}$$

3.2.4. CTE (2006)

En esta norma, para que el sustrato en el que se empotra el pilote sea considerado como roca, debe cumplir simultáneamente:

- Resistencia a compresión simple > 2,5 MPa.
- RQD > 25.
- S (espaciamiento de litoclasas) ≥ 0,3m.
- Grado de meteorización (según escala ISRM) ≤ III.

Por tanto, la consideración de roca es más restrictiva que en las normas anteriormente expuestas. Las fórmulas propuestas son análogas a las recogidas en el manual canadiense:

$$\sigma_{hp} = 3 \; K_{sp} \cdot d_f \cdot \sigma_c$$

donde:

$$K_{sp} = \frac{3 + \frac{s}{B}}{10\sqrt{1 + 300\frac{a}{s}}} \quad \text{en el que:}$$

s es el espaciamiento entre discontinuidades, con s>0,3 m.

a es la apertura de discontinuidades; a<5 mm en junta limpia y 25 mm en junta rellena; con 0 < a/s < 0,02.

B es la anchura del cimiento en metros; 0,05 < s/B < 2.

$$d_f = 1 + 0.4\frac{Lr}{D} \geq 3$$

Siendo de nuevo L_r la longitud de pilote empotrada en la roca y D el diámetro del pilote.

Finalmente se tiene que:

$$\sigma_{hp}=(0,35 \text{ a } 4,5) \cdot \sigma_c$$

4. CRITERIOS PARA LA COMPARATIVA ENTRE LOS DISTINTOS MÉTODOS

4.1. INTRODUCCIÓN

Como se ha visto en apartados anteriores, las teorías existentes para la determinación de la resistencia última por punta de pilotes empotrados en roca son muchas y muy variadas, dependiendo además, cada una de ellas, de numerosos y distintos factores. Este fenómeno conduce a que resulte muy complicado establecer una comparación general de todos los métodos, teniendo que recurrir, por tanto, a comparaciones de carácter más parcial. Además, la gran cantidad de factores de las que dependen algunas de las teorías obliga a fijar algunos de ellos para poder comprobar cómo afectan en cada caso.

Para poder analizar este tema de una manera más clara, se ha confeccionado la Tabla 4, donde se muestra, para cada teoría, el factor de proporcionalidad N_σ y el exponente que actúa sobre σ_c, así como los factores que intervienen en cada una de las teorías, bien de manera directa (azul oscuro) o de forma indirecta (azul claro).

De la observación de la Tabla 4, se constata que el coeficiente N_σ de proporcionalidad es muy variable entre las distintas teorías y normas, mientras que el exponente k es más constante, siendo el propuesto en la mayoría de los casos 0,5, o cercano, y 1. Tan sólo las teorías de Serrano y Olalla (2002) y la denominada AASHTO Modificada (2009) proponen exponentes variables entre 0,75 y 1 (en casos extremos podrían tender hacia 0,5), que pasa a ser de 0,6 a 1 en Serrano y Olalla Ajustada. (2010).

TEORÍA	AÑO	$\sigma_{hp} = N_\sigma \cdot \sigma_c^k$		FACTORES						LIMITACIONES
		N_σ	K	σ_c	RQD/ RMR/ GSI	TIPO DE ROCA	EMPOTRA-MIENTO	SOBRE-CARGA	DIÁMETRO	
TENG	1962	5 a 8	1	■						
COATES	1967	3	1	■		■	■			
JIMENEZ SALAS et al.	1976	0,15 a 1	1	■						
PELLS	1977	4 a 11	1	■	■					
KULHAWAY Y GOODMAN	1980	0,17 a 11	1	■						
ROWE Y ARMITAGE	1987	2,7	1	■	■	■				
CARTER Y KULHAWAY	1988	0,015 a 6,1	1	■						
ARGEMA	1992	4,5	1	■						<10 Mpa
FINDLAY et al.	1997	1 a 4,5	1	■						
ZHANG Y EINSTEIN	1998	4,8	0,51	■						
O´NEILL Y REESE	1999	2 a 2,5	1	■			▒			
SERRANO Y OLALLA	2002	0,1 a 56	0,75 a 1	■	■	■	■	■		
VIPULANANDAN	2007	4,73	0,56	■						
ZHANG	2009	6,56	0,46	■	■					
SERRANO Y OLALLA AJUSTADA	2010	0,03 a 5	0,6 a 1	■	■	■	■	■		
NORMATIVA										
CÓDIGO NEW YORK	1968	0,01 a 0,06	1	■	■	▒	■			
MANUAL CANADIENSE	1978	0,45 a 4,5	1	■	■		■		▒	SANA
		0,7 a 4,7	1	■			■	■		FRACTURADA
DIN ALEMANA	1980	2,15	0,515	■						
FHWA	1999	0,015 a 6,1	1	■	■	■	■			
EUROCÓDIGO	1999	1,0 a 1,65	1	■		■		■		BLANDA
NORMA HONG-KONG	2006	–	–	▒	■	■	■			
AASHTO	2007	0,015 a 6,1	1	■	■	■	▒			
AASHTO MODIFICADA	2009	0,005 a 24	0,75 a 1	■	■	■	■	■		
ROM 04-94	1994	0,3 a 5,4	1	■	▒	▒	■			
GCOC	2003	0,126 a 4	0,5	■	■	■	■			<20 Mpa
ROM 05-05	2005	0,45 a 4	0,5	■	■		■		■	<20 Mpa
CTE	2006	0,35 a 4,5	1	■	■		■		▒	

TABLA 4. Resumen de factores dependientes en las distintas teorías.

4.2. ANÁLISIS DE LOS DIFERENTES CRITERIOS

En la Tabla 4 se identifican los factores de los que depende cada teoría. Obviando el grupo de aquellas que sólo dependen de la resistencia a compresión simple de la roca, se puede observar como hay muy pocas que compartan los mismos factores, lo que evidencia la dificultad que antes se mencionaba para la comparación. Lo que sí resulta claro es que todas, a excepción del Código de Hong-Kong (2006), que es función de valores constantes, dependen, al menos de alguna forma, de la resistencia a la compresión simple de la roca, que por tanto se convierte en el dato fundamental a determinar.

El segundo factor más utilizado en las formulaciones es el relacionado con la calidad de la roca, independientemente del parámetro utilizado para medir esa calidad: RQD, RMR, GSI, etc.

El tercer parámetro más introducido en las fórmulas es el grado de empotramiento en la roca, mientras que el cuarto sería el tipo de roca sobre la que apoya el pilote. Por último, son pocas las fórmulas que hacen depender el resultado del tamaño del pilote o de la sobrecarga existente sobre el nivel de roca, es decir, de la profundidad de trabajo del pilote.

Ninguna de las teorías manejadas introduce el factor de proporcionalidad entre los módulos de elasticidad del mate-

rial del pilote y el de la roca. Ese factor, sin embargo, sí es utilizado en teorías que estudian la capacidad conjunta por punta y fuste, mediante teorías elastoplásticas, en función del desplazamiento que va experimentando un pilote al ser progresivamente cargado.

Por tanto, las teorías que parecerían, a priori, más ajustadas a la realidad, son aquellas que contemplan mayor número de variables posibles en su formulación; es decir aquellas que contienen más factores, si bien suelen resultar también las más difíciles de aplicar. De todas formas también resulta evidente que no existe ninguna teoría que haya sido capaz de introducir todos los factores. La teoría que más parámetros maneja es la de Serrano y Olalla Ajustada, hasta un total de cinco. La denominada en este texto como AASHTO Modificada (2009), también utiliza cinco factores. La GCOC (2003), la ROM 05-05 (2005), la FHWA (1999) y el Código Técnico de la Edificación (2006), aunque de una manera indirecta, introducen hasta cuatro factores en su formulación.

4.3. CRITERIOS DE COMPARACIÓN

La imposibilidad, antes comentada, de establecer comparaciones de carácter general, obliga a realizar la comparación de una forma parcial y específica. Para ello se han elegido, para cada tipo de roca (ígneas, sedimentarias y metamórficas), aquellas más representativas del mapa geológico español. Para cada una de ellas se ha estimado un coeficiente identificador del tipo de roca (m_0) y un valor de la resistencia a compresión simple de la roca sana (σ_c), de acuerdo a los valores tipo recomendados por las distintas fuentes de información consultadas.

Para cada roca se ha estudiado, además, la posibilidad de tres grados distintos de meteorización: de III a I, a cada uno de las cuales le corresponderá un determinado valor de RQD, RMR ó GSI; y cuatro razones de empotramiento distintas: 0, 1, 2 y 3 diámetros.

Es decir para cada teoría y cada roca, se han estudiado hasta doce cálculos distintos, lo cual hace un total de 850 casos analizados.

En la Tabla 5 se muestran las rocas manejadas en el análisis, así como los parámetros fundamentales que se han usado para la aplicación de las distintas teorías, y que se han considerado análogos a efectos de esta comparación.

En el estudio comparativo se han analizado los resultados proporcionados por las normas españolas, y por la AASHTO (2007). Además, también se han comparado los resultados proporcionados por la formulación propuesta por Jiménez Salas et al. (1976), por ser todavía aplicada en numerosas ocasiones en trabajos geotécnicos, el Código de Hong-Kong (2006) y la nueva teoría de Zhang (2009), ambas de carácter empírico, por ser éstas dos últimas, las más modernas de las aquí estudiadas.

Se incluyen, por último, también, los valores deducidos de la aplicación de las denominadas AASHTO "Modificada" (2009) y Serrano y Olalla "Ajustado" (2010), por ser la primera vez que se utilizan, con las adaptaciones y consideraciones mencionadas anteriormente.

No obstante, hay que indicar, que si bien en el estudio de origen en el que se basa este artículo se analizaron las ocho rocas mencionadas (Juárez, 2009), en esta ocasión, se ha limitado la presentación de los resultados a sólo cuatro tipos de rocas, debido a limitaciones de espacio y para mayor facilidad didáctica. Las rocas elegidas se consideran unas de las más características, habituales y representativas del mapa geológico español: las margas, las calizas, las areniscas y los granitos.

5. INFLUENCIA DEL GRADO DE EMPOTRAMIENTO Y METEORIZACIÓN, PARA DISTINTOS TIPO DE ROCA (PARA σ_C PREFIJADA)

De entre todos los criterios anteriormente mencionados se han seleccionado aquellos diez que bien son de mayor uso en nuestro país o bien son más referenciados en la literatura técnica. Además, se han incorporado, por primera vez, dos adaptaciones de los criterios expuestos en apartados anteriores (AASHTO y Serrano y Olalla).

En este apartado, para cada una de los cuatro tipos de rocas seleccionados, y para cada una de las doce posibilidades analizadas (variando el grado de meteorización y empotramiento), se le aplican estos diez distintos criterios para la determinación de la resistencia última por punta. Se representan los resultados de forma gráfica y en una tabla de valores, donde se resaltan (subrayados) aquellos que sobrepasarían los valores límites establecidos por cada teoría.

Se han adoptado valores medios, relativamente bajos, de la resistencia a compresión simple de las rocas (σ_c).

Tipo de roca		m_0	σ_c (MPa)	GRADO DE ALTERACIÓN		
				III	II	I
SEDIMENTARIA	LUTITAS	5	3	RQD=25% RMR=40	RQD=60% RMR=60	RQD=90% RMR=75
	MARGAS	10	10	RQD=25% RMR=40	RQD=60% RMR=60	RQD=90% RMR=75
	CALIZAS	12	50	RQD=25% RMR=40	RQD=60% RMR=60	RQD=90% RMR=75
	ARENISCAS	17	100	RQD=25% RMR=40	RQD=60% RMR=60	RQD=90% RMR=75
METAMÓRFICA	ESQUISTOS	12	15	RQD=25% RMR=40	RQD=60% RMR=60	RQD=90% RMR=75
	GNEISES	28	100	RQD=25% RMR=40	RQD=60% RMR=60	RQD=90% RMR=75
IGNEA	BASALTOS	25	100	RQD=25% RMR=40	RQD=60% RMR=60	RQD=90% RMR=75
	GRANITOS	32	200	RQD=25% RMR=40	RQD=60% RMR=60	RQD=90% RMR=75

TABLA 5. Parámetros fundamentales de las rocas estudiadas.

5.1. MARGAS (m_0=10; σ_c=10 MPa)

En la Tabla 6 y en la Figura 10 adjuntas, se presentan los resultados obtenidos, para distintos grados de meteorización y empotramiento:

De su análisis se deducen los siguientes comentarios:

1. Las normas españolas son, generalmente, las más sensibles al grado de empotramiento y las menos afectadas por el grado de meteorización de la roca (excepto la ROM 04-94 y el CTE (2006) basadas en el manual canadiense) .
2. El mínimo de todos los valores calculados se corresponde con la GCOC (2003), excepto en el caso de rocas muy sanas, que pasa a ser el definido por la teoría de Jiménez Salas et al. (1976).
3. Si se compara el coeficiente de proporcionalidad, entre la resistencia última por punta y la resistencia a com-

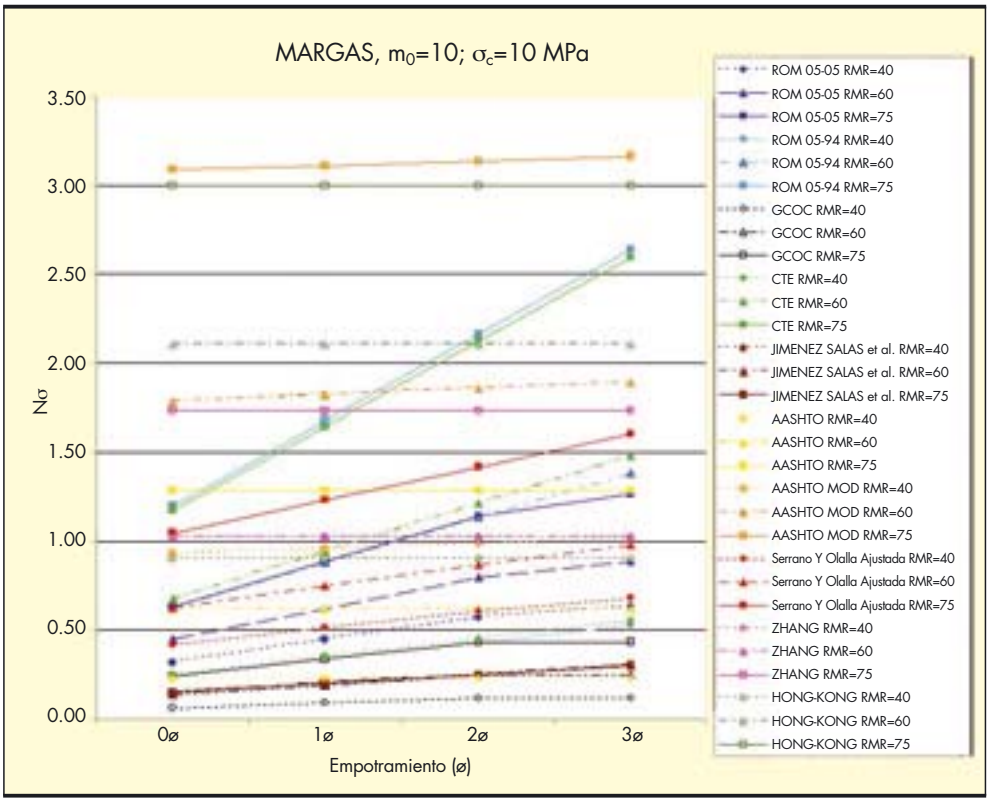


FIGURA 10. Cociente entre σ_{hp} y σ_c (N_σ) en función del empotramiento y el RMR en margas.

RESISTENCIA ÚLTIMA POR PUNTA (MPa)												
GRADO METEORIZACIÓN	**III**				**II**				**I**			
EMPOTRAMIENTO	**0Φ**	**1Φ**	**2Φ**	**3Φ**	**0Φ**	**1Φ**	**2Φ**	**3Φ**	**0Φ**	**1Φ**	**2Φ**	**3Φ**
ROM 05-05	3,18	4,45	5,72	6,36	4,45	6,23	8,01	8,9	6,36	8,9	11,44	12,71
ROM 05-94	2,4	3,36	4,32	5,28	6,3	8,82	11,34	13,86	12	16,8	21,6	26,4
GCOC	0,63	0,89	1,14	1,14	1,37	1,92	2,47	2,47	2,4	3,36	4,32	4,32
CTE	2,50	3,51	4,51	5,51	6,74	9,44	12,13	14,83	11,78	16,50	21,21	25,93
JIMENEZ SALAS et al.	1,5	2	2,5	3	1,5	2	2,5	3	1,5	2	2,5	3
AASHTO	2,26	2,26	2,26	2,26	6,23	6,23	6,23	6,23	12,88	12,88	12,88	12,88
AASHTO MODIFICADA	9,32	9,61	9,88	10,13	17,86	18,2	18,53	18,85	30,84	31,08	31,35	31,62
HONG-KONG	9	9	9	9	21	21	21	21	30	30	30	30
SERRANO OLALLA AJUSTADO	4,22	5,18	6,07	6,79	6,29	7,51	8,68	9,78	10,46	12,33	14,21	16,02
ZHANG	10,27	10,27	10,27	10,27	10,27	10,27	10,27	10,27	17,31	17,31	17,31	17,31

TABLA 6. Resistencia última (σ_{hp}) por punta en margas.

presión simple de la roca, se observa como en todos los casos los valores son inferiores a 2,7; a excepción de la AASHTO Modificada (2009) y la de Hong-Kong (2006), que para casos de roca sana llegan a valores ligeramente superiores a 3.

4. Respecto a la influencia del grado de empotramiento en las teorías analizadas, se puede observar como todas, exceptuando la de Serrano y Olalla Ajustada (2010) y la AASHTO Modificada (2009), presentan valores constantes de dicha relación independientemente del grado de meteorización. Dicho de otra forma, el aumento del factor N_σ con el aumento del grado de empotramiento es casi nulo, para distintos grados de meteorización.
5. El mayor incremento de la carga de hundimiento por punta entre el caso de mínimo empotramiento y máximo grado de meteorización y el caso de empotramiento máximo y roca de menor grado de alteración se alcanza utilizando los criterios de la ROM 04-94 y el CTE (2006).
6. Las teorías que proporcionan los resultados más optimistas son: la normativa de Hong-Kong (2006) y la de la "AASHTO Modificada" (2009), en todas las casuísticas. El CTE (2006) proporciona los valores más elevados en caso de empotramiento superiores a dos diámetros.
7. Las teorías más conservadoras en este caso son la GCOC (2003), la de Jiménez Salas et al.(1976), la ROM 05-05, la AASHTO (2007) y , si bien presentan valores similares entre sí.
8. La diferencia de resultados entre las distintas teorías resulta variable, fundamentalmente, con el grado de grado de empotramiento. Resulta de media, aproximadamente, de un orden de magnitud, es decir del orden de unas 10 a 20 veces. En caso de despreciar los valores de la formulación que proporciona valores mínimos (GCOC (2003) y Jiménez Salas et al. (1976)), la relación entre las distintas teorías respecto del valor N_σ varía entre 3 y 5 veces.

5.2. CALIZAS (m_0=12; σ_C=50 MPa)

En la Tabla 7 y en la Figura 11 adjuntas, se presentan los resultados obtenidos.

De su análisis, se deducen los siguientes comentarios:

1. Las normas españolas son, generalmente, las más sensibles al grado de empotramiento y las menos afectadas por el grado de meteorización de la roca (excepto la ROM 04-94 y el CTE (2006) basadas en el manual canadiense).
2. Si se compara el coeficiente de proporcionalidad, entre la resistencia última por punta y la resistencia a compresión simple de la roca, se observa que en todos los casos los valores son inferiores a 2,6; a excepción de la AASHTO Modificada (2009), que para casos de roca sana llega a valores cercanos a 3.
3. Respecto a la influencia del grado de empotramiento en las teorías analizadas, se puede observar como todas, exceptuando la de Serrano y Olalla Ajustada (2010) y la AASHTO Modificada (2009), presentan valores constantes de dicha relación independientemente del grado de meteorización: Dicho de otra forma, el valor de N_σ es constante e independiente del aumento del grado de empotramiento, para distintos grados de meteorización.
4. El mayor incremento de la carga de hundimiento por punta entre el caso de mínimo empotramiento y máximo grado de meteorización y el caso de empotramiento máximo y roca de menor grado de alteración se alcanza en la ROM 04-94 y el CTE (2006).
5. Las teorías que proporcionan los resultados más optimistas son: la de la "AASHTO Modificada" (2009), en todas las casuísticas, seguidos del CTE (2006) y de la ROM 04-94.
6. Las teorías más conservadoras en este caso son la GCOC (2003), la ROM 05-05 y la normativa de Hong

RESISTENCIA ÚLTIMA POR PUNTA (MPa)												
GRADO METEORIZACIÓN	III				II				I			
EMPOTRAMIENTO	0Φ	1Φ	2Φ	3Φ	0Φ	1Φ	2Φ	3Φ	0Φ	1Φ	2Φ	3Φ
ROM 05-05	7,11	9,95	12,79	14,21	9,95	13,93	17,91	19,9	14,21	19,9	25,58	28,43
ROM 05-94	9	12,6	16,2	19,8	22,5	31,5	40,5	49,5	54	75,6	97,2	118,8
GCOC	3,54	4,95	6,36	6,36	7,67	10,74	13,80	13,80	13,42	18,78	24,15	24,15
CTE	12,52	17,53	22,54	27,55	33,70	47,18	60,66	74,14	58,92	82,49	106,06	129,63
JIMENEZ SALAS et al.	20	26,7	33,3	40	20	26,7	33,3	40	20	26,7	33,3	40
AASHTO	12,22	12,22	12,22	12,22	33,52	33,52	33,52	33,52	69,11	69,11	69,11	69,11
AASHTO MODIFICADA	32,82	33,44	34,04	34,62	72,45	72,66	72,95	73,29	142,18	141,12	140,3	139,7
HONG-KONG	9	9	9	9	21	21	21	21	33,75	33,75	33,75	33,75
SERRANO OLALLA AJUSTADO	11,23	12,84	14,49	16,08	13,65	15,45	17,27	19,08	23,97	27,18	30,48	33,83
ZHANG	21,53	21,53	21,53	21,53	21,53	21,53	21,53	21,53	36,3	36,3	36,3	36,3

TABLA 7. Resistencia última por punta (σ_{hp}) en calizas.

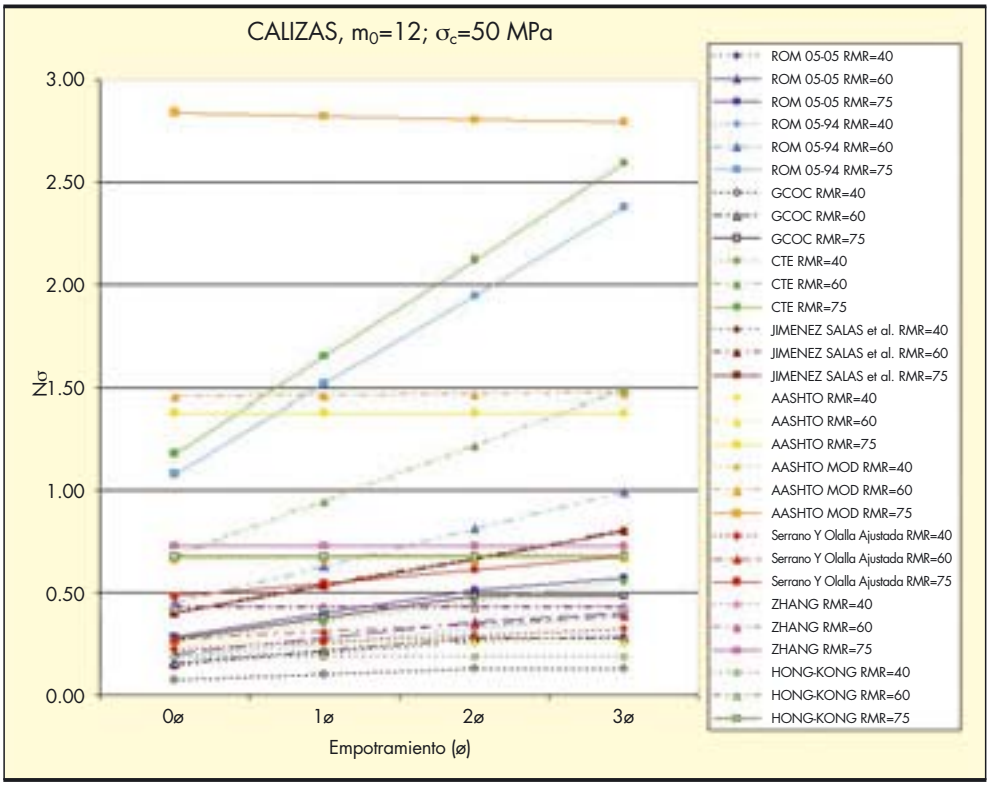


FIGURA 11. Cociente entre σ_{hp} y σ_c (N_σ) en función del empotramiento y el RMR en calizas.

Kong (2006). Las teorías de Jiménez Salas et al. (1976), Zhang (2009) y Serrano y Olalla Ajustada (2010), también proporcionan resultados bajos para el caso de rocas sanas.

7. La diferencia de resultados entre las distintas teorías resulta variable, y cifrable en un orden de magnitud aproximadamente, con valores comprendidos entre 5 y 10 veces.

5.3. ARENISCAS (m_0=17; σ_C=100 MPa)

En la Tabla 8 y en la Figura 12 adjuntas, se presentan los resultados obtenidos.

De su análisis, se deducen los siguientes comentarios:

1. Las normas españolas son, generalmente, las más sensibles al grado de empotramiento y las menos afectadas por el grado de meteorización de la roca (excepto la ROM 04-94 y el CTE (2006) basadas en el manual canadiense).

RESISTENCIA ÚLTIMA POR PUNTA (MPa)												
GRADO METEORIZACIÓN	III				II				I			
EMPOTRAMIENTO	0Φ	1Φ	2Φ	3Φ	0Φ	1Φ	2Φ	3Φ	0Φ	1Φ	2Φ	3Φ
ROM 05-05	10,05	14,07	18,09	20,10	14,07	19,70	25,33	28,14	20,10	28,14	36,18	40,20
ROM 05-94	12	16,8	21,6	26,4	49,5	69,3	89,1	108,9	120	168	216	264
GCOC	3,79	5,31	6,83	6,83	6,51	9,11	11,71	11,71	11,38	15,94	20,49	20,49
CTE	25,05	35,06	45,08	55,10	67,40	94,35	121,31	148,27	117,85	164,99	212,13	259,27
JIMENEZ SALAS et al.	40	53,35	66,65	80	40	53,35	66,65	80	40	53,35	66,65	80
AASHTO	28,45	28,45	28,45	28,45	77,46	77,46	77,46	77,46	158,87	158,87	158,87	158,87
AASHTO MODIFICADA	72,46	73,49	74,49	75,47	167,05	166,72	166,63	166,71	336,66	332,96	329,96	327,51
HONG-KONG	9	9	9	9	21	21	21	21	33,75	33,75	33,75	33,75
SERRANO OLALLA AJUSTADO	19,89	22,05	24,28	26,49	30,36	33,48	36,63	39,81	53,54	59,32	65,24	71,15
ZHANG	29,62	29,62	29,62	29,62	29,62	29,62	29,62	29,62	49,93	49,93	49,93	49,93

TABLA 8. Resistencia última por punta (σ_{hp}) en areniscas.

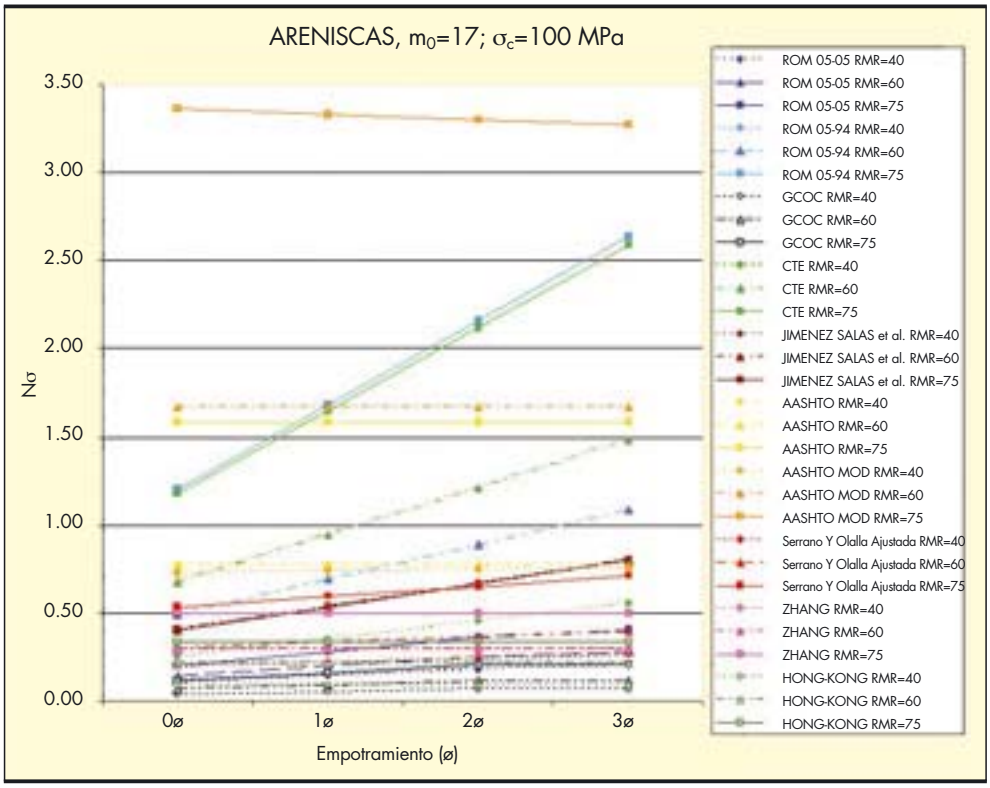


FIGURA 12. Cociente entre σ_{hp} y σ_c (N_σ) enfunción del empotramiento y el RMR en areniscas.

2. Si se compara el coeficiente de proporcionalidad, entre la resistencia última por punta y la resistencia a compresión simple de la roca, se observa que en todos los casos los valores son inferiores a 2,65; a excepción de la AASHTO Modificada (2009), que para casos de roca sana llega a valores cercanos a 3,3.
3. Respecto a la influencia del grado de empotramiento en las teorías analizadas, se puede observar como todas, exceptuando la de Serrano y Olalla Ajustada (2010) y la AASHTO Modificada (2009), presentan valores constantes de dicha relación independientemente del grado de meteorización, o dicho de otra forma, el desarrollo de N_σ con el aumento del grado de empotramiento es idéntico para distintos grados de meteorización. Es más, se comprueba que los valores son constantes incluso para distintos tipos de rocas.
4. El mayor incremento de la carga de hundimiento por punta entre la situación de mínimo empotramiento y máximo grado de meteorización y la de empotramiento máximo y roca de menor grado de alteración, se alcanza en la ROM 04-94 y en segundo lugar, aunque en menor medida a través del CTE (2006).
5. Las teorías que proporcionan los resultados más optimistas son la correspondiente a la "AASHTO Modificada" (2009), en todas las casuísticas, seguidos del CTE (2006) y de la ROM 04-94. Para el caso de rocas sanas y empotramientos importantes el criterio de la AASHTO (2007), alcanza también valores elevados.
6. Las teorías más conservadoras en este caso se corresponde con la propuesta de la GCOC (2003), la norma de Hong Kong (2006) y por la presente en la ROM 05-05 (2005), además de los derivados de la teoría de Zhang (2009) para el caso de rocas sanas.
7. La diferencia de valores entre las distintas teorías resulta cifrable en un orden de magnitud aproximadamente, con valores comprendidos entre 10 y 30 veces.

5.4. GRANITO (m_0=32; σ_C=200 MPa)

En la Tabla 9 y en la Figura 13 adjuntas, se presentan los resultados obtenidos.

Del análisis de las mismas se deducen las siguientes consideraciones:

1. Las normas españolas vuelven a ser las más sensibles al grado de empotramiento y las menos afectadas por el grado de meteorización de la roca (excepto la ROM 04-94 y el CTE (2006) basadas en el manual canadiense).
2. Si se compara el coeficiente de proporcionalidad, entre la resistencia última por punta y la resistencia a compresión simple de la roca, se observa que en todos los casos los valores son inferiores a 2,65; a excepción de la AASHTO Modificada (2009), que para casos de roca sana llega a valores cercanos a 4,7.
3. Respecto a la influencia del grado de empotramiento en las teorías analizadas, se puede observar como todas, exceptuando la de Serrano y Olalla Ajustada (2010) y la AASHTO Modificada (2009), presentan valores constantes de dicha relación independientemente del grado de meteorización. Se constata que en el caso de esas dos teorías, el factor de proporcionalidad debido al grado de empotramiento, va decreciendo según aumenta el factor identificador del tipo de roca de Hoek y Brown (m_0).
4. El mayor incremento de la carga de hundimiento por punta entre la situación de mínimo empotramiento y

RESISTENCIA ÚLTIMA POR PUNTA (MPa)												
GRADO METEORIZACIÓN	**III**				**II**				**I**			
EMPOTRAMIENTO	**0Φ**	**1Φ**	**2Φ**	**3Φ**	**0Φ**	**1Φ**	**2Φ**	**3Φ**	**0Φ**	**1Φ**	**2Φ**	**3Φ**
ROM 05-05	14,21	19,9	25,58	28,83	19,9	27,86	35,82	39,8	28,43	39,8	51,17	56,85
ROM 05-94	24	33,6	43,2	52,8	99	138,6	178,2	217,8	240	336	432	528
GCOC	5,66	7,92	10,18	10,18	12,27	17,17	22,09	22,09	21,47	30,05	38,64	38,64
CTE	50,09	70,13	90,16	110,20	134,79	188,71	242,62	296,54	235,70	329,97	424,25	518,53
JIMENEZ SALAS et al.	60	80	100	120	60	80	100	120	60	80	100	120
AASHTO	76,88	76,88	76,88	76,88	206,58	206,58	206,58	206,58	420,2	420,2	420,2	420,2
AASHTO MODIFICADA	209,54	211,88	214,19	216,45	486,13	484,04	482,76	482,07	983,35	970,57	960,1	951,4
HONG-KONG	9	9	9	9	21	21	21	21	33,75	33,75	33,75	33,75
SERRANO OLALLA AJUSTADO	68,21	73,23	78,47	83,43	104,34	111,39	118,84	126,11	182,68	196,20	209,59	223,09
ZHANG	40,75	40,75	40,75	40,75	40,75	40,75	40,75	40,75	68,68	68,68	68,68	68,68

TABLA 9. Resistencia última por punta (σ_{hp}) en granitos.

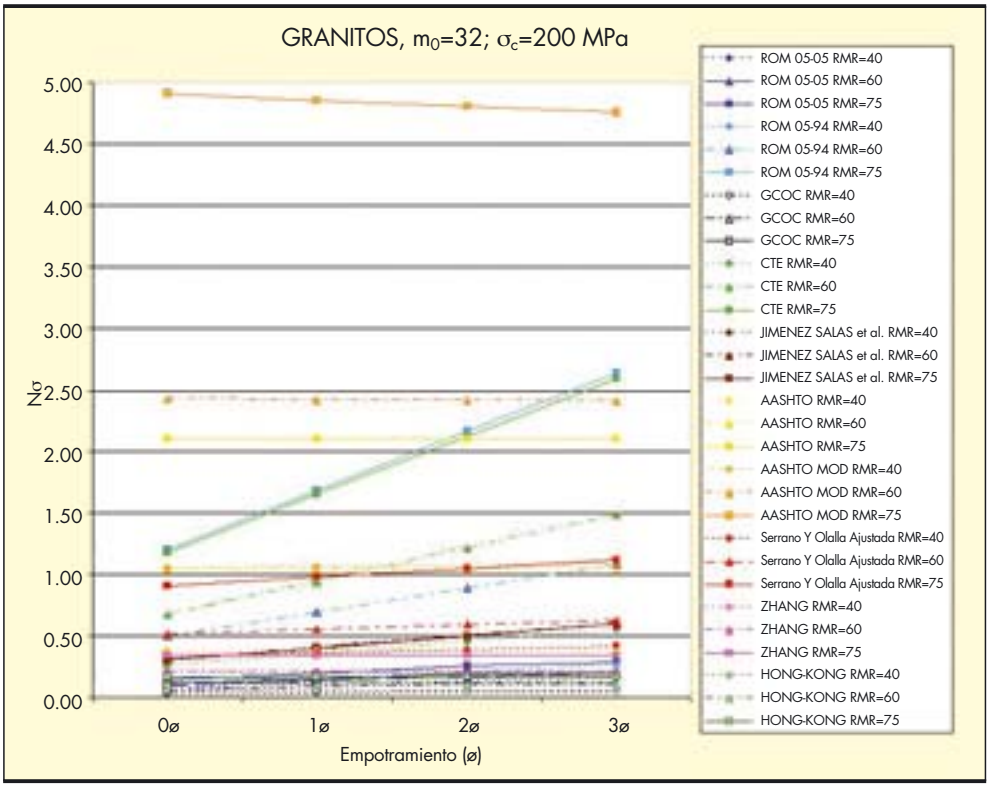


FIGURA 13. Cociente entre σ_{hp} y σ_c (N_σ) en función del empotramiento y el RMR en granitos.

máximo grado de meteorización y la de empotramiento máximo y roca de menor grado de alteración, se alcanza en la ROM 04-94 y en segundo lugar, aunque en menor medida a través del CTE (2006).

5. Las teorías que proporcionan los resultados más optimistas son la correspondiente a la "AASHTO Modificada" (2009), en todas las casuísticas, seguidos del CTE (2006), de la ROM 04-94, y de la AASHTO (2007).
6. Las teorías más conservadoras en este caso se corresponde con la propuesta de la GCOC (2003), la norma de Hong Kong (2006) y por la presente en la ROM 05-05 (2005), además de los derivados de la teoría de Zhang (2009) para el caso de rocas menos meteorizadas.
7. La diferencia de valores entre las distintas teorías resulta muy importante, variando el factor N_σ a utilizar entre 20 y 50 veces.

6. INFLUENCIA DEL TIPO DE ROCA Y SU RESISTENCIA (GRADO DE EMPOTRAMIENTO Y METEORIZACIÓN FIJADOS)

En este apartado se considera un único valor para el grado de empotramiento, fijado en un diámetro y un solo grado de meteorización fijado en II.

6.1. MARGAS

Para el análisis de la variación se presenta la Tabla 10, donde se observa la evolución de la carga de hundimiento, para las diez distintas teorías preseleccionadas, según aumenta la resistencia a compresión simple de la roca (σ_c). En la Figura 14 se muestra la representación gráfica de esa relación. Además, para poder apreciar mejor las teorías que presentan valores más bajos, en la Figura 15 se adjunta un segundo gráfico, con una ampliación de dicha zona.

Para poder contrastar de una forma más clara la relación entre σ_c de la roca y la carga de hundimiento, se ha elaborado la Tabla 11 y la Figura 16, que presentan la relación de σ_c y el cociente entre la carga de hundimiento y la resistencia a compresión simple (N_σ).

De su análisis se pueden deducir las siguientes consideraciones:

1. En las Figuras 14 y 15, se observa que hay un primer grupo de teorías, tanto lineales como no lineales, que presentan los valores más bajos pero similares entre sí, sobre todo para σ_c superiores a 50 MPa. Esas fórmulas, que salvo para valores de σ_c inferiores a 25 MPa (en algunos casos), quedan por debajo de la línea que define el criterio de la AASHTO (2007), son: las de Zhang (2009), la teoría de Serrano y Olalla Ajustada (2010) y las normas españolas, excepto la ROM 04-94 y el CTE (2006). Estas dos últimas teorías se amoldan a un segundo grupo con valores cuyos límites están definidos inferiormente por la AASHTO (2007) y superiormente por la AASHTO Modificada (2009).
2. Aunque aparentemente parece que la relación es lineal según las teorías de Serrano y Olalla Ajustada (2010) y la AASHTO "Modificada" (2009), la realidad no es esa. Si se

CARGA DE HUNDIMIENTO EN MARGAS								
GRADO METEORIZACIÓN	II							
GRADO DE EMPOTRAMIENTO	1 DIÁMETRO							
σ_c (MPa)	1	5	10	25	50	100	200	300
ROM 05-05	1,97	4,4	6,23	9,85	13,93	19,7	27,86	34,12
ROM 05-94	1,68	8,4	14,7	36,75	63	105	193	252
GCOC	0,61	1,36	1,92	3,04	4,29	6,07	8,59	10,52
CTE	0,94	4,72	9,44	23,59	47,18	94,35	188,70	283,05
JIMENEZ SALAS et al.	0,2	1	2	5	10	20	40	60
AASHTO	0,63	3,11	6,23	15,57	31,15	62,29	124,59	186,88
AASHTO MODIFICADA	4,09	11,23	18,2	36,37	64,34	118,43	225,18	331,5
SERRANO OLALLA AJUSTADO	1,61	4,75	7,50	12,33	17,21	22,36	43,66	64,93
ZHANG	3,56	7,47	10,27	15,66	21,53	29,62	40,75	49,10
HONG-KONG	3	15	21,5	21,5	21,5	21,5	21,5	21,5

TABLA 10. Carga de hundimiento en función de σ_c y teoría, en margas de GMII y empotramiento de 1 diámetro.

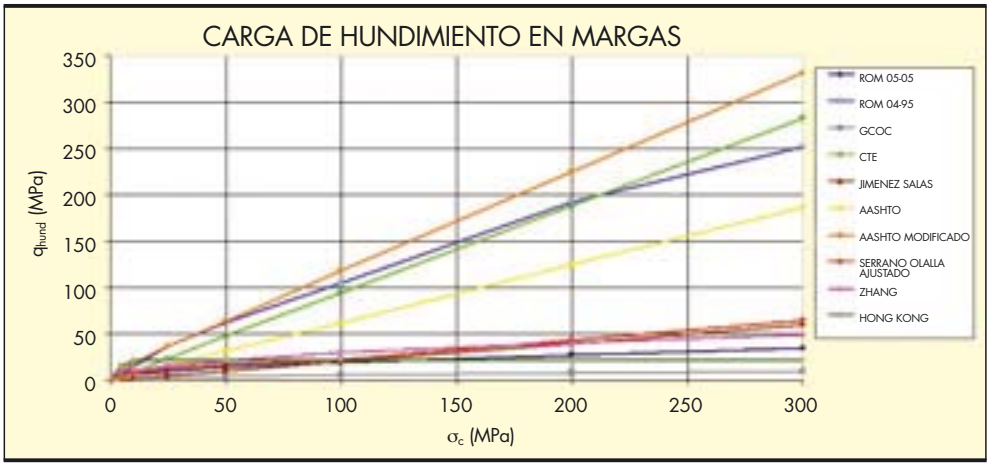


FIGURA 14. Relación de la carga de hundimiento con la σ_c en margas.

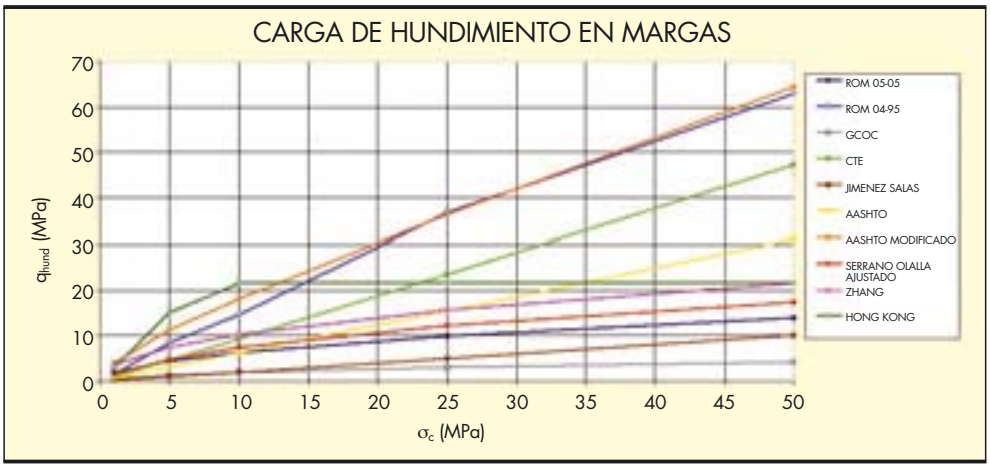


FIGURA 15. Relación de σ_{hp} con la σ_c en margas, para un rango de σ_c de 0 a 50 MPa.

N_σ (FACTOR DE PROPORCIONALIDAD ENTRE σ_{HP} y σ_C)								
GRADO METEORIZACIÓN	**II**							
GRADO DE EMPOTRAMIENTO	**1 DIÁMETRO**							
σ_C (MPa)	**1**	**5**	**10**	**25**	**50**	**100**	**200**	**300**
ROM 05-05	1,97	0,88	0,62	0,39	0,28	0,20	0,14	0,11
ROM 05-94	1,68	1,68	1,47	1,47	1,26	1,05	0,97	0,84
GCOC	0,61	0,27	0,19	0,12	0,09	0,06	0,04	0,04
CTE	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94
JIMENEZ SALAS et al.	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
AASHTO	0,63	0,62	0,62	0,62	0,62	0,62	0,62	0,62
AASHTO MODIFICADA	4,09	2,25	1,82	1,45	1,29	1,18	1,13	1,11
SERRANO OLALLA AJUSTADO	1,61	0,95	0,75	0,49	0,34	0,22	0,22	0,22
ZHANG	3,56	1,49	1,03	0,63	0,43	0,30	0,20	0,16
HONG-KONG	3,00	3,00	2,15	0,86	0,43	0,22	0,11	0,07

TABLA 11. Relación entre el factor N_σ y σ_c, en margas de GMII y empotramiento de 1 diámetro.

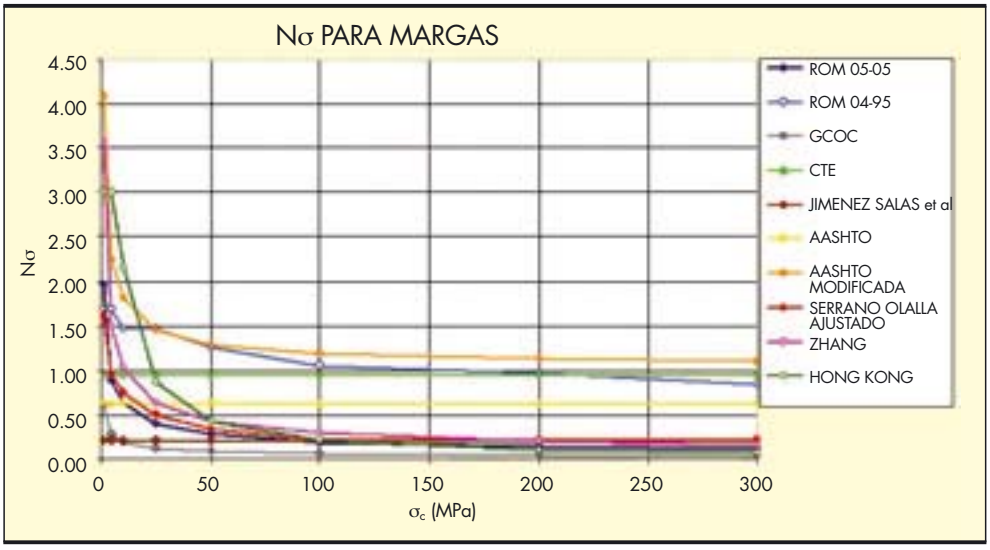


FIGURA 16. Factor de proporcionalidad N_σ en función de σ_c para margas.

observa con atención la Figura 15, ampliada para los valores más bajos, se observa un cierto grado de curvatura en la relación. La no linealidad resulta aún más evidente al representar la relación entre la σ_c y el factor de proporcionalidad (N_σ). Véase a este respecto la Figura 16.

3. Obviando las teorías lineales (Jiménez Salas, AASHTO y CTE), en el resto se observa que el factor de proporcionalidad (N_σ) va disminuyendo según aumenta la σ_c, pareciendo que se adaptasen a cierto valor asintótico, generalmente distinto para cada teoría. Se observa que a partir de 100 MPa el valor de N_σ se hace casi constante para la mayoría de las teorías. Las teorías de Serrano y Olalla Ajustada (2010) y la AASHTO Modificada (2009), presentan la particularidad de que su exponente k no es ni 0,5 ni 1, y ni siquiera es constante. No obstante, se logra un buen ajuste, con funciones exponenciales con k de 0,62 y 0,78, respectivamente. Obsérvese que, para ningún valor de la σ_c se supera el límite de 4,5 σ_c. Recuérdese que según la teoría clásica de la plasticidad, en caso de arcillas saturadas a corto plazo, la carga de hundimiento para la punta se estima en nueve veces la cohesión no drenada, lo que equivaldría a 4,5 σ_c.

6.2. CALIZAS

Se procede de forma análoga a la del caso anterior, obteniéndose las Tablas 12 y 13, que muestran de forma ordenada los resultados obtenidos en función de la resistencia a compresión simple (σ_c) y el factor de proporcionalidad N_σ.

CARGA DE HUNDIMIENTO EN CALIZAS								
GRADO METEORIZACIÓN	II							
GRADO DE EMPOTRAMIENTO	1 DIÁMETRO							
σ_c (MPa)	1	5	10	25	50	100	200	300
ROM 05-05	1,97	4,4	6,23	9,85	13,93	19,7	27,86	34,12
ROM 05-94	1,68	8,4	14,7	36,75	63	105	193	252
GCOC	1,52	3,39	4,80	7,59	10,74	15,18	21,47	26,30
CTE	0,94	4,72	9,44	23,59	47,18	94,35	188,70	283,05
JIMENEZ SALAS et al.	0,53	2,67	5,33	13,33	26,67	53,33	106,67	160
AASHTO	0,67	3,35	6,7	16,76	33,52	67,04	134,08	201,12
AASHTO MODIFICADA	4,65	12,88	20,88	41,39	72,66	132,71	250,74	368,15
SERRANO OLALLA AJUSTADO	1,83	5,44	8,62	14,16	19,74	25,60	49,86	74,12
ZHANG	3,56	7,47	10,27	15,66	21,53	29,62	40,75	49,10
HONG-KONG	3	15	21,5	21,5	21,5	21,5	21,5	21,5

TABLA 12. Carga de hundimiento en función de σ_c y teoría, en calizas de GMII y empotramiento de 1 diámetro.

N_σ (FACTOR DE PROPORCIONALIDAD ENTRE σ_{HP} y σ_C)								
GRADO METEORIZACIÓN	II							
GRADO DE EMPOTRAMIENTO	1 DIÁMETRO							
σ_c (MPa)	1	5	10	25	50	100	200	300
ROM 05-05	1,97	0,88	0,62	0,39	0,28	0,20	0,14	0,11
ROM 05-94	1,68	1,68	1,47	1,47	1,26	1,05	0,97	0,84
GCOC	1,52	0,68	0,48	0,30	0,21	0,15	0,11	0,09
CTE	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94
JIMENEZ SALAS et al.	0,53	0,53	0,53	0,53	0,53	0,53	0,53	0,53
AASHTO	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67
AASHTO MODIFICADA	4,65	2,58	2,09	1,66	1,45	1,33	1,25	1,23
SERRANO OLALLA AJUSTADO	1,83	1,09	0,86	0,57	0,39	0,26	0,25	0,25
ZHANG	3,56	1,49	1,03	0,63	0,43	0,30	0,20	0,16
HONG-KONG	3,00	3,00	2,15	0,86	0,43	0,22	0,11	0,07

TABLA 13. Relación entre el factor N_σ y σ_c, en calizas de GMII y empotramiento de 1 diámetro.

Se pueden deducir las siguientes conclusiones:

1. Al comparar los resultados con los correspondientes al caso de las margas, se observa que las teorías de la ROM 04-94 y ROM 05-05, el CTE (2006), la norma de Hong Kong (2006) y Zhang (2009) no han variado, es decir, son insensibles al tipo de roca, como ya se había indicado en la Tabla 4 (resumen de teorías). El resto de teorías presentan valores superiores, es decir, asumen la caliza como una roca de mejores propiedades y que por tanto proporciona mayores cargas de hundimiento. Esto resulta evidente al contemplar la relación gráfica expresada en las Figuras 17 y 18.
2. Las teorías que aportan los resultados más elevados siguen siendo las del caso anterior, si bien en esta ocasión la teoría de Jiménez Salas et al. (1976) pasa a proporcionar valores muy cercanos a los de la AASHTO (2007), cuando para las margas era una de las que proporcionaba los valores más bajos de todos. Las fórmulas no lineales no dependientes del tipo de roca, junto a la GCOC (2003), resultan las pésimas.
3. Al igual que en el caso anterior, la no linealidad de las relaciones, que se intuye al ampliar la zona de valores más bajos, se evidencia al comparar la σ_c con el factor de proporcionalidad (N_σ) (ver Figura 19). De nuevo, en todos los casos de relación no lineal o constante, se produce un paulatino descenso del factor según se incrementa la σ_c. La relación se comporta casi constante a partir de valores de σ_c superiores a 100 MPa, con órdenes de magnitud de entre 0,1 y 1, excepto en el caso de la AASHTO Modificada (2009), que alcanza valores superiores a 1,3.
4. En este caso, el ajuste de los valores de las teorías de Serrano y Olalla Ajustada (2010) y de la AASHTO "Modificada" (2009), a ecuaciones de tipo exponencial, culmina con valores del exponente k comprendidos entre 0,62 y 0,78, respectivamente, es decir, iguales a los determinados para las margas. La diferencia radica en que el factor de proporcionalidad se ha multiplicado, en ambos casos, por aproximadamente 1,15, que viene a coincidir, en cierto modo, con el ratio del valor m_0 de cada roca (recuérdese, 12 para la caliza y 10 para la marga).
5. Se puede observar como para σ_c del orden de 1 MPa, en cuyo caso las rocas se debieran considerar como suelos, según muchas teorías, el factor de proporcionalidad N_σ, sólo supera en el caso de la AASHTO Modificada (2009) el valor de 4,5, que según la teoría clásica, como se decía anteriormente, es la carga de hundimiento por punta para arcillas saturadas sin drenaje.

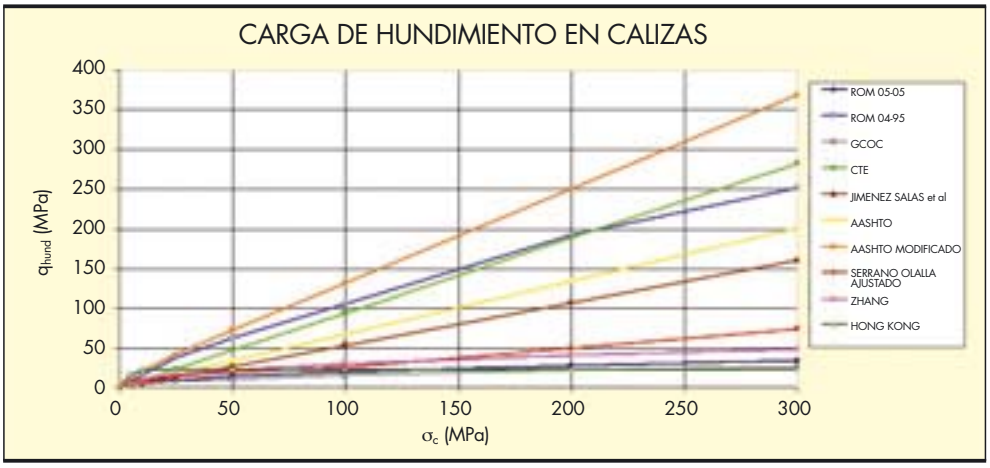


FIGURA 17. Relación de la carga de hundimiento con la σ_c, en calizas.

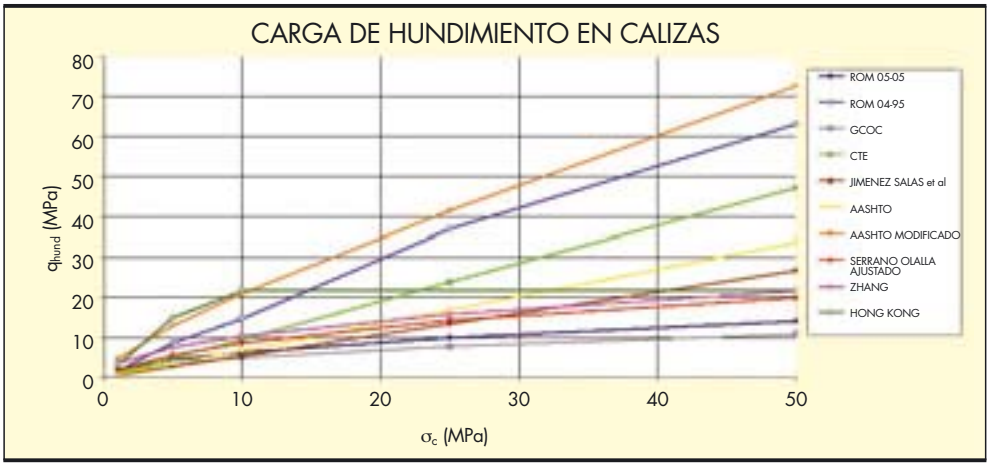


FIGURA 18. Relación de la carga de hundimiento con la σ_c (0 a 50 MPa), en calizas.

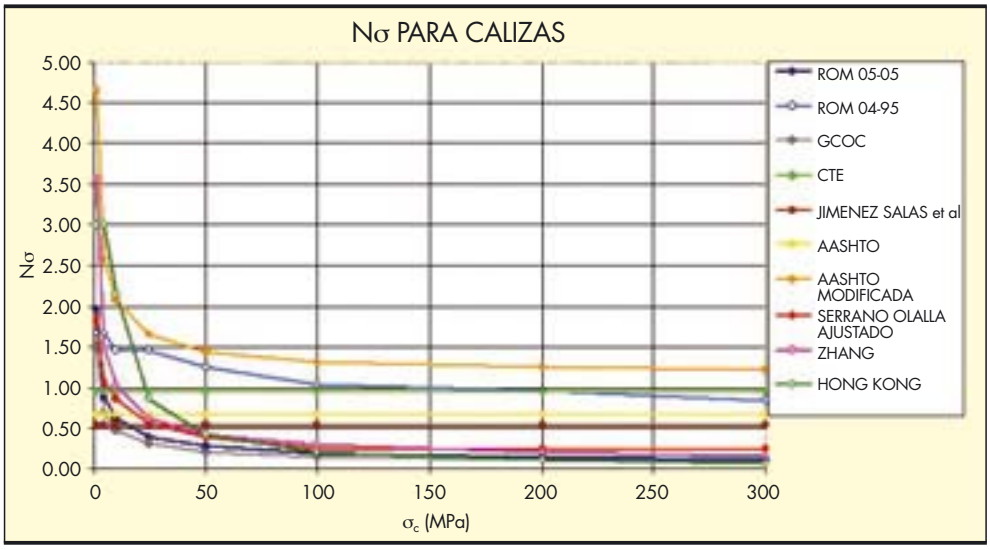


FIGURA 19. Factor de proporcionalidad N_σ en función de σ_c para calizas.

6.3. ARENISCAS

Se procede de forma análoga a la del caso anterior, obteniéndose las Tablas 14 y 15, que muestran de forma ordenada los resultados obtenidos.

Del análisis de la tabla y de las gráficas propuestas se pueden deducir las siguientes conclusiones:

1. Al comparar los resultados con los correspondientes al caso de las margas y las calizas, se observa que las teorías variables con el tipo de roca incrementan, en general, sus valores; es decir, adoptan la arenisca como una roca de mejores propiedades. La excepción la constituye la GCOC (2003) que considera las calizas como rocas de mejor comportamiento que las areniscas y margas. Esto resulta evidente al contemplar la relación gráfica expresada en las Figuras 20 y 21.
2. Se constata como la teoría de Serrano y Olalla Ajustada (2010) aumenta considerablemente su valor respecto al del resto de teorías que proporcionan los valores menos optimistas, especialmente para σ_c superiores a 100 MPa.
3. Las teorías que aportan los resultados más elevados siguen siendo las del caso anterior, si bien de manera más acusada en el caso de la AASHTO Modificada (2009). Las fórmulas no lineales no dependientes del tipo de roca, junto a la GCOC (2003), resultan las más pesimistas.
4. Al igual que en el caso anterior, la no linealidad de las relaciones que se intuye al ampliar la zona de valores más bajos, se evidencia al relacionar la σ_c con el factor de proporcionalidad N_σ (ver Figura 22). De nuevo, en todos los casos de relación no lineal, se produce un paulatino descenso del factor según se incrementa la σ_c. La relación se comporta casi constante a partir de valores de σ_c superiores a 50-100 MPa, con órdenes de magnitud de entre 0,1 y 1, excepto en el caso de la AASHTO Modificada (2009), que alcanza valores superiores a 1,5.

CARGA DE HUNDIMIENTO EN ARENISCAS								
GRADO METEORIZACIÓN	II							
GRADO DE EMPOTRAMIENTO	1 DIÁMETRO							
σ_c (MPa)	1	5	10	25	50	100	200	300
ROM 05-05	1,97	4,4	6,23	9,85	13,93	19,7	27,86	34,12
ROM 05-94	1,68	7,71	14	31,5	52,5	84	138,6	189
GCOC	0,91	2,04	2,88	4,56	6,44	9,11	12,88	15,78
CTE	0,94	4,72	9,44	23,59	47,18	94,35	188,70	283,05
JIMENEZ SALAS et al.	0,53	2,67	5,33	13,33	26,66	53,33	106,66	160
AASHTO	0,77	3,87	7,75	19,36	38,73	77,46	154,92	232,38
AASHTO MODIFICADA	6	16,86	27,25	53,54	92,71	166,72	310,8	453,58
SERRANO OLALLA AJUSTADA	2,34	7,11	11,32	18,63	25,93	33,45	65,05	96,56
ZHANG	3,56	7,47	10,27	15,66	21,53	29,62	40,75	49,10
HONG-KONG	3	15	21,5	21,5	21,5	21,5	21,5	21,5

TABLA 14. Carga de hundimiento en función de σ_c y teoría, en areniscas de GMII y empotramiento de 1 diámetro.

N_σ (FACTOR DE PROPORCIONALIDAD ENTRE σ_{HP} y σ_C)								
GRADO METEORIZACIÓN	**II**							
GRADO DE EMPOTRAMIENTO	**1 DIÁMETRO**							
σ_C (MPa)	**1**	**5**	**10**	**25**	**50**	**100**	**200**	**300**
ROM 05-05	1,97	0,88	0,62	0,39	0,28	0,20	0,14	0,11
ROM 05-94	1,68	1,54	1,40	1,26	1,05	0,84	0,69	0,63
GCOC	0,91	0,41	0,29	0,18	0,13	0,09	0,06	0,05
CTE	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94
JIMENEZ SALAS et al.	0,53	0,53	0,53	0,53	0,53	0,53	0,53	0,53
AASHTO	0,77	0,77	0,78	0,77	0,77	0,77	0,77	0,77
AASHTO MODIFICADA	6,00	3,37	2,73	2,14	1,85	1,67	1,55	1,51
SERRANO OLALLA AJUSTADA	2,34	1,42	1,13	0,75	0,52	0,33	0,33	0,32
ZHANG	3,56	1,49	1,03	0,63	0,43	0,30	0,20	0,16
HONG-KONG	3,00	3,00	2,15	0,86	0,43	0,22	0,11	0,07

TABLA 15. Relación entre el factor N_σ y σ_c, en areniscas de GMII y empotramiento de 1 diámetro.

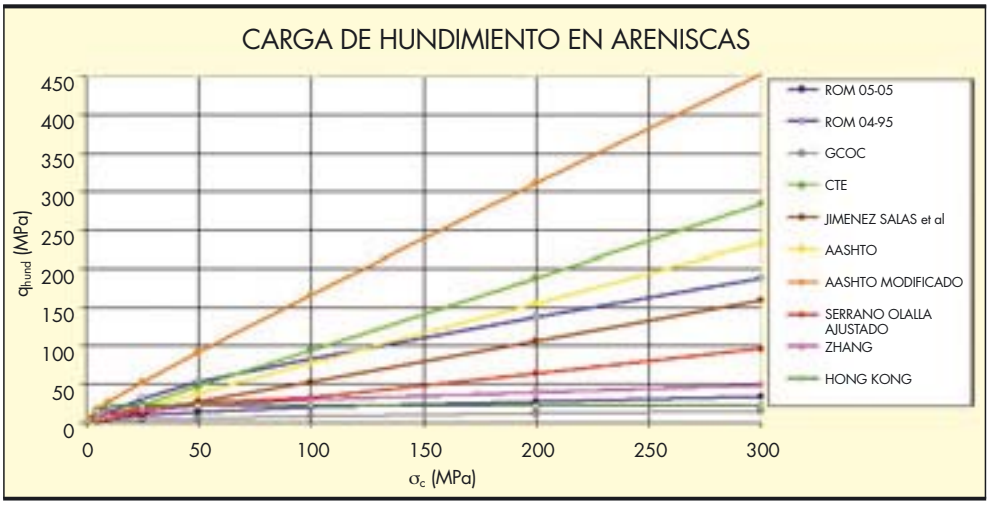


FIGURA 20. Relación de la carga de hundimiento con la σ_c, en areniscas.

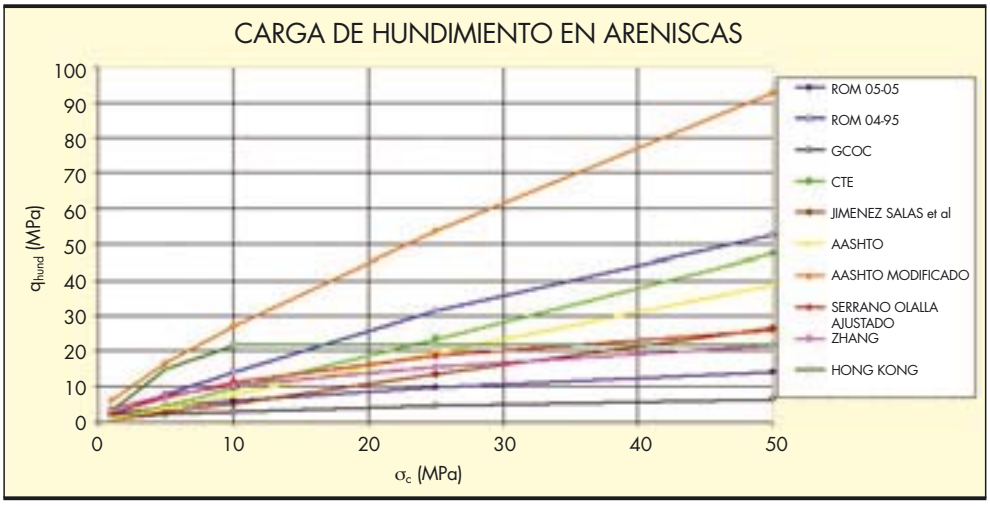


FIGURA 21. Relación de la carga de hundimiento con la σ_c (0 a 50 MPa), en areniscas.

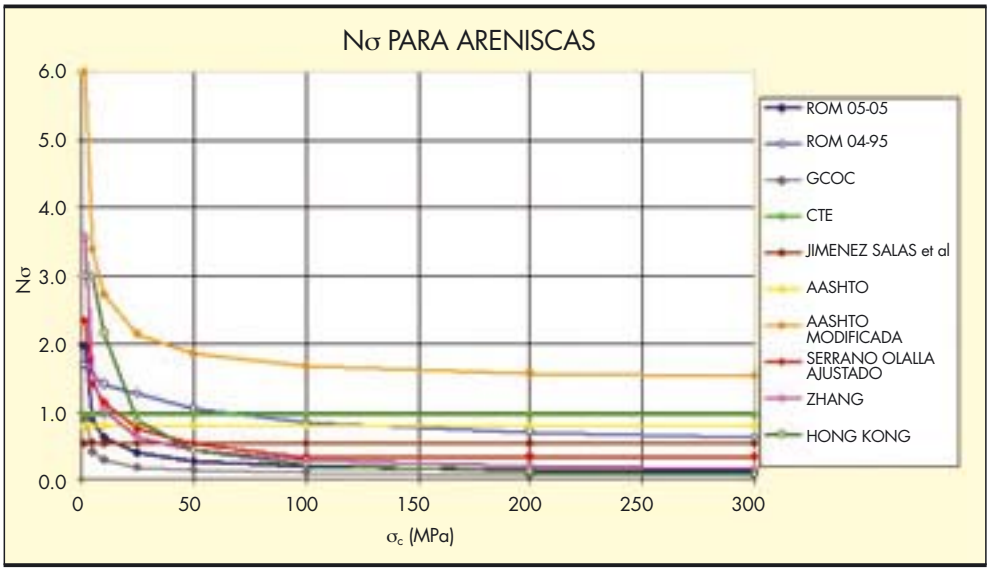


FIGURA 22. Factor de proporcionalidad N_σ en función de σ_c para areniscas.

5. En este caso, el ajuste de los valores de las teorías de Serrano y Olalla Ajustada (2010) y de la AASHTO "Modificada" (2009), a ecuaciones de tipo exponencial, exige valores del exponente k de 0,62 y 0,76, respectivamente, es decir, prácticamente iguales que los determinados para las margas y calizas. La diferencia radica en que el factor de proporcionalidad se ha multiplicado, en ambos casos, por aproximadamente 1,5 (respecto a las margas) y 1,3 (respecto a las calizas), que viene a coincidir, en cierto modo, con el ratio del valor m_0 de cada roca (recuérdese, 17 para la arenisca, 12 para la caliza y 10 para la marga).
6. En este caso, el valor de N_σ de 4,5 antes comentado, es solamente superado por la denominada AASHTO "Modificada" (2009), para valores de σ_c muy reducidos, inferiores a 5 MPa.

6.4. GRANITOS

Las tendencias que se observaban en los ejemplos anteriores se vuelven a manifestar de una forma más acentuada para los granitos, que se considera una roca de mayor calidad que las anteriores, por lo que los resultados que se alcanzan en este caso, son los más elevados de todos los analizados, como se puede comprobar en las Tablas 16 y 17 y en las relaciones gráficas expresadas en las Figuras 23 y 24.

El estudio de los valores y relaciones propuestos, permite deducir las siguientes conclusiones:

1. Las teorías que aportan resultados más altos coinciden con las determinadas para las areniscas, con valores significativamente más elevados, y además la diferencia entre la AASHTO "Modificada" (2009) y el resto se incrementa de manera más acusada. Los valores de la AASHTO (2007) y el CTE (2006), coinciden práctica-

CARGA DE HUNDIMIENTO EN GRANITOS								
GRADO METEORIZACIÓN	II							
GRADO DE EMPOTRAMIENTO	1 DIÁMETRO							
σ_c (MPa)	1	5	10	25	50	100	200	300
ROM 05-05	1,97	4,4	6,23	9,85	13,93	19,7	27,86	34,12
ROM 05-94	1,68	7,71	14	31,5	52,5	84	138,6	189
GCOC	1,21	2,72	3,84	6,07	8,59	12,15	17,17	21,04
CTE	0,94	4,72	9,44	23,59	47,18	94,35	188,70	283,05
JIMENEZ SALAS et al.	0,4	2	4	10	20	40	80	120
AASHTO	1,02	5,09	10,19	25,47	50,95	101,89	203,78	305,67
AASHTO MODIFICADA	9,72	27,97	45,22	87,86	149,16	261,17	473,73	681,88
SERRANO OLALLA AJUSTADA	3,71	11,76	18,92	31,40	43,66	56,24	108,67	160,77
ZHANG	3,56	7,47	10,27	15,66	21,53	29,62	40,75	49,10
HONG-KONG	3	15	21,5	21,5	21,5	21,5	21,5	21,5

TABLA 16. Carga de hundimiento en función de σ_c y teoría, en granitos de GMII y empotramiento de 1 diámetro.

N_σ (FACTOR DE PROPORCIONALIDAD ENTRE σ_{HP} y σ_C)								
GRADO METEORIZACIÓN	II							
GRADO DE EMPOTRAMIENTO	1 DIÁMETRO							
σ_C (MPa)	1	5	10	25	50	100	200	300
ROM 05-05	1,97	0,88	0,62	0,39	0,28	0,20	0,14	0,11
ROM 05-94	1,68	1,54	1,40	1,26	1,05	0,84	0,69	0,63
GCOC	1,21	0,54	0,38	0,24	0,17	0,12	0,09	0,07
CTE	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94
JIMENEZ SALAS et al.	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40
AASHTO	1,02	1,02	1,02	1,02	1,02	1,02	1,02	1,02
AASHTO MODIFICADA	9,72	5,59	4,52	3,51	2,98	2,61	2,37	2,27
SERRANO OLALLA AJUSTADA	3,71	2,35	1,89	1,26	0,87	0,56	0,54	0,54
ZHANG	3,56	1,49	1,03	0,63	0,43	0,30	0,20	0,16
HONG-KONG	3,00	3,00	2,15	0,86	0,43	0,22	0,11	0,07

TABLA 17. Relación entre el factor N_σ y σ_c, en granitos de GMII y empotramiento de 1 diámetro.

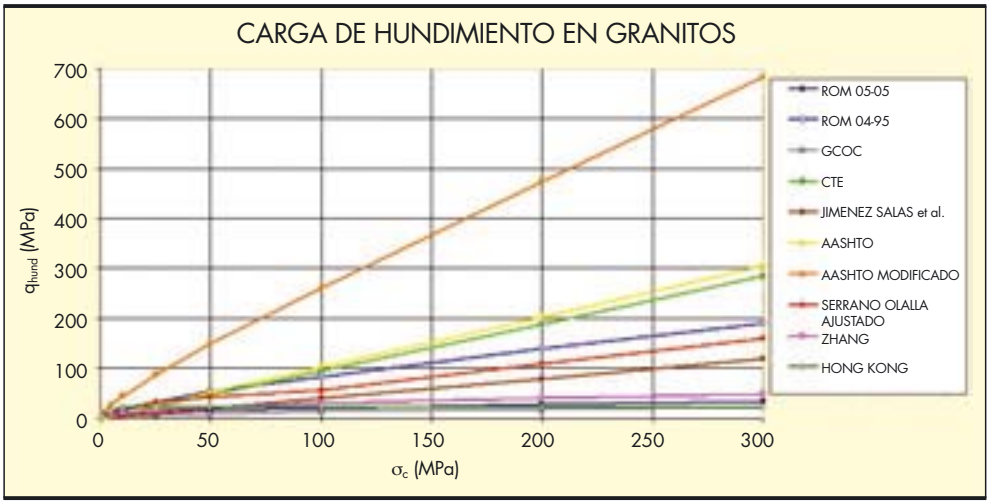


FIGURA 23. Relación de la carga de hundimiento con la σ_c, en granitos.

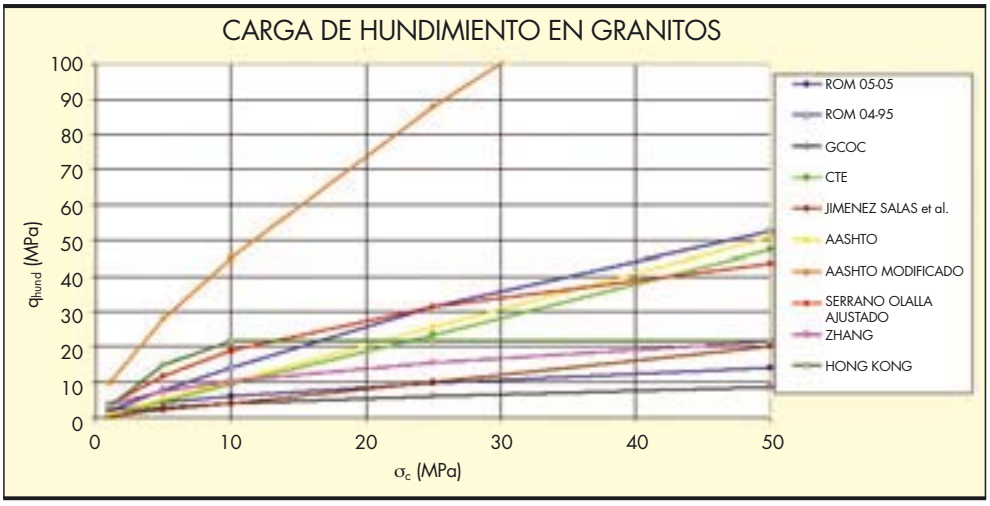


FIGURA 24. Relación de la carga de hundimiento con la σ_c (0 a 50 MPa), en granitos.

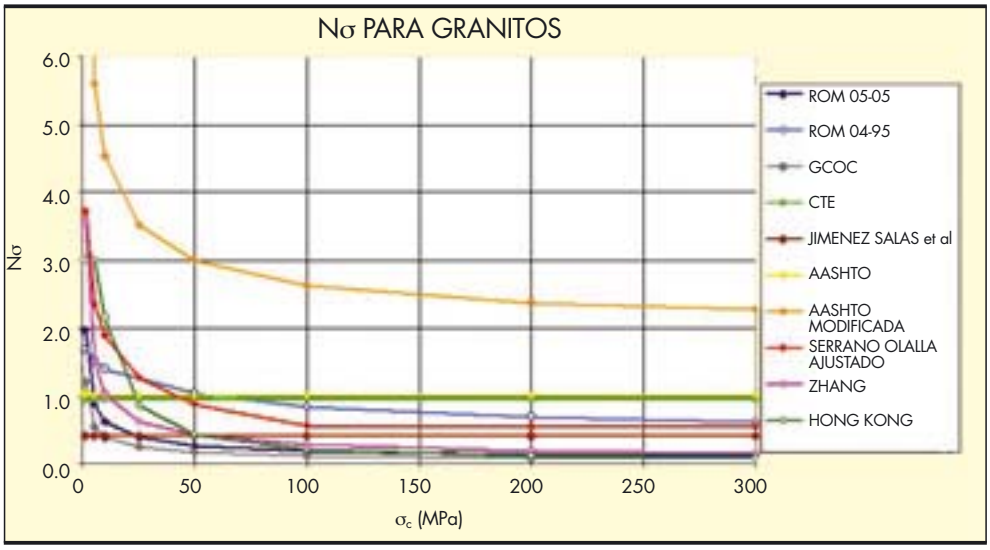


FIGURA 25. Factor de proporcionalidad N_σ.

mente para todos los valores de σ_c, si bien en un caso una teoría es dependiente del tipo de roca y la otra no.

2. Las fórmulas no lineales, resultan, en general, las más pesimistas en esta ocasión a excepción de la AASHTO Modificada (2009) y de la de Serrano y Olalla Ajustada (2010).
3. Las fórmulas lineales presentan comportamientos muy diferentes, siendo la más pesimista la de Jimenez Salas (1976) y la más optimista la del CTE (2006).
4. La no linealidad de las relaciones de las teorías de Serrano y Olalla Ajustada (2010) y de la AASHTO "Modificada" (2009), vuelve a evidenciarse (ver Figuras 24 y 25). En este caso, el ajuste de las teorías a ecuaciones potenciales, conduce a valores del exponente k de 0,62 y 0,75, respectivamente, es decir, se sigue evidenciando la no dependencia del exponente al tipo de roca. El factor de proporcionalidad vuelve a multiplicarse por un número sensiblemente parecido al cociente entre los valores de los identificadores de Hoek y Brown, (m_0), de cada roca. En este caso, dicho factor sería del orden de 2,5 veces los relativos a las margas (recuérdese m_0 de 33 frente a 10).
5. Se mantiene el descenso del factor de proporcionalidad N_σ según aumenta el valor de σ_c, comportándose de forma constante (a efectos prácticos) a partir de valores de σ_c superiores a 100 MPa, con valores de entre 0,1 y 1, a excepción del caso de la AASHTO Modificada (2009).
6. Se puede observar como para σ_c del orden de 1 MPa, el factor de proporcionalidad N_σ, supera en el caso de las teorías no lineales el valor de 3, si bien, a excepción hecha de la AASHTO Modificada (2009) que resulta inferior a 4,5.

7. INFLUENCIA DE LA CALIDAD DE LA ROCA (PARA DISTINTOS TIPOS DE ROCAS, CON σ_c Y EMPOTRAMIENTO PREFIJADOS)

Suponiendo una resistencia a compresión simple (σ_c) y un empotramiento fijo, se pretende poder comprobar la influencia que tiene la calidad de la roca en el cálculo de la carga de hundimiento por punta. Para ello, se vuelven a comparar los resultados de las distintas teorías seleccionadas, para cuatro tipos distintos de roca, pero para el mismo grado de empotramiento (en este caso un diámetro) y un único valor de σ_c de la roca intacta (se adopta un valor de 30 MPa).

Para poder comparar las teorías que dependen del RQD con otras que dependen del RMR se supondrá, por sencillez, si bien no es del todo exacto, una analogía directa entre ambos parámetros. La relación entre RQD y grado de meteorización adoptado, se expone en la Tabla 18.

Grado de meteorización	III	II	I
RQD (%)	0-35	35-65	65-100
RMR	0-35	35-65	65-100

TABLA 18. Analogías supuestas entre el RQD y el RMR.

7.1. MARGAS

Al igual que en apartados anteriores, para mejorar la comprensión de la exposición, se proporcionan, además de los resultados obtenidos para las distintas teorías ordenados en una tabla, su factor de proporcionalidad N_σ respecto a la σ_c estimada. (Ver Tablas 19 y 20).

Se ha elaborado además, la Figura 26, que permite observar, de una forma rápida y evidente, la relación existente en cada caso, entre el factor N_σ y la calidad de la roca (RQD o RMR). También se presenta una ampliación de dicha gráfica en la zona de valores mínimos (Figura 27).

Del análisis de estas tablas y figuras se pueden deducir las siguientes consideraciones:

1. Se puede observar que para valores de RQD/RMR superiores de 40-50, la diferencia entre las distintas teorías comienza a resultar muy notable.
2. En la Figuras 26 y 27, resulta sencillo comprobar que las normas de la AASHTO (2007) (también la "Modificada" (2009)) y la de Serrano y Olalla Ajustada (2010), basadas en criterios de rotura de Hoek y Brown (2002), presentan relaciones de tipo exponencial, mientras que el resto de teorías presentan un crecimiento por escalones o tramos, rectos en todos los casos. No obstante, la gráfica que representa la teoría del CTE (2006), parece

CARGA DE HUNDIMIENTO EN MARGAS DE σ_C = 30 MPa											
GRADO DE EMPOTRAMIENTO	1 DIÁMETRO										
GRADO METEORIZACIÓN	III	III	III	III	II	II	II	I	I	I	I
RQD/RMR	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
ROM 05-05	0,00	4,87	6,89	7,71	10,79	10,79	10,79	15,41	15,41	15,41	15,41
GCOC	0,00	0,97	1,37	1,68	2,72	3,04	3,33	5,13	5,49	5,82	6,13
CTE	5,61	9,32	10,52	11,63	24,15	26,06	28,32	39,18	42,20	49,51	62,08
AASHTO	0,12	0,67	1,87	3,81	6,78	11,40	18,69	30,36	49,19	79,14	129,50
AASHTO MODIFICADA	1,98	4,86	8,75	13,53	19,70	28,40	41,77	63,64	100,42	162,12	263,56
SERRANO OLALLA AJUSTADA	4,54	6,00	7,72	7,89	9,16	10,68	13,87	19,94	29,36	44,09	67,17
ZHANG	17,02	17,02	17,02	17,02	17,02	17,02	17,02	21,21	25,53	28,70	31,26
HONG-KONG	9,00	9,00	9,00	9,00	9,00	15,00	21,50	30,00	37,50	45,00	52,50

TABLA 19. Variación de la carga de hundimiento por punta en margas en función de su calidad.

N_σ (FACTOR DE PROPORCIONALIDAD ENTRE σ_{HP} y σ_C)											
GRADO DE EMPOTRAMIENTO	1 DIÁMETRO										
GRADO METEORIZACIÓN	III	III	III	III	II	II	II	I	I	I	I
RQD/RMR	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
ROM 05-05	0,00	0,16	0,23	0,26	0,36	0,36	0,36	0,51	0,51	0,51	0,51
GCOC	0,00	0,03	0,05	0,06	0,09	0,10	0,11	0,17	0,18	0,19	0,20
CTE	0,19	0,31	0,35	0,39	0,81	0,87	0,94	1,31	1,41	1,65	2,07
AASHTO	0,00	0,02	0,06	0,13	0,23	0,38	0,62	1,01	1,64	2,66	4,32
AASHTO MODIFICADA	0,07	0,16	0,29	0,45	0,66	0,95	1,39	2,12	3,35	5,40	8,79
SERRANO OLALLA AJUSTADA	0,15	0,20	0,26	0,26	0,31	0,36	0,46	0,66	0,98	1,47	2,24
ZHANG	0,57	0,57	0,57	0,57	0,57	0,57	0,57	0,71	0,85	0,96	1,04
HONG-KONG	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,50	0,72	1,00	1,25	1,50	1,75

TABLA 20. Variación del factor de carga N_σ en margas en función de su calidad.

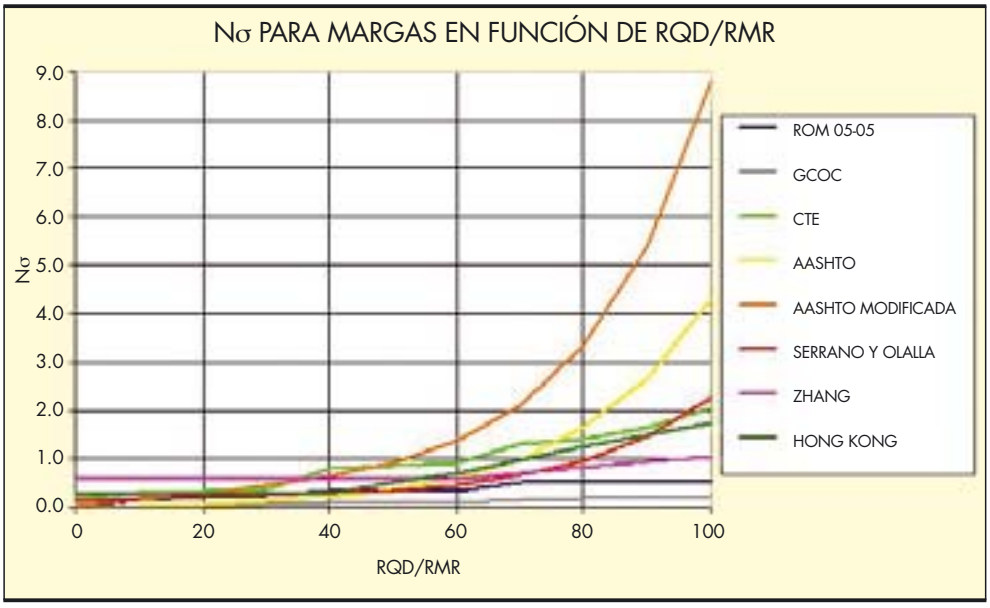


FIGURA 26. Variación de N_σ, en función de la calidad de la roca, para margas con σ_c de 30 MPa.

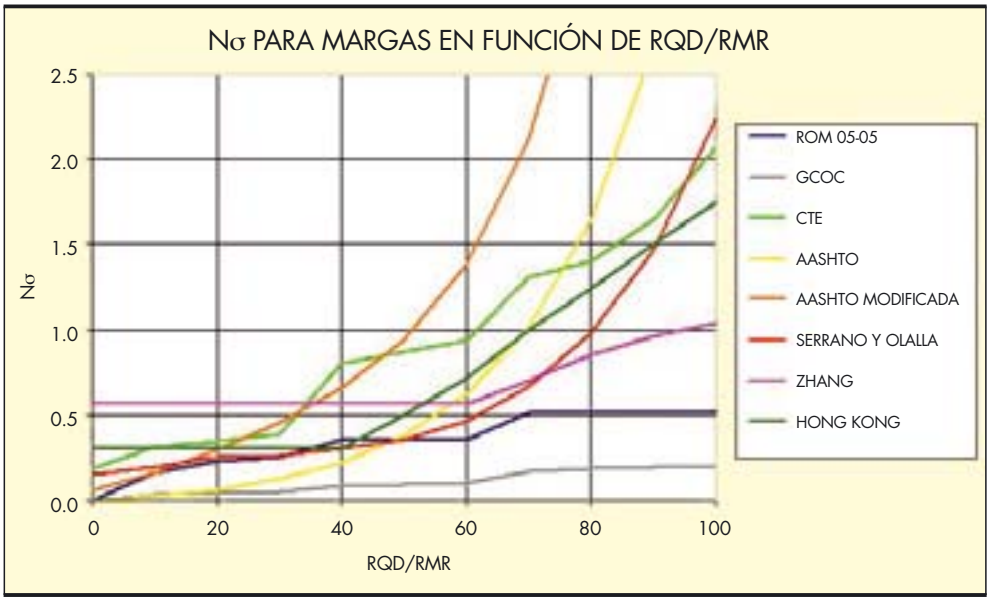


FIGURA 27. Ampliación de la Figura 26.

ir adaptando la forma de una curva intermedia entre las dos teorías AASHTO propuestas, es decir, presentaría una tendencia a adoptar una relación no lineal.

3. Esto último se puede apreciar con mayor grado de detalle en la Figura 27, que representa ampliación de la Figura 26, con la que resulta fácil constatar que las otras teorías presentan crecimientos por tramos.

7.2. CALIZAS

Los resultados obtenidos para calizas a partir de las distintas teorías manejadas, se presentan ordenados en las Tablas 21 y 22, aportando además su razón de proporcionalidad (N_σ) respecto a la σ_c adoptada.

Se ha elaborado una gráfica (Figura 28) que permite observar la relación existente en cada caso, entre el factor N_σ y la calidad de la roca (RQD o RMR). También se presenta una ampliación de la misma (Figura 29) para la zona de valores mínimos.

Del análisis de esta información se puede observar que:

1. Para valores de RQD/RMR superiores de 40-50, la diferencia entre las distintas teorías comienza a resultar muy notable.
2. En la Figuras 28 y 29, resulta sencillo comprobar que las normas de la AASHTO (2007) (también la "Modificada" (2009)) y la de Serrano y Olalla Ajustada (2010), basadas en criterios de rotura de Hoek y Brown (2002), presentan relaciones de tipo exponencial, mientras que el resto de teorías presentan crecimiento por escalones o tramos, rectos en todos los casos. No obstante, la gráfica que representa la teoría presente en el CTE (2006), parece ir adaptando la forma de una curva intermedia entre las dos teorías AASHTO propuestas, es decir, presentaría una tendencia a adoptar una relación no lineal. Esto último se puede apreciar con mayor grado de detalle en la Figura 29, donde resulta fácil constatar que las otras teorías presentan crecimientos por tramos.

CARGA DE HUNDIMIENTO EN CALIZAS DE σ_c = 30 MPa											
GRADO DE EMPOTRAMIENTO	1 DIÁMETRO										
GRADO METEORIZACIÓN	III	III	III	III	II	II	II	I	I	I	I
RQD/RMR	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
ROM 05-05	0,00	4,87	6,89	7,71	10,79	10,79	10,79	15,41	15,41	15,41	15,41
GCOC	0,00	2,43	3,43	4,20	6,79	7,59	8,32	12,83	13,72	14,55	15,33
CTE	5,61	9,32	10,52	11,63	24,15	26,06	28,32	39,18	42,20	49,51	62,08
AASHTO	0,13	0,73	2,03	4,13	7,33	12,29	20,11	32,61	52,72	85,28	138,17
AASHTO MODIFICADA	2,51	5,98	10,55	16,12	23,21	33,03	47,81	71,59	111,35	178,32	289,42
SERRANO OLALLA AJUSTADA	5,23	6,89	8,92	9,14	10,59	12,13	15,93	22,80	33,34	49,73	75,29
ZHANG	17,02	17,02	17,02	17,02	17,02	17,02	17,02	21,21	25,53	28,70	31,26
HONG-KONG	9,00	9,00	9,00	9,00	9,00	15,00	21,50	30,00	37,50	45,00	52,50

TABLA 21. Variación de la carga de hundimiento por punta en calizas en función de su calidad.

N_σ (FACTOR DE PROPORCIONALIDAD ENTRE σ_{HP} y σ_C)											
GRADO DE EMPOTRAMIENTO	**1 DIÁMETRO**										
GRADO METEORIZACIÓN	**III**	**III**	**III**	**III**	**II**	**II**	**II**	**I**	**I**	**I**	**I**
RQD/RMR	**0**	**10**	**20**	**30**	**40**	**50**	**60**	**70**	**80**	**90**	**100**
ROM 05-05	0,00	0,16	0,23	0,26	0,36	0,36	0,36	0,51	0,51	0,51	0,51
GCOC	0,00	0,08	0,11	0,14	0,23	0,25	0,28	0,43	0,46	0,49	0,51
CTE	0,19	0,31	0,35	0,39	0,81	0,87	0,94	1,31	1,41	1,65	2,07
AASHTO	0,00	0,02	0,07	0,14	0,24	0,41	0,67	1,09	1,76	2,84	4,61
AASHTO MODIFICADA	0,08	0,20	0,35	0,54	0,77	1,10	1,59	2,39	3,71	5,94	9,65
SERRANO OLALLA AJUSTADA	0,17	0,23	0,30	0,30	0,35	0,40	0,53	0,76	1,11	1,66	2,51
ZHANG	0,57	0,57	0,57	0,57	0,57	0,57	0,57	0,71	0,85	0,96	1,04
HONG-KONG	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,50	0,72	1,00	1,25	1,50	1,75

TABLA 22. Variación del factor de carga N_σ en calizas en función de su calidad.

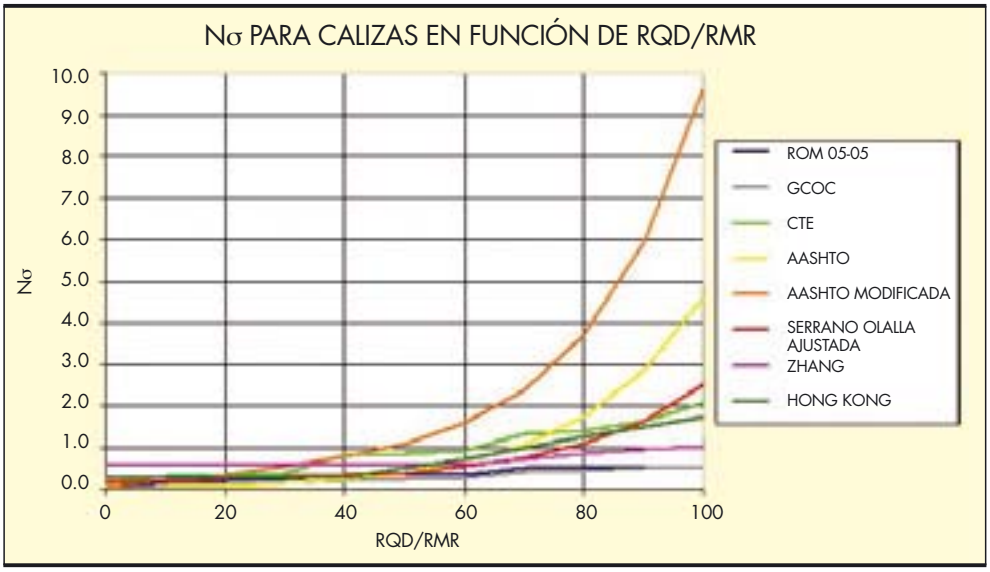


FIGURA 28. Variación de N_σ, en función de la calidad de la roca, para calizas con σ_c de 30 MPa.

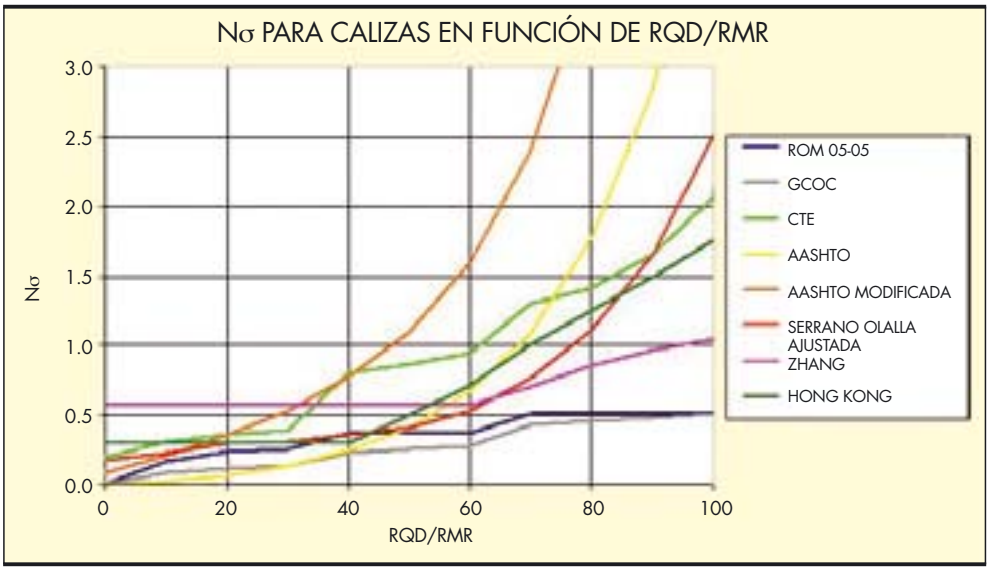


FIGURA 29. Ampliación de la Figura 28.

3. Resulta curioso observar (Figura 29) que mientras la AASHTO (2007), arranca con valor casi nulo para RMR nulo, y con tangente casi horizontal, la AASHTO Modificada (2009) y la de Serrano y Olalla Ajustada (2010), parece que alcanzarían por extrapolación la asíntota horizontal constituida por el eje de abcisas, en valores "negativos" de RMR.

7.3. ARENISCAS

Los resultados obtenidos sobre arenisca a partir de las distintas teorías manejadas, se presentan ordenados en las Tablas 23 y 24, aportando además su razón de proporcionalidad (N_σ) respecto a la σ_c adoptada.

Se ha confeccionado una gráfica (Figura 30) que permite observar la relación existente en cada caso, entre el factor de carga N_σ y la calidad de la roca. También se presenta una ampliación de la misma (Figura 31) para la zona de valores mínimos.

Del análisis de esta información se puede observar:

1. Con excepción de la AASHTO Modificada (2009), que desde valores de RMR superiores a 30, se desmarca del resto de teorías (hacia máximos), y la GCOC (2003) (hacia mínimos) las otras normativas, hasta valores de RQD/RMR del orden de 70, adoptan valores similares.
2. En la Figura 30 se puede comprobar que las normas basadas en criterios de rotura de Hoek y Brown, siguen presentando relaciones de tipo exponencial, mientras que el resto de teorías presentan crecimiento por escalones o tramos, rectos en todos los casos. En la Figura 31 se puede apreciar, que en el resto de teorías su crecimiento se desarrolla por tramos o escalones.
3. En general, se observan comportamientos similares a los detectados en las calizas y descritos en el apartado anterior.

7.4. GRANITOS

Los resultados obtenidos sobre granitos de la aplicación de las distintas teorías consideradas, se presentan ordenados en las Tablas 25 y 26, incluyendo también la razón de proporcionalidad (N_σ) respecto a la σ_c adoptada.

Se ha preparado también la Figura 32 para facilitar la observación de la relación existente en cada caso entre el factor de carga N_σ y la calidad de la roca. Finalmente se presenta

CARGA DE HUNDIMIENTO EN ARENISCAS DE σ_C = 30 MPa											
GRADO DE EMPOTRAMIENTO	**1 DIÁMETRO**										
GRADO METEORIZACIÓN	**III**	**III**	**III**	**III**	**II**	**II**	**II**	**I**	**I**	**I**	**I**
RQD/RMR	**0**	**10**	**20**	**30**	**40**	**50**	**60**	**70**	**80**	**90**	**100**
ROM 05-05	0,00	4,87	6,89	7,71	10,79	10,79	10,79	15,41	15,41	15,41	15,41
GCOC	0,00	1,46	2,06	2,52	4,07	4,56	4,99	5,39	8,23	8,73	9,20
CTE	5,61	9,32	10,52	11,63	24,15	26,06	28,32	39,18	42,20	49,51	62,08
AASHTO	0,15	0,88	2,40	4,83	8,54	14,25	23,24	37,54	60,49	97,47	157,28
AASHTO MODIFICADA	3,25	7,79	13,68	20,83	29,94	42,45	61,01	90,49	139,45	221,84	358,97
SERRANO OLALLA AJUSTADO	5,63	7,59	9,99	10,42	12,21	14,30	18,59	26,43	38,19	56,05	83,30
ZHANG	17,02	17,02	17,02	17,02	17,02	17,02	17,02	21,21	25,53	28,70	31,26
HONG-KONG	9,00	9,00	9,00	9,00	9,00	15,00	21,50	30,00	37,50	45,00	52,50

TABLA 23. Variación de la carga de hundimiento por punta en areniscas en función de su calidad.

N_σ (FACTOR DE PROPORCIONALIDAD ENTRE σ_{HP} y σ_C)											
GRADO DE EMPOTRAMIENTO	**1 DIÁMETRO**										
GRADO METEORIZACIÓN	**III**	**III**	**III**	**III**	**II**	**II**	**II**	**I**	**I**	**I**	**I**
RQD/RMR	**0**	**10**	**20**	**30**	**40**	**50**	**60**	**70**	**80**	**90**	**100**
ROM 05-05	0,00	0,16	0,23	0,26	0,36	0,36	0,36	0,51	0,51	0,51	0,51
GCOC	0,00	0,05	0,07	0,08	0,14	0,15	0,17	0,18	0,27	0,29	0,31
CTE	0,19	0,31	0,35	0,39	0,81	0,87	0,94	1,31	1,41	1,65	2,07
AASHTO	0,01	0,03	0,08	0,16	0,28	0,48	0,77	1,25	2,02	3,25	5,24
AASHTO MODIFICADA	0,11	0,26	0,46	0,69	1,00	1,41	2,03	3,02	4,65	7,39	11,97
SERRANO OLALLA AJUSTADO	0,19	0,25	0,33	0,35	0,41	0,48	0,62	0,88	1,27	1,87	2,78
ZHANG	0,57	0,57	0,57	0,57	0,57	0,57	0,57	0,71	0,85	0,96	1,04
HONG-KONG	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,50	0,72	1,00	1,25	1,50	1,75

TABLA 24. Variación del factor de carga N_σ en areniscas en función de su calidad.

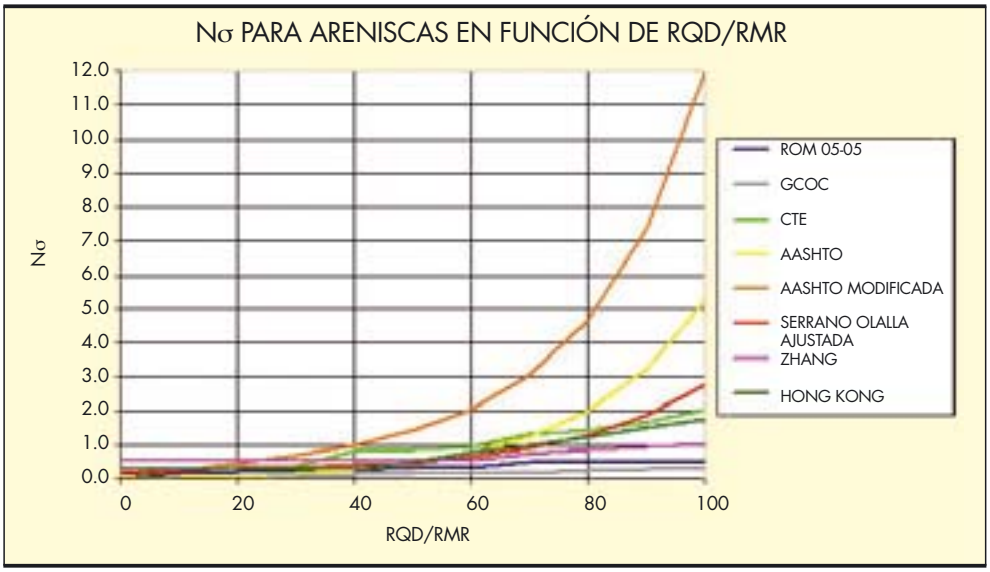


FIGURA 30. Variación de N_{σ}, en función de la calidad de la roca, para areniscas con σ_c de 30 MPa.

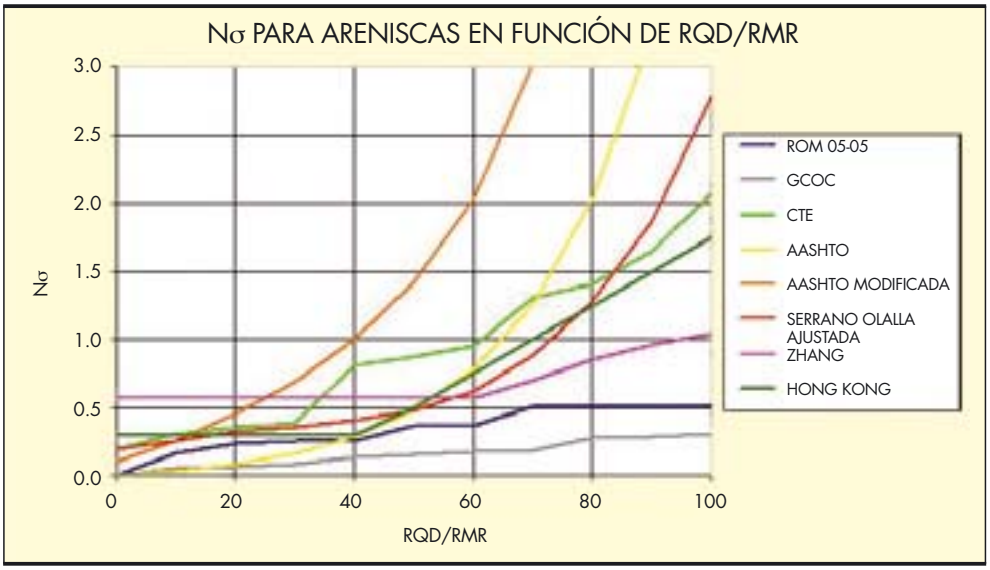


FIGURA 31. Ampliación de la Figura 30.

CARGA DE HUNDIMIENTO EN GRANITOS DE σ_c = 30 MPa											
GRADO DE EMPOTRAMIENTO	**1 DIÁMETRO**										
GRADO METEORIZACIÓN	**III**	**III**	**III**	**III**	**II**	**II**	**II**	**I**	**I**	**I**	**I**
RQD/RMR	**0**	**10**	**20**	**30**	**40**	**50**	**60**	**70**	**80**	**90**	**100**
ROM 05-05	0,00	4,87	6,89	7,71	10,79	10,79	10,79	15,41	15,41	15,41	15,41
GCOC	0,00	1,94	2,74	3,36	5,43	6,07	6,65	7,19	10,97	11,64	12,27
CTE	5,61	9,32	10,52	11,63	24,15	26,06	28,32	39,18	42,20	49,51	62,08
AASHTO	0,23	1,24	3,32	6,59	11,53	19,12	30,99	49,79	79,77	127,79	204,93
AASHTO MODIFICADA	6,39	14,49	24,52	36,56	51,81	72,41	101,94	146,91	219,29	339,98	542,71
SERRANO OLALLA AJUSTADA	11,57	15,49	20,25	21,00	24,42	28,28	36,29	50,77	72,16	104,36	153,29
ZHANG	17,02	17,02	17,02	17,02	17,02	17,02	17,02	21,21	25,53	28,70	31,26
HONG-KONG	9,00	9,00	9,00	9,00	9,00	15,00	21,50	30,00	37,50	45,00	52,50

TABLA 25. Variación de la carga de hundimiento por punta en granitos en función de su calidad.

N_σ (FACTOR DE PROPORCIONALIDAD ENTRE σ_{HP} y σ_C)											
GRADO DE EMPOTRAMIENTO	**1 DIÁMETRO**										
GRADO METEORIZACIÓN	**III**	**III**	**III**	**III**	**II**	**II**	**II**	**I**	**I**	**I**	**I**
RQD/RMR	**0**	**10**	**20**	**30**	**40**	**50**	**60**	**70**	**80**	**90**	**100**
ROM 05-05	0,00	0,16	0,23	0,26	0,36	0,36	0,36	0,51	0,51	0,51	0,51
GCOC	0,00	0,06	0,09	0,11	0,18	0,20	0,22	0,24	0,37	0,39	0,41
CTE	0,19	0,31	0,35	0,39	0,81	0,87	0,94	1,31	1,41	1,65	2,07
AASHTO	0,01	0,04	0,11	0,22	0,38	0,64	1,03	1,66	2,66	4,26	6,83
AASHTO MODIFICADA	0,21	0,48	0,82	1,22	1,73	2,41	3,40	4,90	7,31	11,33	18,09
SERRANO OLALLA AJUSTADA	0,39	0,52	0,68	0,70	0,81	0,94	1,21	1,69	2,41	3,48	5,11
ZHANG	0,57	0,57	0,57	0,57	0,57	0,57	0,57	0,71	0,85	0,96	1,04
HONG-KONG	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,50	0,72	1,00	1,25	1,50	1,75

TABLA 26. Variación del factor de carga N_σ en granitos en función de su calidad.

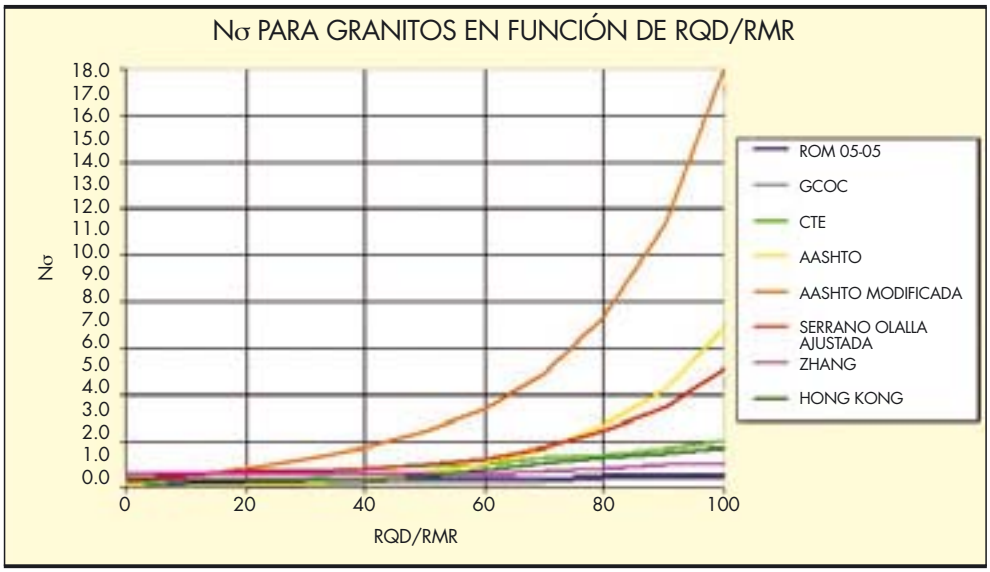


FIGURA 32. Variación de N_σ, en función de la calidad de la roca, para granitos con σ_c de 30 MPa.

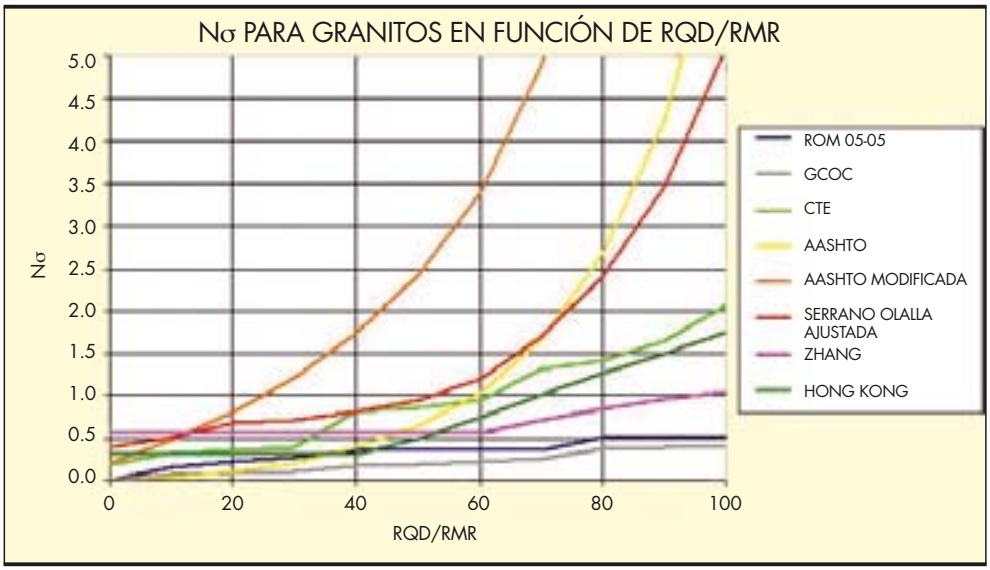


FIGURA 33. Ampliación de la Figura 32.

una ampliación de dicha gráfica (Figura 33) para la zona de valores mínimos.

Del análisis de la información presentada se puede interpretar que:

1. Para valores de RQD/RMR superiores a 50, la diferencia entre las distintas teorías comienza a resultar muy notable. Dicha afirmación se manifiesta de manera más acusada con la AASHTO Modificada (2009), pues para RMR superiores a 20 se aleja del resto de los criterios.
2. Al igual que para el resto de rocas analizadas, se comprueba que las teorías basadas en criterios de rotura de Hoek y Brown, presentan relaciones de tipo exponencial, mientras que el resto de teorías presentan crecimiento por escalones o tramos, rectos en todos los casos (ver Figuras 32 y 33).
3. Se observa que, para las teorías sensibles al tipo de roca, el factor N_σ aumenta según "mejora la roca". Ese grado de mejora resulta más acentuado en las teorías no lineales que en las lineales. De esta forma, los valores obtenidos mediante las teorías de Serrano y Olalla Ajustada (2010) y la AASHTO Modificada (2009), están casi duplicados respecto a los determinados para las areniscas. Ese valor se acerca, o al menos sigue la tendencia, del cociente entre los parámetros identificadores de Hoek-Brown entre las distintas rocas, (m_0).

8. CONCLUSIONES

Entre los múltiples criterios, varias decenas, que existen para estimar la resistencia por la punta de un pilote en un medio rocoso, la práctica totalidad de ellos de tipo empírico, se han seleccionado diez procedimientos, bien por su relevancia institucional o bien por las bases teóricas que utilizan. Estos diez criterios se han aplicado a un amplio abanico de tipos y estados de macizos rocosos, que podrían considerarse como los más representativos de la geografía española. Como resultado de esta aplicación, se pueden extraer las siguientes conclusiones:

1. Las diferencias que se obtienen en los resultados obtenidos como consecuencia de aplicar unas u otras teorías, algunas de ellas presentes en las normativas vigentes, son muy elevadas.
2. Esas diferencias pueden alcanzar hasta un orden de magnitud, (10 veces), en rocas blandas y ser más elevadas, (incluso hasta 50 veces), para las rocas más duras y menos diaclasadas y meteorizadas.
3. Cuanto mayor es la resistencia a compresión simple de la roca sana (σ_c), mayor es su parámetro identificador de Hoek y Brown (m_0) y mejor es el estado de calidad en que se encuentra (meteorización, alteración, fisuración, etc.), mayores son las dispersiones que se producen.
4. Las formulaciones exclusivamente dependientes de la resistencia a la compresión simple, tipo: $\sigma_{hp} = f(\sigma^k_c)$, son excesivamente simplificadas.
5. Las fórmulas tipo: $\sigma_{hp} = f(\sigma^k_c$, RMR ó GSI ó RQD), dependientes de la resistencia a la compresión simple y del grado de calidad en que se encuentra el macizo rocoso, parecen explicar mejor la realidad pero siguen siendo muy simplificadas. No parece razonable que se pueda obviar el efecto del grado de empotramiento y del tipo de roca.
6. Las diferentes teorías existentes que utilizan modelos de rotura en base al criterio de Hoek-Brown proporcionan, en general, los resultados más elevados. Se acentúan en sobremanera cuando las rocas son más duras y se encuentran más sanas.
7. Respecto a los resultados obtenidos se observa, que en general, las normativas españolas presentan:
   a. Una dependencia notable del grado de empotramiento, mayor que el observado con las otras teorías utilizadas para el contraste.
   b. Por el contrario, su dependencia frente a la calidad de la roca o grado de meteorización (excepto en el Código Técnico de la Edificación), es mucho menor.
   c. La dependencia del tipo de roca también suele ser menor, especialmente para los menores rangos de la resistencia a compresión simple (σ_c).
   d. La GCOC (2003) proporciona los resultados más conservadores en casi todos los supuestos.
8. Se comprueba que en rocas sanas (grado I) y resistencias bajas y medias (σ_c >30 MPa) con razones de empotramiento muy reducidas, se obtienen cargas últimas mayores de 15-20 MPa con casi todas las teorías. Por tanto, en este tipo de rocas, bastaría con alcanzar empotramientos del orden de 1 a 2 diámetros, para lograr un tope estructural incluso del orden de 7MPa.
9. Para rocas algo más meteorizadas (grado II) y grados de empotramiento menores de un diámetro, son necesarias resistencias a compresión simple (σ_c) mayores de 50-100 MPa, para alcanzar el tope estructural, con coeficiente de seguridad frente al hundimiento del orden de 3 (a excepción de la GCOC (2003) que en ciertos casos precisaría mayores resistencias).
10. Frente a las grandes dispersiones que se producen con los resultados y al limitado grado de conocimiento que se dispone en la actualidad en este dominio del saber, una posibilidad consiste en limitar un valor máximo, tal y como se propone en diferentes documentos y normativas.
11. Esta gran dispersión puede ser debida también a que el comportamiento en la rotura de una roca resistente y de buena calidad, pudiera no corresponder a modelos plásticos, sino a comportamientos bastante más complejos de tipo frágil, o con fenómenos de punzonamiento, o mecanismos de tipo colapso mecánico, o de producción de tracciones, o generación de fisuras, etc.
12. En esta línea, parece adecuado adoptar coeficientes de seguridad elevados y dependientes de la resistencia a la compresión simple de la roca sana (σ_c), y de la calidad, tal y como se ha aplicado en este trabajo utilizando la teoría de Serrano y Olalla (1996 y 2002). Deberían ser tanto más elevados cuanto mayor sea la resistencia a compresión simple de la roca y mejor sea el estado de calidad.
13. Teniendo en cuenta los coeficientes de seguridad que se proponen en Serrano y Olalla (1996 y 2002), los resultados que se obtienen al aplicar esta teoría respecto de la carga admisible por parte de un pilote empotrado en roca, están en el rango de los propuestos por algunas de las guías españolas, especialmente en el caso de rocas más blandas.
14. Dada la gran discrepancia de resultados que se produce en función de la formulación que se utilice, parece indispensable comparar los resultados teóricos, con resultados de casos prácticos a escala real, mediante pruebas de carga sobre pilotes empotrados en roca, con los mismos condicionantes, a fin de tarar cada una de las teorías y ver su ámbito de aplicación más óptimo.
15. Un campo interesante a investigar sería, particularmente:
   a. el de las rocas blandas poco alteradas (grados II y III).
   b. el de rocas duras altamente fracturadas y alteradas (grados de meteorización III y IV).

9. BIBLIOGRAFÍA

- *AASHTO 2007. LRFD Bridge Design Specifications (SI Units).* 4th edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington DC.
- *ARGEMA 1992. Design Guides for Offshore Structures: Offshore Pile Design*. Ed.: P. L. Tirant, Editions Technip, Paris, France.
- *BENIAWSKI, Z.T.1989. Engineering Rock Mass Classification.* John Wiley, New York, 251 p.
- *BISHNOI, B.L.. 1968. Bearing capacity of a closely jointed rock*, PhD thesis, Georgia Inst. Of Technol., Atlanta, Ga.
- *BULDING CODE OF NEW YORK STATE, 2005, International Code Council, Inc*.
- *BUSTAMANTE, M., GIANESELLI, L.,* 2008, *Reglas de Cálculo de la resistencia de Pilote por el Método de los Estados Límites Últimos. Método Presiométrico.* Jornada: El Ensayo Presiométrico en el proyecto Geotécnico. CEDEX-UPC.
- *CARTER, J.P. and F.H. KULHAWY,* 1988, Analysis and Design of Drilled Shaft Foundation Socketed into Rock, Report EL-5918, Electric Power Research Institute, Palo Alto, California, 188 pp.
- *COATES, D.F. 1967. Rock Mechanics Principles*, Monograph 874, Dept. of Energy, Mines and Resources, Mines Branch, Queen´s printer. Ottawa, Canada.
- *CGS 1985-2007. Canadian Foundation Engineering Manual*, 2nd edition, Canadian Geotechnical Society, Toronto, Ont.
- *CÓDIGO TÉCNICO DE LA EDIFICACIÓN*. SE-C. 2006. Mº Vivienda.
- *DE BEER, E.E*., 1970, *Experimental Determination of the Shape Factors and the Bearing Capacity Factors of Sand*. Géotechnique,20: 387-411.
- *DIN 1054:2005-1* .Ground - Verification of Safety of Earthworks and Foundations. 2005.
- *EUROCÓDIGO 7*: Proyecto geotécnico. Parte 1: Reglas generales. UNE-ENV 1997-3. AENOR. 1999.
- *FASCICULE 62-V. 1993. Régles techniques de conception et de calcul des foundations des ouvrages de Génie Civil, doc.* MELT.
- *FINDLAY, J.D., BROOKS,N.J., MURE, J.N., HERON W.* 1997. Design of Axially Loaded Piles – United Kingdom Practice. Design of Axially Loaded Piles- European Practice, Eds: De Cock & Legrand, Balkema, Rotterdam.
- *FOUNDATION DESIGN AND CONSTRUCTION*. 2006. Geotechnical engineering Office. Civil Engineering and Development Department. The Government of Hong- Kong.
- *GARDNER, W.S.* 1987. Design of Drilled Piers in Atlantic Piedmont. Geotechnical Special Publication Nº 9: Foundations and Excavations in Decomposed Rock pf the Piedmont Province, pp 62-86.
- *GUIA DE CIMENTACIONES EN OBRAS DE CARRETERA*. 2003. Mº Fomento.
- *HILL, S.J., LITTLECHILD, B.D., PLUMBRIDGE, G.D., LEE, S.C*. 2000. End Bearing and Socket Design for Foundations in Hong Kong. Proceedings of the 19th annual Seminar, Geotechnical Division, Hong Kong Institution of Engineers, pp 167-178.
- *HOEK, E., E.T. BROWN*. 1988. The Hoek-Brown Failure Criterion-A 1988 Update. Proceedings, 15th Canadian Rock Mechanics Symposium, Toronto, Canada.
- *HOEK, E., E.T. BROWN*. 1997. Practical estimates of Rock Mass Strength. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences.
- *HOEK, E., CARRANZA, D., CORKUM, B*. 2002. *Hoek-Brown failure criterium*.
- *ISRM,* 1981. Suggested methods for rock characterization, testing and monitoring. ISRM Suggested methods. Ed. E.T. Brown. Pergamon Press.
- *JIMÉNEZ SALAS ET AL*. 1976. *Geotecnia y Cimientos II*. Ed. Rueda.
- *JUÁREZ,* 2009. Trabajo de Doctorado, Asignatura: Ampliación de Mecánica de Rocas. ETSICCP. UPM. Madrid.
- *KULHAWAY, F.H., J.P. Carter.* 1992. Socketed Foundations in Rock Masses", in Engineering in Rock Masses, F.G.Bell, Ed, Butterworth-Heinemann, Oxford, England, PP.509-529.
- *KULHAWY, F. H. & GOODMAN, R. E*. 1980. *Design of Foundations on Discontinuous Rock*. Proc of Int Conf on Struct Found on Rock, Sydney, Australia, 1: 209-220.
- *LANDANYI, B*., "Friction and end bearing tests on bedrock for High Capacity Rock Socket Design:Discussion," Canadian Geotechnical Journal, Vol.14, 1977,p.153-155.
- *MEYERHOF, G.G.* 1951. *The Ultimate Bearing Capacity of Foundations. Geotechnique*, Vol II, nº4, London, pp. 301-321.
- *O'NEILL, M.W. & REESE, L.C*. 1999. *Drilled Shafts: Construction procedures and design methods*. FHWA Publication No. FHWA-IF-99-025. Dept of Transp., Federal Highway Admin, McLean, VA.
- *R0M 94-04. Recomendaciones Geotécnicas para obras marítimas*. 1994. Mº Fomento.
- *ROM 05-05. Recomendaciones Geotécnicas para obras marítimas*. 2005. Mº Fomento.
- ROWE, R. K. & ARMITAGE, H. H. 1987. *A design method for drilled piers in soft rock. Canadian Geotech J*, 24(1): 126-142.
- SERRANO, A. & OLALLA, C. 1996. *Cargas admisibles de cimentaciones en roca basadas en un criterio de rotura no lineal.* CEDEX. Mº Fomento.
- SERRANO, A. & OLALLA, C. 2002. *Ultimate bearing capacity at the tip of a pile in rock – part 1 y 2*. Int J of Rock Mech and Min Sci, 39: 833-846.
- SERRANO, A. & OLALLA, C. 2002. *Carga de hundimiento por punta de pilotes en rocas*. CEDEX. Mº Fomento.
- SERRANO, A., OLALLA, C. & RÍOS, D. *Resistencia por fuste de pilotes empotrados en roca: Estudio comparativo entre distintos métodos de cálculo y normativas.* Ingeniería Civil, 150/2008.
- *TENG, W.C*. 1962. *Foundation Design*. Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N.J.
- TURNER, J. 2006. *Rock-socketed shafts for highway structure foundations*. A Synthesis of Highway Practice, NCHRP Synthesis 360.
- VIPULANANDAN, C, HUSSAIN, A., & USLUOGULARI O. 2007. *Parametric study of open core-hole on the behavior of drilled shafts socketed in soft rock*. Contemporary Issues in Deep Foundations, Proc of Geo-Denver 2007, GSP 158, Denver, Colorado.
- WILLIAMS, A. F. & PELLS, P. J. N. 1981. *Side resistance of rock sockets in sandstone, mudstone, and shale*. Canadian Geotech J, Ottawa, Canada, 18(4): 502-513.
- *WILLYE, D.C*. 1999. *Foundation on Rock*. 2nd Edition. Ed. By E & Spon. London.
- *YANG, K.* 2006. Analysis of laterally Loaded Drilled Shafts in Rock" Ph.D. dissertation, University of Akron, Akron, Ohio.
- ZHANG, L. 2004. *Drilled Shafts in Rock –Analysis and Design*. A. A. Balkema Publishers, London, UK.
- ZHANG, L. & EINSTEIN, H. H. 1998. *End bearing resistance of drilled shafts in rock.* Journal of Geotech and Geoenv Eng, ASCE, 124(7): 574-584.
- ZHANG, 2009,"*Considering the effect of discontinuites in the prediction of end bearing of rock socketed shafts"* ISRM-Sponsored International Symposium of Rock Mechanics: "Rock characterisation, modelling and engineering Design Methods".

Evaluación experimental del funcionamiento y la precisión de varios sistemas de pesaje dinámico de instalación fija

JESÚS MARÍA LEAL BERMEJO (*) y ANTONIO ISIDORO CRUZ (*)

RESUMEN En este artículo se resume el estudio comparativo del funcionamiento de tres sistemas de pesaje dinámico de instalación fija en el pavimento, incluyendo los ensayos para conocer su precisión inicial (tras la calibración) y en servicio (tras 5 meses de funcionamiento).

EXPERIMENTAL EVALUATION OF SEVERAL PERMANENT WEIGH-IN-MOTION (WIM) SYSTEMS PERFORMANCES AND ACCURACIES

ABSTRACT *In this paper a comparative study on the performance of three weigh-in-motion systems of fixed installation in road pavement is described, including the tests carried out in order to evaluate their initial (after calibration) and in service (after a working period of 5 months) accuracies.*

Palabras clave: Pesaje en movimiento, Pesaje dinámico, Piezoeléctrico, Piezocerámico, Piezopolímero, Pesos de vehículos, Cargas del tráfico.

Keywords: Weigh-in-motion, Dynamic weighing, WIM, Piezoelectric, Piezoceramic, Piezopolymer, Vehicle weights, Traffic loads.

1. INTRODUCCIÓN

El Centro de Estudios del Transporte (CET) del CEDEX comenzó en 1987 las campañas anuales de pesaje dinámico en la Red de Carreteras del Estado que duraron hasta 2003, utilizando para su realización básculas dinámicas portátiles de tipo capacitivo. Mediante estas campañas se proporcionó a la Dirección General de Carreteras (DGC) una base de datos de tráfico con todas las variables de los vehículos circulantes por la Red de Carreteras del Estado (RCE) y, en especial, del peso.

Dada la evolución de los sistemas fijos de pesaje dinámico en los últimos 20 años, se ha considerado que ya es viable y además conveniente disponer de una red de este tipo de sistemas en las carreteras del Estado para conocer los pesos y cargas por eje de los vehículos circulantes. Con el fin de estudiar el comportamiento y precisión de varios sistemas de pesaje dinámico diferentes, en la autovía A-5 en Badajoz, se ha realizado una instalación piloto en febrero de 2009 de 3 sistemas de la tipología que mejor se ajusta en calidad y precio a las necesidades de la Subdirección General de Planificación de la DGC, la de los sensores piezoeléctricos.

Independientemente de dar datos para conocer la agresividad (factor de equivalencia) de los vehículos pesados para el cálculo de firmes, la instalación de equipos de pesaje dinámico fijos podría tener su aplicación en otros aspectos, como el cálculo de las cargas transportadas o la preselección de vehículos sobrecargados en el flujo del tráfico para su desvío a una báscula estática para su posible sanción, siendo posible conjugar al mismo tiempo ambas opciones.

2. CARACTERÍSTICAS DE LOS SISTEMAS DE PESAJE DINÁMICO FIJO

Los sistemas de pesaje dinámico vienen definidos por la tipología de los sensores de peso, que son los elementos clave. Estos sensores transforman el peso de los ejes y vehículos en señales eléctricas proporcionales, que después son procesadas por la electrónica del equipo, dando la magnitud de las variables y el tratamiento informático correspondiente.

Los sensores de pesaje en movimiento se dividen en dos tipos: los superficiales y los lineales. La diferencia fundamental entre unos y otros es que los primeros tienen una anchura que permite que la rueda de un vehículo apoye totalmente sobre el sensor, captando de una sola vez el peso; mientras que los segundos son más estrechos que la superficie de apoyo en el firme de una rueda, por lo cual necesitan integrar los sucesivos pesos que la rueda va ejerciendo, sobre el sensor, a su paso. Los sensores superficiales más comunes son las placas capacitivas y los basados en bandas extensométricas (placas

(*) Centro de Estudios del Transporte, CEDEX.

de flexión, células de carga, etc). Los sensores lineales más comunes son fundamentalmente los piezoeléctricos, aunque también existen las barras capacitivas y los de fibra óptica.

Entre las características más importantes para la selección de un sistema de pesaje dinámico se encuentran la precisión, la durabilidad, la facilidad de instalación y el precio.

En cuanto a la precisión, estos sistemas tienen unas limitaciones claras y no pueden ser usados cuando se necesite una alta exactitud en el peso de cada vehículo individual, pues lo que miden es la carga dinámica que ejercen las ruedas del vehículo sobre el pavimento que, para firmes en buen estado y a velocidades normales, oscila alrededor de un +/- 20% del peso real (estático) del vehículo. Este efecto se puede corregir de alguna manera por medio de una calibración adecuada del sistema, pudiendo conseguirse un error medio para el conjunto de una muestra de vehículos menor del +/- 3%, pero en las medidas de cada vehículo individual es normal que para una cierta proporción de los vehículos el error en el peso sea mayor del +/- 15% o incluso más.

Respecto a la durabilidad de los sensores, los más resistentes al tráfico, a los problemas atmosféricos y más fáciles de desmontar y reparar son las placas de flexión, con una vida útil de más de 10 años, aunque también son los que requieren una mayor excavación en el firme para su implantación. Los piezoeléctricos dependen del sistema de fijación y prácticamente no tienen reparación, siendo su periodo de funcionamiento normal de hasta 6 años. Los capacitivos superficiales pueden repararse pero su vida útil es muy variable, siendo su periodo de tiempo medio de funcionamiento de 1 año.

Las características superficiales y estructurales del firme en el emplazamiento elegido tienen una influencia importante en la precisión de los resultados, por ello la geometría de la carretera y el estado del firme deben estar dentro de unas ciertas especificaciones, que vienen detalladas en las distintas normas existentes sobre el tema, como la norma ASTM E1318 (Standard Specifications for Highway Weigh-in-Motion (WIM) Systems With User Requirements and Test Method) y las European WIM Specifications del COST 323.

Respecto a los precios de los sistemas de pesaje dinámico, los equipos de placas de flexión y los de piezoeléctricos de cuarzo son muy similares y para una instalación en autovía de cuatro carriles superan ampliamente los cien mil euros. Los sistemas con sensores de tipo piezopolímero o piezocerámico son también muy parecidos entre sí y están sobre los cuarenta mil euros para el mismo tipo de instalación.

3. SELECCIÓN DE LOS SISTEMAS INSTALADOS EN BADAJOZ

De acuerdo con los requerimientos de la Subdirección General de Planificación de la DGC, la primera opción que se consideró para obtener el peso de ejes y vehículos consistía en instalar sensores de peso en las actuales estaciones de aforo de la Red Nacional de Aforos, empotrándolos junto a los lazos de inducción. Esto hizo que se descartaran desde un primer momento las placas de flexión, ya que por su tamaño y disposición serían incompatibles con las actuales estaciones. El segundo tipo que se descarto fueron los piezoeléctricos de cuarzo, por su precio. Las esteras capacitivas, aunque se pueden instalar de forma permanente, también se descartaron, primero por su tamaño y disposición y, en segundo lugar, por su variable durabilidad.

Los sensores elegidos para su instalación se redujeron a dos tipos de piezoeléctricos: el primero de tipo piezopolímero y el segundo de tipo piezocerámico. La diferencia entre los dos es que el piezopolímero es un plástico especial y el piezocerámico es un polvo mineral comprimido.

El problema en general de los sensores piezo es que les afecta la temperatura y, por tanto, la respuesta a una misma carga es diferente a diferentes temperaturas. Sin embargo, no les afecta de la misma manera a todos los materiales piezo. Así, a los de tipo cerámico les afecta de forma lineal, mientras que los polímeros siguen una relación no lineal, más compleja. A los de tipo cuarzo no les afecta la temperatura, siendo su respuesta constante e independiente de ésta, aunque tienen como inconveniente su alto precio.

A la vista de estas consideraciones se eligieron los sistemas comercializados en España por tres empresas diferentes, que por orden alfabético son: KINEO, SICE y TECBAS. Dos de ellas utilizan sensores de polímeros y una cerámico. Las empresas extranjeras fabricantes de los equipos son, también por orden alfabético:

Tipo piezopolímero:
MSI Road Trax (USA) - QUIXOTE PEEK TRAFFIC (USA).

Tipo piezopolímero:
MSI Road Trax (USA) - TDC Systems Ltd (UK).

Tipo piezocerámico:
Vibracoax-STERELA.

4. OBTENCIÓN DE LA SILUETA DEL TRÁFICO DE LA RED DE CARRETERAS DEL ESTADO

Los equipos electrónicos de los sistemas de pesaje pueden clasificar los vehículos según una silueta muy detallada, pues tienen incorporados programas de toma de datos y tratamiento de los mismos que, normalmente, se ajustan al tráfico y a las normas de los países fabricantes. Así, por ejemplo, los equipos norteamericanos o sudafricanos suelen incorporar la silueta de vehículos según la clasificación de la FHWA con un total de 13 clases. Por tanto, es necesario adaptar la configuración interna de los equipos a la realidad del tráfico y sus

FIGURA 1. Silueta propuesta por el CET.

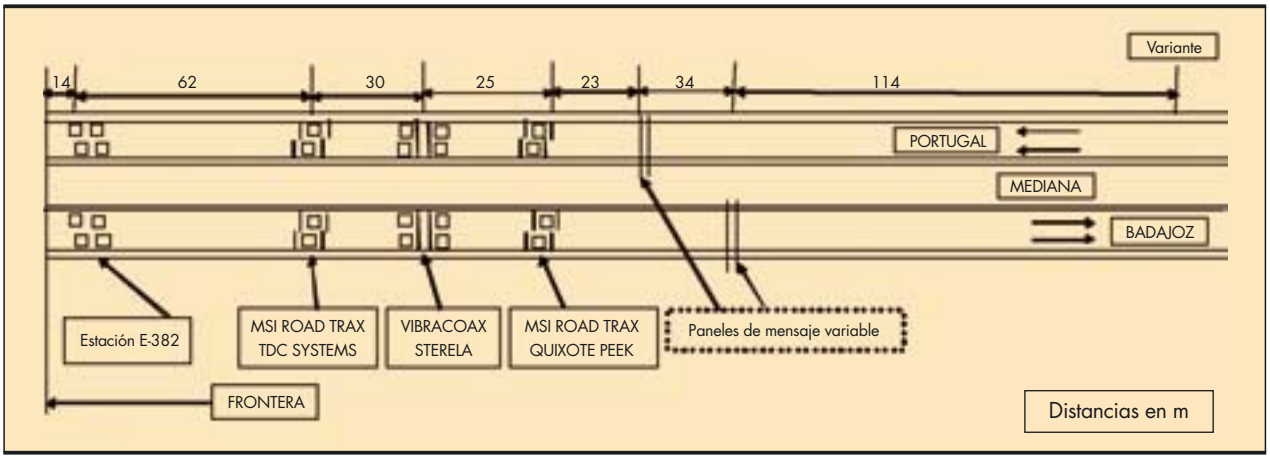


FIGURA 2. Instalación definitiva de los tres sistemas de pesaje dinámico fijo. A-5 frontera con Portugal.
NOTA: Las casetas están situadas en la calzada sentido Badajoz (España).

normas en España. Para ello se realizó una programación introduciendo los parámetros de todas las clases y tipos de vehículos más comunes que se pueden encontrar en cualquier carretera de nuestro país, entre los que se encuentran las longitudes, la distancia entre ejes consecutivos y los tipos de eje, de cada una de las clases y tipos de vehículo.

Para obtener la silueta del tráfico que representara a la totalidad del parque de vehículos en España se utilizó la base de datos de tráfico obtenida por el CET durante las campañas con básculas dinámicas portátiles realizadas de 1987 a 2003.

5. INSTALACIÓN

La instalación de los tres equipos elegidos se realizó por indicación de la Subdirección General de Planificación de la DGC en el p.k. 407,7 de la A-5, junto a la estación permanente de aforo E-382 en la frontera con Portugal. El tramo, situado entre la frontera y la variante de circunvalación de Badajoz, mide unos 300 m y se inspeccionó antes de la instalación, encontrándose en los carriles derechos de ambas calzadas roderas con profundidades de hasta 1 cm, por lo cual se solicitó a la Unidad de Carreteras y a la empresa de conservación integral que se eliminasen las roderas mediante fresado y se extendiese una nueva capa de rodadura. Una vez finalizada la operación se midió la regularidad superficial en los carriles exteriores de ambas calzadas mediante el perfilómetro láser del que dispone el CET, calculando el IRI y comparándolo con el que marcan las Especificaciones Europeas del Pesaje en Movimiento [1]. Los IRI medidos en los hectómetros donde estaban situados los equipos variaron entre 1,33 y 2,48 dm/hm, por lo que, de acuerdo con las Especificaciones Europeas del Pesaje en Movimiento, el tramo se puede considerar como "BUENO" (hasta un IRI de 2,6). En consecuencia, se consideró que el emplazamiento en cuanto al firme reunía las condiciones precisas para la instalación, aunque con algunos pequeños inconvenientes de otro tipo, como que estaba situado a 75 m de un puente, en una frontera internacional y muy próximo a una bifurcación de la autovía (la antigua carretera que atraviesa Badajoz y la nueva variante), que provocan que los vehículos entren acelerando en el tramo de ensayo de los equipos.

La Figura 2 refleja la disposición final de los equipos. Como se puede observar, la disposición de los sensores de peso y los lazos de los sistemas instalados por MSI-TDC SYSTEMS y MSI QUIXOTE PEEK es la misma, ya que en realidad es el mismo sistema de pesaje pero con distinta electrónica.

El procedimiento de instalación de los tres equipos es muy similar (véanse las Figuras 3, 4, 5 y 6), diferenciándose en la fijación del sensor de peso y en las resinas empleadas. En todos los casos, tanto para los lazos de inducción como para los sensores de peso, se abren rozas en el pavimento con discos de

FIGURA 3. Serrado.

FIGURA 4. Sensor piezopolímero.

FIGURA 5. Sensor piezocerámico.

FIGURA 6. Estación de pesaje terminada.

diamante. Unos lo hicieron en seco y otros con agua. Al final todo se sella con productos asfálticos y resina. La instalación de los sensores de tipo cerámico es más laboriosa, puesto que es un sensor más frágil que requiere un tratamiento de resina a su alrededor, que impida que la posible deformación del firme por el calor afecte al sensor.

El tiempo necesario para realizar una instalación completa depende del tipo de sensor de peso y de la resina empleada para sujetarlos. En general cada uno se ajustó a las especificaciones del fabricante, pudiendo variar el tiempo de curado de la resina desde unas pocas horas hasta 1 día. En esta instalación, por cuestiones de regulación del tráfico, no se permitió cortar la circulación de más de un carril al mismo tiempo, por lo que la instalación de los equipos se adaptó a la del más lento y duró cuatro días, uno por cada carril de la autovía.

6. CALIBRACIÓN

Finalizada la instalación de los sensores en la calzada hay que proceder a su calibración. Esta operación la llevaron a cabo los técnicos de las empresas y consiste en hacer corresponder las lecturas suministradas por los equipos respecto a vehículos cuyo peso es conocido con los pesos reales (estáticos) de los mismos. El CET puso a su disposición cuatro camiones (dos rígidos y dos articulados) representativos del tráfico en el emplazamiento. Cada vehículo de calibración pasó más de 19 veces sobre los sensores de los equipos a la velocidad normal de recorrido (véase la Figura 7, haciéndose coincidir el peso dinámico medio proporcionado por el sistema, para el conjunto de las pasadas de cada vehículo utilizado en la operación, con su peso estático medido en una báscula de una Inspección Técnica de Vehículos (ITV) cercana.

7. ENSAYOS DE VERIFICACIÓN DE LA PRECISIÓN DE LOS EQUIPOS

Cuando finalizó la calibración, el CET, utilizando los mismos camiones procedió a realizar una prueba de comprobación de la exactitud de todos los parámetros recogidos por el equipo: aforo, velocidad, silueta y peso.

Al cabo de unos meses se realizó otra prueba de verificación de la exactitud de los equipos, con cinco camiones (dos rígidos, dos articulados y un tren de carretera) de peso conocido, con objeto de evaluar la variación de la precisión de los sistemas después de las altas temperaturas del verano. En el capitulo 8 se describen los resultados obtenidos en estas pruebas.

FIGURA 7. Calibración de los tres sistemas de pesaje.

8. SEGUIMIENTO DE LA TOMA DE DATOS DURANTE 5 MESES

El objetivo de realizar un seguimiento de la toma de datos de los equipos durante varios meses era detectar posibles problemas de funcionamiento defectuoso durante un periodo largo con diferentes condiciones climáticas.

Para poder efectuar este seguimiento, los datos se debían de recibir a distancia, tanto en la DGC como en el CET, vía modem, es decir mediante tarjetas telefónicas instaladas en los equipos y en los centros de trabajo. Sólo una empresa cumplió este requisito, tanto en cuanto a configuración de salida como a la recepción de datos, mientras que las otras dos proporcionaron los datos mediante un CD. En cualquier caso, habiendo obtenido el CET los datos vía modem o por CD, se ha realizado un seguimiento de los resultados obtenidos durante 5 meses.

Para que el volumen de datos no resultase excesivo e inmanejable pero a la vez fuera representativo, se optó por considerar los datos de dos días a la semana, empezando los días 1 (miércoles) y 2 (jueves) de julio y haciendo que en las semanas siguientes los días fueran los consecutivos a los de la semana anterior. De esta manera, en la semana siguiente los datos tomados corresponderían al viernes y al sábado, en la siguiente al domingo y al lunes, y así sucesivamente hasta los dos últimos días, que correspondieron al 26 (jueves) y 27 (viernes) de noviembre. En total se estudiaron datos de 38 días, a los que hay que unir los dos días de la prueba de verificación de la precisión en servicio, que se realizaron los días 7 (miércoles) y 8 (jueves) de octubre, lo que resulta un total de 40 días.

Del trabajo de seguimiento de los datos proporcionados por los equipos, se puede deducir, en base a la experiencia y al contraste entre sus resultados, qué sistema presenta algún problema o se aleja más de los otros dos, aunque de este análisis no es posible averiguar cual tiene más precisión.

En cuanto a **aforo** y **velocidad**, en los tres equipos se obtienen resultados similares (véase la Tabla 1), ya que como aforadores funcionan correctamente, excepto en los casos en los que se observe una avería, como es en el caso del equipo con sensores de polímeros denominado piezopolímero 2, en el carril 3. Respecto a la **silueta**, el equipo con sensores cerámicos considera a los camiones con remolque como dos vehículos, con lo cual este tipo de vehículo no aparece, lo que además provoca problemas en todas las demás variables excepto en la velocidad. En cuanto al **peso total** acumulado en cada día en los que se tomaban los datos, al tratarse de días de la semana correlativos, se observa, en la Figura 8, la típica curva con poco tráfico pesado los fines de semana y, por tanto, casi sin peso acumulado en los sábados y domingos, en la que se ve claramente que el equipo con sensores de polímeros, denominado piezopolímero 1, se fue desviando apreciablemente tanto respecto a los otros dos equipos como en relación a los pesos acumulados en días similares de las semanas anteriores, por lo que se puede deducir que fue perdiendo la calibración.

9. RESULTADOS EN LA VERIFICACIÓN DE LA PRECISIÓN DE LOS EQUIPOS

9.1. RESULTADOS DE PRECISIÓN EN AFORO, VELOCIDAD, SILUETA Y LONGITUD

Con los resultados obtenidos en la prueba de verificación de la precisión de octubre de 2009, tras más de 5 meses de funcionamiento, se ha realizado la Tabla 1**,** donde se pueden ver tres cuadros correspondientes a cada uno de los sistemas de pesaje, que muestran el error relativo medio en cuatro variables (aforo, velocidad, silueta y longitud) de las cinco medidas en las pruebas mencionadas, en las que se utilizaron 5 vehículos pesados. Como el peso es la variable fundamental que define la bondad de un sistema de pesaje dinámico, los resultados respecto de esta variable se dan en un subcapítulo aparte. Analizando detalladamente los resultados se puede decir que:

AFORO: El equipo que obtiene mejores resultados es el piezocerámico (4,3% de error en la autovía). Esta variable no es significativa, ya que cualquier equipo afora con errores muy bajos, excepto cuando hay posibles averías (piezopolímero 2, carril 3) o cambios de carril en el tráfico.

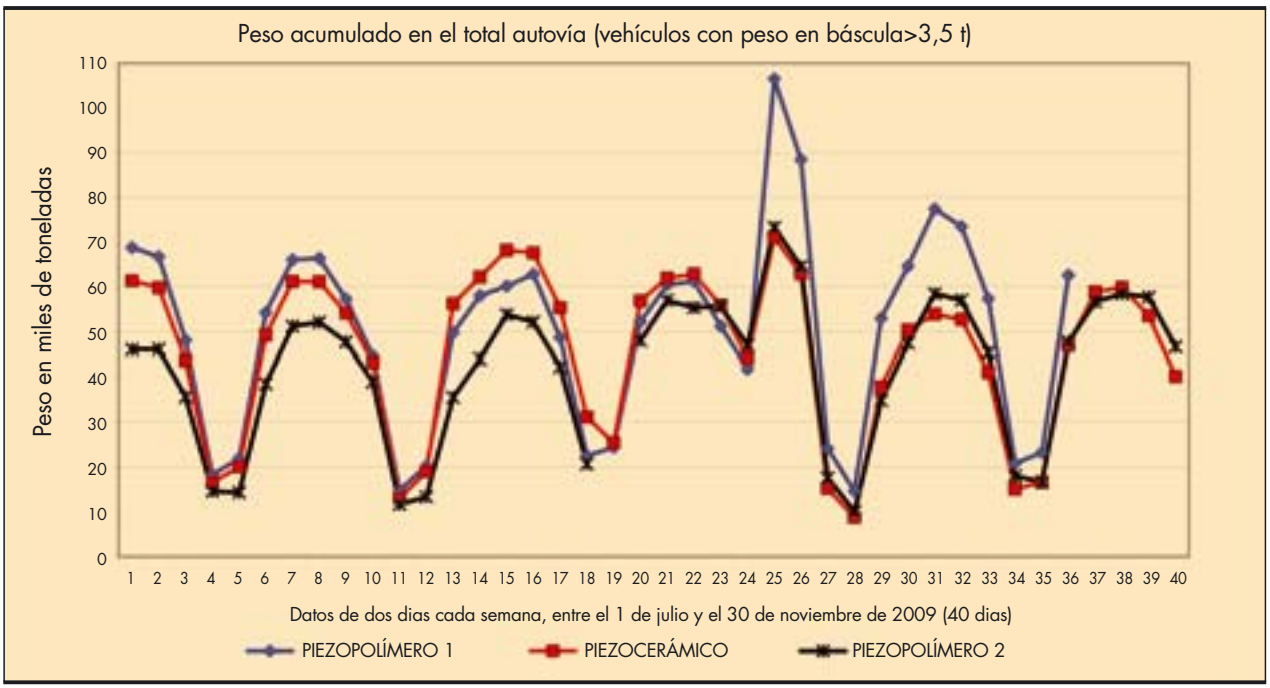


FIGURA 8. Peso acumulado medido en el total de la autovía por los equipos, dos días a la semana durante cinco meses.

PIEZOPOLIMERO 1	Error relativo medio (%)				
	Aforo		Silueta		Velocidad
Carril 1	3,13		3,9		0,01
Carril 2	10,58		14,1		0,21
Carril 3	4,15		5,8		0,96
Carril 4	14,41		16		–0,36
Autovía	**5,13**		**6,7**		**0,29**
Longitud total	**2 ejes**	**3 ejes**	**4 ejes**	**5 ejes**	**Trenes**
Carril 1	–16,2	–18,8	–12,8	–12,0	–7,4
Carril 2	–20,9	–21,5	–15,8	–13,5	–9,6
Carril 3	–19,9	–21,8	–12,5	–12,5	–9,4
Carril 4	–23,1	–23,6	–16,2	–13,4	–9,6

PIEZOPOLIMERO 2	Error relativo medio (%)				
	Aforo		Silueta		Velocidad
Carril 1	2,67		6,5		1,98
Carril 2	5,43		7,2		2,56
Carril 3	–19.5		19,6		1,63
Carril 4	1,95		9,2		0,82
Autovía	**–7,03**		**11,9**		**1,75**
Longitud total	**2 ejes**	**3 ejes**	**4 ejes**	**5 ejes**	**Trenes**
Carril 1	4,0	–0,2	1,7	1,7	0,9
Carril 2	3,1	–0,9	2,0	2,9	1,6
Carril 3	4,8	1,1	2,4	3,4	2,1
Carril 4	5,2	1,4	3,7	3,3	2,5

PIEZOCERÁMICO	Error relativo medio (%)				
	Aforo		Silueta		Velocidad
Carril 1	3,38		22,7		2,77
Carril 2	6,96		16,1		1,84
Carril 3	3,93		17,2		1,49
Carril 4	6,91		17		1,15
Autovía	**4,23**		**19,2**		**1,73**
Longitud total	**2 ejes**	**3 ejes**	**4 ejes**	**5 ejes**	**Trenes**
Carril 1	3,5	–3,8	1,2	4,1	–9,6
Carril 2	2,8	–4,3	–0,1	–1,6	–9,3
Carril 3	2,8	–3,9	–0,1	–0,3	–7,6
Carril 4	2,5	–4,0	0,3	0,5	–7,7

TABLA 1. Error relativo medio obtenido en cuatro de las variables comprobadas durante las pruebas de verificación de la precisión llevada a cabo tras cinco meses de funcionamiento.

VELOCIDAD: Todos los equipos miden la velocidad correctamente, siendo el más preciso el piezopolímero 1, con un error del 0,29% para el conjunto de la autovía.

SILUETA: El equipo mejor en este apartado es el piezopolímero 1, con un error del 6,7% para el conjunto de la autovía. El sistema que dio un error más alto fue el piezocerámico, debido a que clasificaba a los trenes de carretera como dos vehículos diferentes y también porque se desconfiguraron los parámetros de entrada de los autocares.

LONGITUD: El mejor resultado lo obtiene el equipo piezopolímero 2, con un rango de variación entre –0,9% y 5,2% para todos los vehículos y todos los carriles. El equipo piezopolímero 1, en cambio, estaba totalmente descalibrado. El equipo Piezocerámico medía bien todos los vehículos menos los trenes de carretera.

9.2. BASES PARA EL ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS DE PRECISIÓN EN EL PESO

Los resultados de verificación de la precisión de los equipos en cuanto a la medida del peso se suelen expresar de dos maneras diferentes:

a) En función del error relativo medio (sesgo) obtenido por los equipos para cada variable y de la dispersión de las medidas alrededor del error relativo medio, expresada a través de la desviación típica porcentual (coeficiente de variación).

b) A través de las proporciones (nivel de confianza) de medidas cuyo error relativo está dentro de una determinada tolerancia. Este es el enfoque escogido por las Especificaciones Europeas del Pesaje en Movimiento [1] elaboradas en la Acción COST-323, y tiene la ventaja de que a través de un solo número (la tolerancia) se tiene una idea del sesgo y la dispersión de resultados.

Las Especificaciones Europeas del COST-323 sobre el Pesaje en Movimiento clasifican los sistemas en función de la precisión obtenida en cada variable. De acuerdo con estas recomendaciones, la precisión sólo puede ser definida estadísticamente por el intervalo de confianza del error relativo del peso de un vehículo o de un eje, sencillo o múltiple. El intervalo de confianza es la tolerancia para un cierto nivel de confianza (normalmente superior al 90%). La Tabla 2 muestra los intervalos de confianza especificados para las 7 clases de precisión de los sistemas de pesaje, representando el número entre paréntesis la tolerancia (en %) en la medida del peso bruto de los vehículos, mientras que la Tabla 3 muestra el nivel de confianza exigible en función del número de pruebas de peso realizadas y de las condiciones del tráfico y climáticas en que se han llevado a cabo.

El CET adquirió sensores del tipo **C(15)** para todos los equipos, es decir, que deben cumplir que la tolerancia en el peso bruto de los vehículos esté dentro del +/– 15%. En la primera prueba de verificación de la precisión, realizada el 12 de febrero de 2009 para los equipos piezopolímero 2 y piezocerámico, y el 21 de abril de 2009 para el equipo piezopolímero 1, el número de veces que fueron pesados los camiones (4 vehículos para los equipos piezopolímero 2 y piezocerámico, y 2 vehículos para el piezopolímero 1) estuvo próximo a 60. Teniendo en cuenta que el ensayo se ajusta a las condiciones de reproducibilidad limitada del tráfico (es decir un pequeño número de vehículos representativos del tráfico en la carretera), entrando en la Tabla 3, el nivel de confianza exigible en este caso es del 94,2%. En la segunda prueba de verificación de la precisión a los cinco meses de funcionamiento, el número de veces que fueron pesados los camiones estuvo muy por encima de 120, por lo que, para quedarse del lado de la seguridad, se tomó como nivel de confianza exigible el 97%.

Criterios (tipo de medida)	Dominio de aplicación	Clases de precisión: Amplitud del intervalo de confianza (%)						
		A(5)	B(7)	B(10)	C(15)	D(20)	D(25)	E
1. Peso total	PT>35 KN	5	7	10	**15**	20	25	>25
Carga por eje	CE>20 KN							
2. Eje múltiple		7	10	13	**18**	23	28	>28
3. Eje simple		8	11	15	**20**	25	30	>30
4. Eje de un grupo		10	14	20	**25**	30	35	>35
Velocidad	V>30 km/h	2	3	4	6	8	10	>10
Distancia entre ejes		2	3	4	6	8	10	>10
Intensidad total de la circulación		1	1	1	3	4	5	>5

TABLA 2. Amplitud (+/– %) de los intervalos de confianza de la precisión de los sistemas en función del criterio de medida, según las Especificaciones Europeas del Pesaje en Movimiento.

	Tamaño de la muestra (número de repeticiones n)					
Condiciones de ensayo	**10**	**20**	**30**	**60**	**120**	
Plena repetibilidad	95	97,2	97,9	98,4	98,7	99,2
Repetibilidad extendida	90	94,1	95,3	96,4	97,1	98,2
Reproducibilidad limitada	85	90,8	92,5	**94,2**	95,2	**97,0**
Plena reproducibilidad	80	87,4	89,6	91,8	93,1	95,4

TABLA 3. Niveles mínimos de confianza de los intervalos de confianza, en función del número de repeticiones (n) de medidas del peso de los camiones y de las condiciones climáticas del ensayo, según las Especificaciones Europeas del Pesaje en Movimiento.

9.3. RESULTADOS DE SESGO Y DISPERSIÓN DE LAS MEDIDAS DE PESO

Como se ha comentado, para verificar la precisión de los sistemas de pesaje se realizaron una serie de pasadas sobre los sistemas de pesaje con camiones de peso conocido, comprobándose todas las variables estudiadas (aforo, velocidad, longitud y peso). En todas, menos en el peso, los resultados fueron aceptables. Las Tablas 4A y 4B muestran el error de los datos suministrados por los equipos en las pruebas realizadas después de 5 meses de funcionamiento para los vehículos de peso conocido que se hicieron pasar sobre los sistemas de pesaje.

Se ha considerado que los valores aceptables para las distintas variables evaluadas (peso total, peso de los ejes simples, peso de los grupos de ejes, etc) son de un +/– 5% para el error relativo medio y, en cuanto a la desviación típica, un porcentaje equivalente a la mitad de la amplitud del intervalo de confianza según las Especificaciones Europeas del Pesaje en Movimiento para cada criterio de selección. Como se puede ver, el equipo piezocerámico cumple las exigencias en todos los carriles excepto en el 1, y el piezopolímero 2 sólo en el carril 1 para el criterio de ejes simples.

En el gráfico de la Figura 9, se representa el error relativo medio obtenido por cada sistema para cada tipo de vehículo en función del peso de éste (peso vehículo **1**: 18.070 kg; peso vehículo **2**: 18.300 kg; peso vehículo **3**: 25.835 kg; peso vehículo **4**: 40.015 kg; peso vehículo **5**: 40.655 kg). En él se aprecia que las líneas poligonales correspondientes a los equipos piezopolímero 1 y piezopolímero 2 son prácticamente las mismas pero desplazadas respecto al eje de abcisas, es decir, al tener los mismos tipos de sensores, su comportamiento es similar para cada tipo de vehículo, pero varían en la calibración. El sistema piezopolímero 1 tiene una calibración por exceso con errores relativos positivos y el piezopolímero 2 por defecto con errores

Tipo de sensor C-15	Número de vehículos pesados por los equipos, error relativo medio (%) y desviación típica (σ) (%)											
	Error relativo medio aceptable: Hasta 5% — Desviación típica aceptable (σ): +/- 7,5%											
	Carril 1			Carril 2			Carril 3			Carril 4		
	Número	Error	σ	Número	Error	σ	Número	Error	σ	Número	Error	σ
PP 1	246	12,2	29,7	152	125,4	71,8	223	13,7	18,6	167	29,6	27,4
PP 2	265	**3,5**	9,2	227	–11,2	11,8	192	–14,2	10,1	243	–23,4	10,1
PC	128	–25,4	13,3	196	**–1,2**	**5,0**	214	**1,6**	**3,7**	213	**3,0**	**5,7**

TABLA 4A. Errores relativos medios y desviaciones típicas del conjunto de medidas de todos los vehículos y todos los tipos de ejes en la prueba después de 5 meses de funcionamiento (se han resaltado los resultados que se consideran aceptables).
PP 1: Piezopolímero 1. PP 2: Piezopolímero 2. PC: Piezocerámico.

Número de ejes simples pesados por los equipos, error relativo medio (%) y desviación típica (%)												
Tipo de sensor C-15	Error relativo medio aceptable: Hasta 5%						Desviación típica aceptable: +/- 10%					
	Carril 1			Carril 2			Carril 3			Carril 4		
	Número	Error	σ	Número	Error	σ	Número	Error	σ	Número	Error	σ
PP 1	486	6,4	27,2	287	118,9	72,8	418	7,2	17,2	291	21,0	29,2
PP 2	527	**–3,9**	**9,7**	458	–17,6	12,0	192	14,2	10,1	491	–28,9	**6,7**
PC	209	–25,1	20,7	263	**–1,6**	**6,9**	391	**–0,8**	**6,0**	404	**3,2**	**6,8**

Número de ejes multiples pesados por los equipos, error relativo medio (%) y desviación típica (%)												
Tipo de sensor C-15	Error relativo medio aceptable: Hasta 5%						Desviación típica aceptable: +/- 9%					
	Carril 1			Carril 2			Carril 3			Carril 4		
	Número	Error	σ	Número	Error	σ	Número	Error	σ	Número	Error	σ
PP 1	193	20,9	32,6	116	142,6	77,1	172	23,7	23,6	118	40,7	31,8
PP 2	211	13,7	13,0	186	**–1,0**	14,8	159	–5,1	16,1	195	–16,2	12,6
PC	85	–27,7	12,7	154	**–3,9**	**5,2**	166	**3,6**	**4,8**	166	**2,2**	**7,7**

Número de ejes de grupo pesados por los equipos, error relativo medio (%) y desviación típica (%)												
Tipo de sensor C-15	Error relativo medio aceptable: Hasta 5%						Desviación típica aceptable: +/- 12,5%					
	Carril 1			Carril 2			Carril 3			Carril 4		
	Número	Error	σ	Número	Error	σ	Número	Error	σ	Número	Error	σ
PP 1	430	20,0	33,8	235	143,7	80,1	390	23,1	25,3	259	39,6	33,8
PP 2	475	13,8	16,3	420	**–1,6**	16,4	360	–6,7	17,5	440	–16,8	14,4
PC	188	–29,2	14,9	351	**–3,9**	**6,8**	380	**3,1**	**5,6**	382	**2,3**	**8,9**

TABLA 4B. Errores relativos medios y desviaciones típicas del conjunto de medidas de todos los vehículos y todos los tipos de ejes en la prueba después de 5 meses de funcionamiento (se han resaltado los resultados que se consideran aceptables).
PP 1: Piezopolímero 1. PP 2: Piezopolímero 2. PC: Piezocerámico.

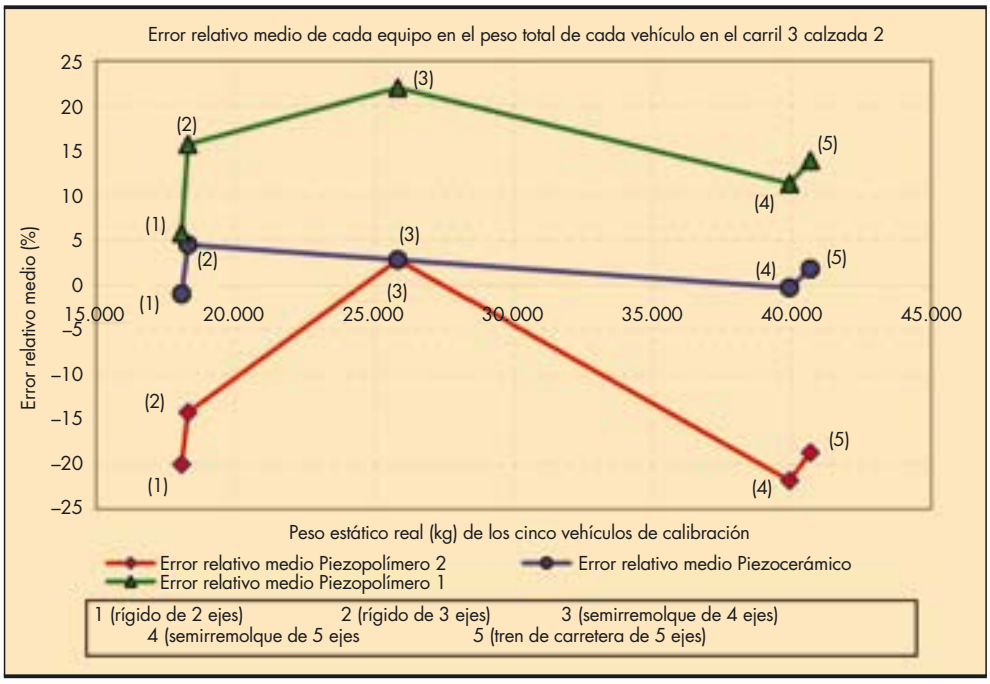


FIGURA 9. Error relativo, para el total de medidas realizadas con cada uno de los vehículos de prueba, en uno de los carriles de la autovía, tras 5 meses de funcionamiento.

relativos negativos. En cuanto al sistema piezocerámico, la calibración conseguida es más precisa, ajustándose al eje de abcisas con unos errores medios inferiores al 5% para todos los vehículos. Al reflejar tanto la Tabla 4 como la Figura 4 el funcionamiento de los equipos al cabo de 5 meses, parece evidente que sólo el sistema piezocerámico ha mantenido la calibración.

9.4. RESULTADOS DE CLASIFICACIÓN DE LOS EQUIPOS SEGÚN LAS ESPECIFICACIONES EUROPEAS

Los resultados de la Tabla 5 muestran el número absoluto y el porcentaje de pasadas (que equivale al nivel de confianza) cuya precisión está dentro de la tolerancia especificada para cada clase de precisión (el número que figura al lado de la letra de la clase en cuestión) en las especificaciones europeas del COST 323, obtenido en las pruebas realizadas tanto inmediatamente después de la calibración como al cabo de 5 meses, para el peso bruto de los vehículos.

Se observa que en la prueba inicial el equipo piezocerámico cumple en tres carriles para una clase superior a la exigida (B10), mientras que desde el primer momento ya se puso de manifiesto que el carril 1 no funcionaba de forma correcta. El equipo piezopolímero 1 cumplió en la prueba inicial en los carriles 2, 3 y 4 pero falló en el 1, y el equipo piezopolímero 2 no llego a alcanzar la precisión exigida a la clase C(15) en ningún carril.

Al cabo de cinco meses, se confirmó la avería del carril 1 en el sistema piezocerámico, pero los otros tres carriles seguían cumpliendo con la clase de precisión C(15) e incluso dos de ellos, el 3 y el 4, con la B(10), mientras que tanto los sistemas piezopolímero 1 como piezopolímero 2 se habían descalibrado totalmente.

PRUEBA INMEDIATAMENTE DESPUÉS DE LA CALIBRACIÓN INICIAL													
Clase de sensor por su precisión	Numero de pasadas: N=Totales en el carril n=dentro del intervalo	PIEZOPOLÍMERO 1				PIEZOPOLÍMERO 2				PIEZOCERÁMICO			
		Carril 1	Carril 2	Carril 3	Carril 4	Carril 1	Carril 2	Carril 3	Carril 4	Carril 1	Carril 2	Carril 3	Carril 4
		45	**44**	**46**	**43**	**70**	**45**	**66**	**42**	**71**	**48**	**65**	**44**
A5	–5<n<+5	21	19	31	20	23	12	20	29	32	36	42	25
	% = (n/N)*100	46,7	43,2	67,4	46,5	32,9	26,7	30,3	69,0	45,1	75,0	64,6	56,8
B7	–7<n<+7	28	26	36	25	35	17	28	23	47	42	54	41
	% = (n/N)*100	62,2	59,1	78,3	58,1	50,0	37,8	42,4	54,8	66,2	87,5	83,1	93,2
B10	–10<n<+10	34	34	40	35	40	27	36	29	56	47	63	43
	% = (n/N)*100	75,6	77,3	87,0	81,4	57,1	60,0	54,5	69,0	78,9	**97,9**	**96,9**	**97,7**
C15	–15<n<+15	41	43	45	41	49	38	45	35	67	48	65	43
	% = (n/N)*100	91,1	**97,7**	**97,8**	**95,3**	70,0	84,4	68,2	83,3	**94,4**	**100,0**	**100,0**	**97,7**
D20	–20<n<+20	43	44	45	43	60	44	52	42	69	48	65	43
	% = (n/N)*100	**95,6**	**100,0**	**97,8**	**100,0**	85,7	**97,8**	78,8	**100,0**	**97,2**	**100,0**	**100,0**	**97,7**
D25	–25<n<+25	43	44	45	43	62	45	56	42	70	48	65	43
	% = (n/N)*100	**95,6**	**100,0**	**97,8**	**100,0**	88,6	**100,0**	84,8	**100,0**	**98,6**	**100,0**	**100,0**	**97,7**

PRUEBA INMEDIATAMENTE DESPUÉS DE LA CALIBRACIÓN INICIAL													
Clase de sensor por su precisión	Numero de pasadas: N=Totales en el carril n=dentro del intervalo	PIEZOPOLÍMERO 1				PIEZOPOLÍMERO 2				PIEZOCERÁMICO			
		Carril 1	Carril 2	Carril 3	Carril 4	Carril 1	Carril 2	Carril 3	Carril 4	Carril 1	Carril 2	Carril 3	Carril 4
		246	**152**	**223**	**167**	**265**	**227**	**192**	**243**	**128**	**196**	**214**	**213**
A5	–5<n<+5	42	3	46	11	108	38	27	9	6	155	177	123
	% = (n/N)*100	17,1	2,0	20,6	6,6	40,8	16,7	14,1	3,7	4,7	79,1	82,7	57,7
B7	–7<n<+7	61	3	60	17	139	53	33	13	7	181	204	191
	% = (n/N)*100	24,8	2,0	26,9	10,2	52,5	23,3	17,2	5,3	5,5	92,3	95,3	89,7
B10	–10<n<+10	91	3	79	20	175	78	44	17	18	189	210	207
	% = (n/N)*100	37,0	2,0	35,4	12,0	66,0	34,4	22,9	7,0	14,1	96,4	**98,1**	**97,2**
C15	–15<n<+15	129	9	117	33	229	137	81	42	34	193	212	209
	% = (n/N)*100	52,4	5,9	52,5	19,8	86,4	60,4	42,2	17,3	26,6	**98,5**	**99,1**	**98,1**
D20	–20<n<+20	168	18	153	51	252	197	128	60	51	193	214	211
	% = (n/N)*100	68,3	11,8	68,6	30,5	95,1	86,8	66,7	24,7	39,8	**98,5**	**100,0**	**99,1**
D25	–25<n<+25	187	21	174	67	264	210	171	117	66	194	214	211
	% = (n/N)*100	76,0	13,8	78,0	40,1	**99,6**	92,5	89,1	48,1	51,6	**99,0**	**100,0**	**99,1**

TABLA 5. Número de pasadas y porcentaje de éstas en las que los errores relativos del peso total de los vehículos entra dentro del intervalo de confianza de la clase de precisión (aparecen coloreadas las casillas en que se supera el porcentaje de pasadas mínimo para la clase en cuestión).

Éste análisis de los resultados obtenidos en las pruebas de verificación de la precisión después de la calibración y al cabo de cinco meses de funcionamiento se realizó también con el resto de variables (peso de los ejes sencillos, múltiples y de grupo) y el resultado fue similar al obtenido con el peso total de los vehículos.

10. CONCLUSIONES

En las pruebas realizadas, los resultados obtenidos en cuanto a la precisión en el **aforo** y en la medida de la **velocidad** muestran que todos los equipos tuvieron un comportamiento aceptable. En lo relativo a la determinación de la **silueta**, los dos equipos con sensores piezopolímeros obtuvieron resultados aceptables, mientras que el equipo con sensores piezocerámicos dio unos errores altos, debido a que clasificaba a los camiones con remolque como dos vehículos. En cuanto a la medida de la **longitud de los vehículos**, los equipos piezopolímero 2 y piezocerámico dieron resultados aceptables, mientras que el piezopolímero 1 se descalibró.

En relación con la precisión en la medición del **peso**, los equipos comprados a las empresas por parte del CET debían de cumplir la clase C(15) según las Especificaciones Europeas del Pesaje en Movimiento. En la primera verificación efectuada inmediatamente después de la calibración inicial, como muestra la Tabla 6, ninguno de los equipos consiguió esta clasificación para todos los carriles y para las cuatro variables del peso. El que más se aproximó fue el piezocerámico, que cumplió en todos menos en el carril 1. El equipo piezopolímero 2 sólo cumplió en el carril 4 para el peso de los ejes simples y el piezopolímero 1 obtuvo resultados correctos en tres carriles pero falló en el carril 1, excepto en el peso de los ejes múltiples y de grupo.

Al cabo de los cinco meses de funcionamiento ininterrumpido, los equipos con sensores de polímeros se habían descalibrado totalmente, mientras que el equipo con sensores cerámicos, excepto el carril 1, por posible avería, mantuvo la calibración y por tanto el nivel de precisión exigido, superándolo en dos de los carriles.

A la vista de los resultados obtenidos, puede decirse que, como sistemas de pesaje dinámico, lo que realmente diferencia a unos equipos de otros son los sensores de peso. Así, una vez elegidos los piezoeléctricos como los que más se adaptarían a la Red Nacional de Aforos, la cuestión es elegir entre las dos posibilidades que se presentan: los equipos con sensores piezopolímeros o los equipos con sensores piezocerámicos.

De acuerdo con los ensayos realizados, parece que la opción más rentable sería instalar sistemas con sensores piezocerámicos, cuyo coste es parecido al de los sistemas con sensores piezopolímeros pero que no requieren recalibraciones continuas, con todo el coste de personal y material para llevarlas a cabo. Otra opción a considerar podría ser ensayar también equipos con sensores de cuarzo, que al ser un material piezoeléctrico al que no le afectan los cambios de temperatura, en teoría, tienen una mayor precisión y no requieren ninguna recalibración, pero cuyo coste es bastante superior, por lo que no se consideró de utilidad realizar su análisis en este estudio.

11. BIBLIOGRAFÍA

Jacob, B., O´Brien, E., Jehaes, S., "European WIM Specification", COST 323 "Weigh-in-Motion of Road Vehicles" Final Report (1993-1998), Appendix 1, pp 289-378, LCPC (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées), Paris, 2002.

INMEDIATAMENTE DESPUÉS DE LA CALIBRACIÓN INICIAL												
VARIABLE DEL TRÁFICO	PIEZOPOLÍMERO 1				PIEZOPOLÍMERO 2				PIEZOCERÁMICO			
	Carril 1	Carril 2	Carril 3	Carril 4	Carril 1	Carril 2	Carril 3	Carril 4	Carril 1	Carril 2	Carril 3	Carril 4
Peso de vehículos	D-20	C-15	C-15	C-15	–	D-20	–	D-20	C-15	B-10	B-10	B-10
Peso de ejes simples	D-25	C-15	C-15	C-15	D-20	D-20	–	C-15	D-20	B-10	B-10	B-7
Peso de ejes múltiples	B-10	C-15	B-10	C-15	–	–	–	–	–	B-7	B-10	B-10
Peso de ejes de grupo	C-15	B-10	B-10	C-15	–	–	–	–	–	C-15	B-10	B-10
A LOS CINCO MESES DE LA INSTALACIÓN Y CALIBRACIÓN												
VARIABLE DEL TRÁFICO	PIEZOPOLÍMERO 1				PIEZOPOLÍMERO 2				PIEZOCERÁMICO			
	Carril 1	Carril 2	Carril 3	Carril 4	Carril 1	Carril 2	Carril 3	Carril 4	Carril 1	Carril 2	Carril 3	Carril 4
Peso de vehículos	–	–	–	–	D-25	–	–	–	–	C-15	B-10	B-10
Peso de ejes simples	–	–	–	–	D-20	–	–	–	–	B-10	B-10	B-10
Peso de ejes múltiples	–	–	–	–	–	–	–	–	–	C-15	B-10	B-7
Peso de ejes de grupo	–	–	–	–	–	D-25	–	–	–	B-10	B-7	B-10

A-5	Es la máxima precisión que puede conseguir un sensor (tolerancia en peso bruto +/– 5%)
B-7	Es la segunda mejor precisión que se puede obtener (tolerancia en peso bruto +/– 7%)
B-10	Es una precisión superior a la exigida (tolerancia en peso bruto +/– 10%)
C-15	Precisión exigida y que debían de cumplir todos los sensores instalados (tolerancia en peso bruto +/– 15%)
D-20	La precisión es la inmediata superior a la última (tolerancia en peso bruto +/– 20%) .
D-25	La precisión obtenida es la más baja de las clases de sensores (tolerancia en peso bruto +/– 25%)
–	La precisión no alcanza el mínimo de ninguna clase de sensor

TABLA 6. Precisión máxima alcanzada por los sensores en cada carril.

Kineo
INGENIERÍA
Técnicas de Gestión del Tráfico

TDC
TRAFFIC SYSTEMS

SISTEMA DE PESAJE DINÁMICO KINEOWIM

- COMPATIBLE PARA USO DE SENSORES PIEZOPOLIMÉRICOS Y PIEZOCERÁMICOS
- NUEVA COMPENSACIÓN NO LINEAL DE LA TEMPERATURA
- ACTIVACIÓN DE PANELES Y OTROS SUBSISTEMAS
- MONITORIZACIÓN REMOTA

- PROYECTOS LLAVE EN MANO
- ESPECIALISTAS EN INTEGRACIONES COMPLEJAS A MEDIDA
- INSTALACIÓN NACIONAL E INTERNACIONAL

FOTOWIM

SISTEMAS COMPLEMENTARIOS:

FOTOWIM (CAPTURA DE IMAGEN PARA IDENTIFICACIÓN DEL VEHÍCULO)
ANPR PARKING Y FLUJO LIBRE
RECONOCIMIENTO DE CÓDIGO DE CONTENEDOR Y VAGONES (ACCR)
PESAJE DINÁMICO A BAJA VELOCIDAD
PESAJE POR EJES ESTÁTICO CERTIFICADO
SISTEMAS DE AFORO Y CLASIFICACIÓN SIN PESAJE
SISTEMAS DE IDENTIFICACIÓN VEHICULAR POR RFID, UHF e IRID

REFERENCIAS EN ESPAÑA

- ÁREA DE PESAJE Y SISTEMA FOTOWIM EN LA A-23 ALMUDEVAR (HUESCA) Mº DE FOMENTO.
- ÁREA DE PESAJE EN LA N-II BUJARALOZ (ZARAGOZA) Mº DE FOMENTO.
- ÁREA DE PESAJE Y SISTEMA FOTOWIM EN LA N-420 PERALES DEL ALFAMBRA (TERUEL) PARA VIALES. Mº DE FOMENTO.
- ÁREA DE PESAJE DE JAEN EN LA A-44 Mº DE FOMENTO.
- PESAJE DE ALTA VELOCIDAD Y SISTEMA FOTOWIM EN M-45. D.G. TRASPORTES DE LA COMUNIDAD DE MADRID.
- PESAJE DE ALTA VELOCIDAD PARA VIARIO A31 (CONCESIONARIO) EN LA A-31 ALICANTE.
- AFORO Y CLASIFICACIÓN PARA CONTROL ACCESO A UN TUNEL EN CA-170 LOS CORRALES DE BUELNA (CANTABRIA) Mº DE FOMENTO.
- AFORO, CLASIFICACIÓN Y PESAJE EN LA N II. FRAGA (HUESCA). Mº DE FOMENTO.
- AFORO Y CLASIFICACIÓN PARA CONTROL DE ACCESO AL TÚNEL DE COTEFABLO (N 260. HUESCA) Mº DE FOMENTO.

KINEO INGENIERÍA INFORMÁTICA Y ELECTRÓNICA
C/ Cobalto, 10 – Nave 6 - 47012 Valladolid (España) - Teléfono y Fax: +34 -983 212 498
http://www.sistemasdepesaje.com - informacion@sistemasdepesaje.com

Prolongación de la Línea 2 del FMB tramo: Pep Ventura-Badalona Centro

JUAN JOSÉ DÍAZ LÓPEZ (*) y MANUEL ALPAÑÉS RAMOS (**)

RESUMEN La ampliación de la Línea 2 de Metro de Barcelona entre las estaciones de Pep Ventura y Badalona Centro se realiza al abrigo de pantallas continuas construidas con pantalladoras convencionales e hidrofresa. La excavación se lleva a cabo mayoritariamente en arenas de origen coluvio-fluvial y litoral con un nivel de agua muy somero; las pantallas se empotran en el sustrato mioceno impermeable. Así, las pantallas alcanzan longitudes máximas de 34 m, profundidades de excavación de hasta 27 m y cargas de agua máximas de 15 m. El tramo discurre en un entorno con edificaciones a menos de 2 m de distancia de las pantallas. La corrección del efecto presa que generan las pantallas en el flujo hidrogeológico transversal se ha realizado mediante un novedoso sistema de drenes californianos. En resumen, aunque de modo aislado ninguno de los elementos de esta obra es excepcional, la coexistencia de un nivel freático elevado, la presencia de materiales cuaternarios recientes, la existencia de edificaciones muy próximas y la ejecución de pantallas de longitud muy apreciable, suponen un reto importante (que ha llevado a GISA a clasificar esta obra como la de mayor riesgo de Cataluña) que se ha resuelto con éxito.

EXTENSION OF LINE 2 OF BARCELONA´S METRO SYSTEM: PEP VENTURA-BADALONA CENTRO

ABSTRACT *The extension of Line 2 of Barcelona's Metro System between the stations of Pep Ventura and Badalona Centre is done using continuous diaphragm walls built with conventional equipments and an hydromill. The excavation was done mostly in colluvial-fluvial and coastal origin sands with a very shallow water table and the diaphragm walls are embedded in Miocene impermeable substrate. Thus, the embedded walls reach maximum lengths of 34 m, excavated depths of up to 27 m and water pressures at a maximum of 15 m. The construction had to be done with buildings less than 2 m away from embedded walls. The correction of the dam effect created by the diaphragm walls in the water cross-flow was achieved by using a new system of Californian drains. In summary, none of the elements of this construction is exceptional on its own, but the coexistence of a high water table, the presence of recent quaternary materials, the existence of buildings very close to it and embedded walls of considerable length, pose major challenges (that has led GISA to classify this construction as Catalonia's riskiest) that has been resolved successfully.*

Palabras clave: Hidrofresa, Pantallas, Efecto presa, Cuaternario, Mioceno, Subsidencia.

Keywords: Hydromill, Embedded walls, Dam Effect, Quaternary, Miocene, Subsidence.

1. INTRODUCCIÓN

Dentro de los planes de ampliación de los Ferrocarriles Metropolitanos de Barcelona (FMB), se encuentra la prolongación de la Línea 2 entre la estación de Pep Ventura (existente) y la estación de Badalona Centro, a construir.

El tramo discurre soterrado y se construye mediante el conocido método "cut and cover", realizando la excavación al abrigo de pantallas ejecutadas con hidrofresa y pantalladoras convencionales.

La obra puede dividirse en dos partes, tramo entre estaciones y la estación de Badalona Centro. En la Figura 1 puede apreciarse un esquema del trazado, que presenta una longitud total de unos 650 m.

La traza discurre por un entorno urbano con una elevada densidad de edificación y servicios. La distancia entre las pantallas y los edificios es, en algunos casos, inferior a 2 m.

En la Figura 2 puede apreciarse la proximidad de las pantallas a las viviendas de la zona.

La excavación entre pantallas se realiza, mayoritariamente, en los materiales cuaternarios recientes que existen en la plana litoral de la margen izquierda del río Besòs, constituidos fundamentalmente por arenas. Las pantallas se empotran en el sustrato impermeable inferior, formado por materiales de tipo arcilloso pertenecientes al Mioceno.

El nivel freático se encuentra relativamente somero (5 a 12 m de profundidad), en el entorno de la cota del nivel del mar, del que la traza se encuentra muy próxima, a menos de 700 m.

(*) Ingeniero de Caminos. Departamento de Geotecnia. Oficina Técnica de OHL.

(**) Ingeniero de Caminos. Director de Oficina Técnica de OHL.

FIGURA 1.

Así, la excavación entre pantallas se ha realizado con desniveles de agua importantes (hasta 15 metros) y profundidades de excavación elevadas (orden de 27 metros en la zona de la estación). Las pantallas han alcanzado una profundidad máxima de unos 34 m.

Las mayores dificultades que ha encarado la obra han sido, por tanto, las siguientes:

- Existencia de edificios muy próximos que, además, tienen en su mayor parte una gran antigüedad (más de 100 años) y un estado de conservación deficiente en muchos casos.

FIGURA 2.

FIGURA 3.

- Nivel freático relativamente alto, lo que supone importantes cargas de agua y un reto para la estanqueidad del túnel.
- Materiales cuaternarios recientes que suponen una potencial fuente de problemas en conjunción con los dos aspectos anteriormente citados.

En la actualidad, la obra civil se encuentra finalizada.

2. CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LOS TÚNELES

Como se ha indicado, el tramo se puede dividir fundamentalmente en dos zonas distintas, área interestaciones (entre Pep Ventura y Badalona Centro) y la propia estación de Badalona. En la Figura 3 se sitúa en planta la obra y se indican ambas zonas.

El tramo interestaciones está formado por pantallas de 1,0 m de canto y longitud variable entre 18,4 y 26,0 m. La anchura libre entre ellas varía entre 8,5 y 15,5 m.

En cuanto a la estación, las pantallas tienen 1,2 m de canto y su longitud oscila entre 28,5 y 33,8 m, con una anchura libre variable entre 17,34 y 21,8 m.

Las principales características del tramo interestaciones son las que se recogen en la Figura 4.

El tramo interestaciones tiene una longitud aproximada de unos 420 m. Es en esta zona donde nos situamos más próximos a las edificaciones del entorno. La Figura 5 muestra la obra ya ejecutada en esta zona.

TRAMO INTERESTACIONES

- Pantallas de hormigón armado in situ de 1,00 m de canto.
- Losa superior consistente en un forjado de placas alveolares prefabricadas de 53-63 cm de canto o bien un forjado in situ.
- Losas intermedias e inferiores de hormigón armado in situ de 0,50-0,70 m de canto como elementos de arriostramiento definitivos.
- Puntales provisionales.
- Contrabóveda de hormigón armado in situ de 0,60 - 0,80 m de canto.
- Longitud máxima de pantallas de 26 m, altura máx. de excavación aproximada de 20 m (10 de ellos bajo el nivel freático).

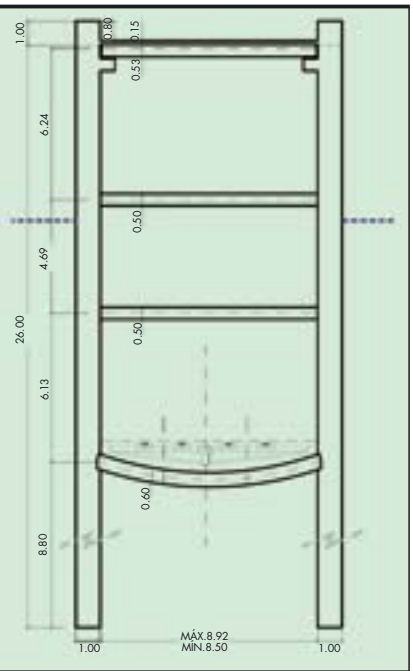
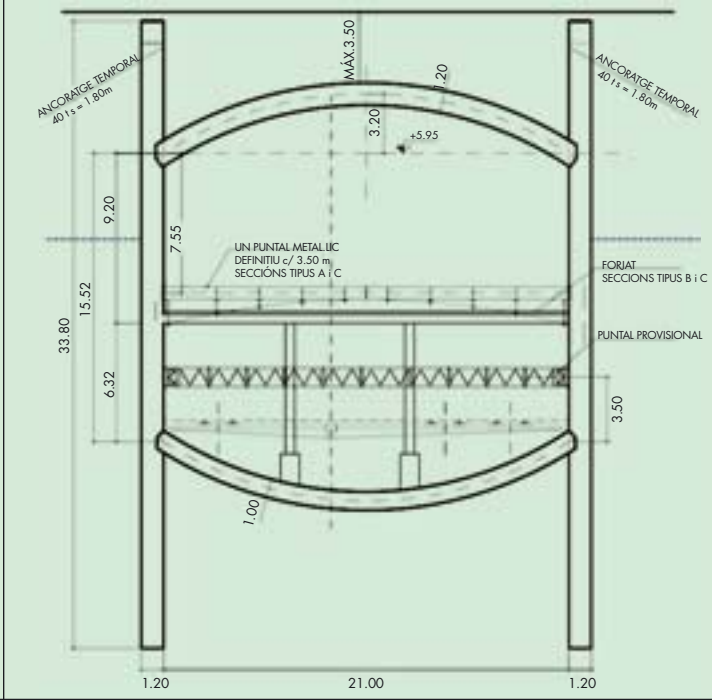


FIGURA 4.

FIGURA 5.

ESTACIÓN DE BADALONA

- Pantallas de hormigón armado in situ de 1,20 m de canto.
- Bóveda de hormigón armado in situ de 1,20 m de canto.
- Apuntalamientos definitivos constituidos por perfilería metálica.
- Puntales provisionales / anclajes provisionales.
- Contrabóveda de hormigón armado in situ de 1,00 m de canto.
- Forjados sobre pilares en zona de vestíbulos.
- Longitud máxima de pantallas de 34 m, profundidad máxima de excavación del orden de 27 m (15 m bajo el nivel freático).



- En la fotografía adjunta puede apreciarse la estación de Badalona con el último nivel de puntales provisionales instalados y con los pilares del forjado de la losa de vestíbulo en ejecución.

FIGURA 6. Características de la estación de Badalona.

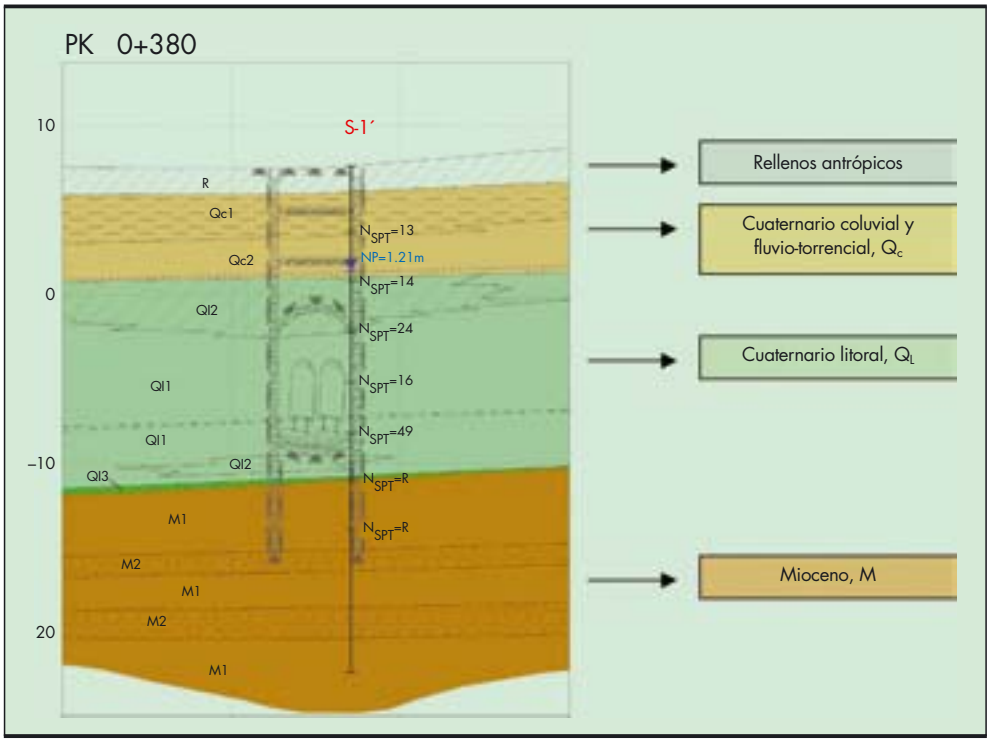


FIGURA 7.

3. CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICO – GEOTÉCNICAS E HIDROGEOLÓGICAS

3.1. INTRODUCCIÓN

El tramo se sitúa en la plana litoral asociada a la margen izquierda del río Besòs. El subsuelo está constituido por depósitos cuaternarios, del Holoceno, que se disponen de forma discordante sobre un sustrato del Mioceno.

De techo a base se distinguen materiales coluviales y fluvio-torrenciales (Q_c), materiales de origen litoral (Q_L) y sedimentos del Mioceno (M). Todo el trazado está recubierto, en gran parte, por rellenos antrópicos. El nivel freático se sitúa ligeramente por encima de la cota 0.

En la Figura 7 se muestra una sección transversal geológico-geotécnica representativa.

3.2. LITOLOGÍAS

3.2.1. Rellenos antrópicos

La traza presenta un pequeño recubrimiento superficial de rellenos antrópicos. Se trata de **materiales muy heterogéneos**: arenas, arcillas y limos con un contenido variable en gravas, restos de basura y todo tipo de vertidos antrópicos (plásticos, cables, madera, etc.).

Estos materiales presentan un espesor variable, normalmente entre 1,5 y 2 m, aunque ocasionalmente se han detectado espesores de hasta 5 m en puntos que corresponden a terraplenes de antiguas rieras o de antiguos sótanos.

3.2.2. Cuaternario coluvial y fluvio-torrencial (Qc)

Estos materiales están constituidos, básicamente, por **arenas con abundante matriz arcillosa**. Su espesor oscila entre 3 y 10 m, situándose siempre por encima del nivel freático.

Estas arenas tienen un contenido muy variable de fracción fina (6 al 65%) constituida por arcillas y limos poco plásticos.

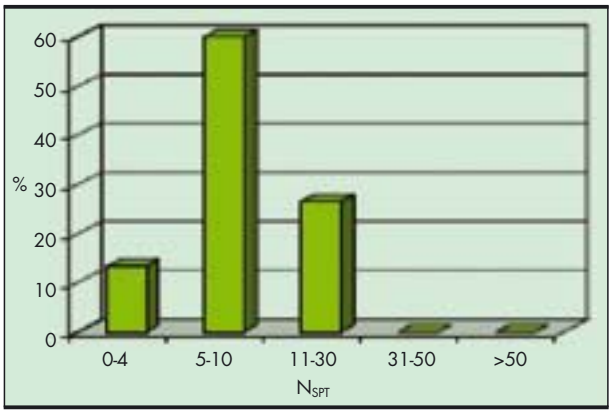


FIGURA 8.

Se han realizado en estos materiales 15 ensayos de penetración estándar (SPT). La mayor parte de valores se sitúan entre 5 y 10 golpes, como se puede apreciar en la Figura 8, por lo que se trataría de un suelo ***flojo***.

3.2.3. Cuaternario litoral (QL)

Bajo el nivel anterior se sitúa el tramo constituido por **arenas medias a gruesas** (unidad Q_{L1}). Contienen gravas rodadas con poca o ninguna matriz arcillosa. Resulta frecuente encontrar también **arenas con niveles cementados** de orden milimétrico a centimétrico (unidad Q_{L2}). También se han diferenciado niveles más o menos continuos de gravas y bloques que pueden superar los 10 cm de diámetro. El espesor de estos materiales varía entre 10 y 12 m.

Los ensayos SPT realizados para la unidad Q_{L1} han proporcionado un valor medio del golpeo N_{SPT} de 23 (materiales ***medianamente densos)***. En las arenas parcialmente cemen-

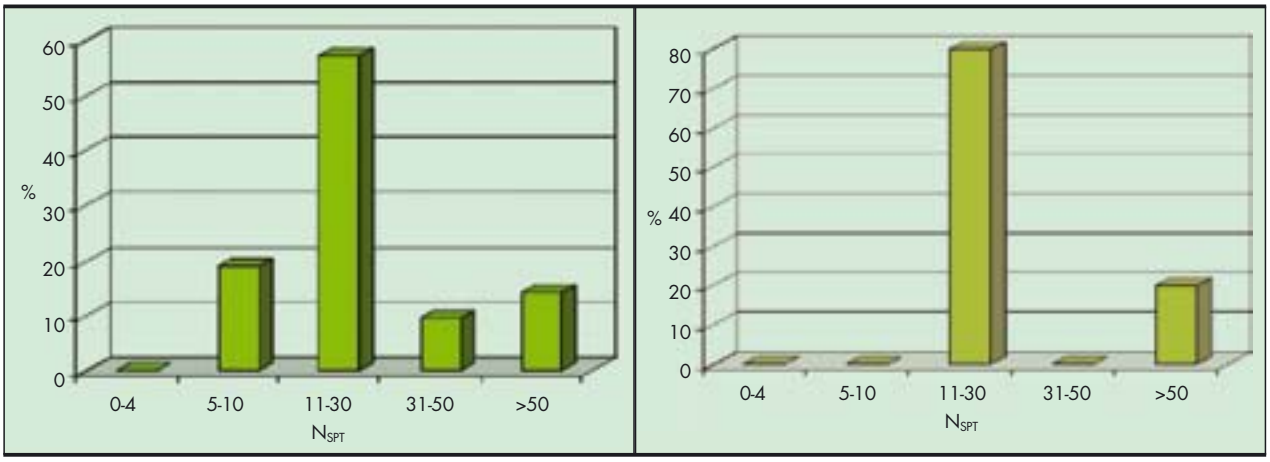


FIGURA 9.

tadas de la unidad Q_{L2} se ha obtenido un golpeo medio de 38, aunque la mayor parte de resultados se sitúan entre los 11 y 30 golpes (también ***medianamente densos***). En la Figura 9 se resumen los histogramas de golpeos obtenidos en esta formación (Q_{L1} y Q_{L2}, respectivamente):

En la base de los depósitos litorales se ha reconocido un nivel de **conglomerados y/o areniscas fuertemente cementados** (unidad Q_{L3}) de un espesor que varía entre 0,5 y 1,5 m. Se trata de una roca con un grado de fracturación considerable, con valores de RQD generalmente inferiores al 25%. Lógicamente, los ensayos SPT realizados en estos materiales han proporcionado sistemáticamente valores de *rechazo*.

3.2.4. *Sustrato mioceno*

Bajo los depósitos litorales se sitúan materiales del Mioceno. Litológicamente se trata de **argilitas** marrón - rojizas, a veces grises, con cierta fracción gruesa constituida por arenas y gravas (unidad M_1), que alternan con tramos de **brechas** de color rojizo (unidad M_2). Los clastos son poligénicos, angulosos y pueden superar los 10 cm de diámetro. Estos sedimentos están consolidados y localmente cementados, teniendo un comportamiento de suelo ***muy duro***.

Esta formación se ha detectado en todos los sondeos realizados, que no han alcanzado su base y han perforado un espesor máximo de unos 15 m.

Los ensayos SPT realizados han alcanzado el *rechazo* en estos materiales. Los ensayos de resistencia compresión simple realizados muestran resultados que varían entre 2 a 10,4 Kp/cm^2, con un valor medio de aproximadamente 6 Kp/cm^2.

También se han realizado en estos materiales dos ensayos presiométricos que han proporcionado valores de presión límite superiores a 16 MPa y módulos presiométricos de 195 y 257 MPa.

3.2.5 *Nivel freático*

El nivel de agua se ha detectado en el contacto entre los materiales coluviales y los litorales, entre las cotas 0,4 y 1,8 m.s.n.m. La profundidad del nivel freático respecto a la superficie del terreno natural varía entre un mínimo de unos 5 m en el inicio del tramo (Pep Ventura), hasta un máximo de unos 12 m al final de la estación de Badalona.

3.2.6. *Resumen. Parámetros geotécnicos*

Los parámetros geotécnicos adoptados para los cálculos han sido los mostrados en la Tabla 1.

4. CRITERIOS DE DISEÑO Y CÁLCULOS

Los cálculos de Proyecto se realizaron utilizando el programa RIDO v. 4.02, habitualmente utilizado para el cálculo y dimensionamiento de obras de este tipo.

Los principales criterios de diseño que se adoptaron fueron los siguientes:

- Sobreelevación nivel freático aguas arriba: 0,5 m.
- Empotramiento mínimo en el nivel mioceno: 2,0 m.
- Coeficiente de seguridad frente al sifonamiento: 2,0.
- Coeficiente de seguridad movilización empuje pasivo: 1,50.
- Deformación máxima en cabeza de pantallas (en zonas edificadas): 15 mm.
- En todos los casos, para el cálculo, se han considerado las secciones más desfavorables, en cuanto al nivel de tierras y a las cargas de las edificaciones.

LITOLOGÍA	γ (t/m^3)	φ'	c' (t/m^2)	E (MPa)
Rellenos superficiales	1,90	25°	0,0	5
Sedimentos coluviales	2,00	29°	0,2	8
Sedimentos litorales	2,09	34°	0,0	50
Sustrato mioceno	2,35	39°	3,5	120
Rellenos compactados	2,00	30°	0,0	30

TABLA 1.

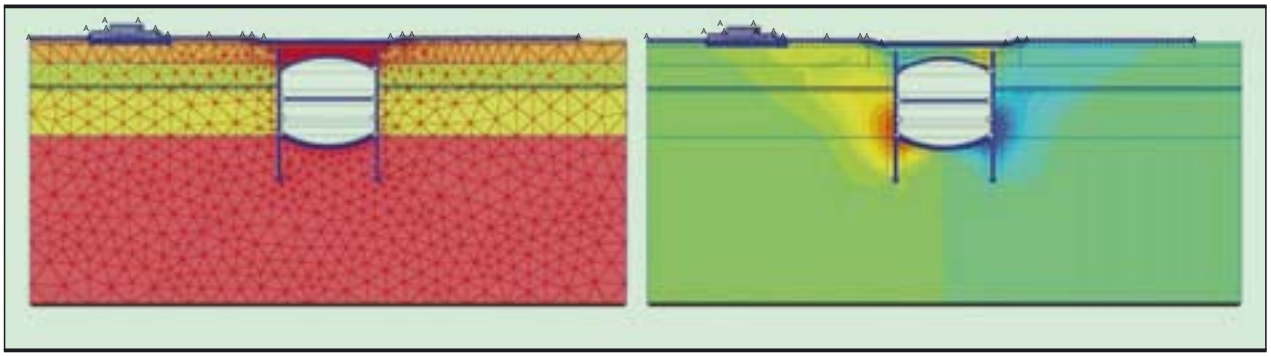


FIGURA 10.

TRAMO	SECCIÓN	P.K.	MOVIMIENTO HORIZONTAL MÁXIMO (mm)	COTA
Interestación	V-A	0+397	16	-4,0 m
Interestación	VII-A	0+537	13	Cabeza pantalla (+9,3 m)
Estación	XII – XIII	0+730	22	Cabeza pantalla (+9,95 m)

TABLA 2.

Durante el desarrollo de la obra se realizaron cálculos de comprobación en elementos finitos mediante el programa PLAXIS[1] con los que se pudo verificar la bondad del diseño realizado con el programa RIDO y evaluar los potenciales niveles de daño de las edificaciones de la traza, mediante los conocidos criterios de Burland y de Boscardin y Cording.

1 Anàlisi de les deformations. Projecte Modificat de Perllongament de la Línia 2 del FMB. Tram: Pep Ventura – Badalona Centre. TEC 4. Marzo de 2008.

En la Figura 10 se muestra un ejemplo de los cálculos realizados.

Se comprobaron tres secciones, consideradas las más características, que son las que se resumen en la Tabla 2.

A partir de los cálculos efectuados, se han obtenido los resultados siguientes en las evaluaciones de daños realizadas de acuerdo a los criterios de Boscardin y Cording y de Burland (Figura 11 y Tabla 3).

Por tanto, los niveles de daño son claramente admisibles y en la línea de lo empleado en obras de este tipo. En el apartado dedicado a *Auscultación y Control* se recogen los resultados reales medidos en estas secciones características estudiadas.

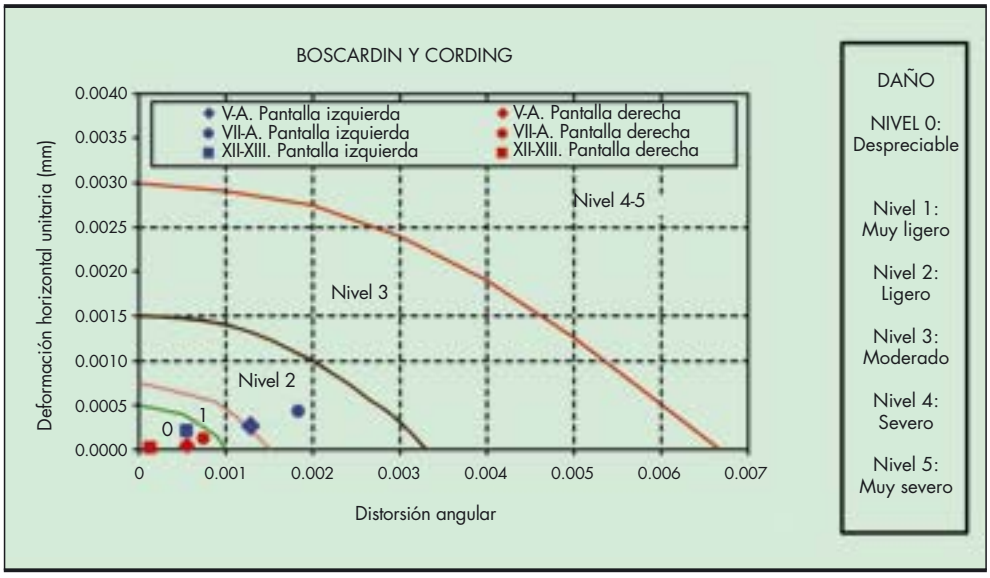


FIGURA 11.

TRAMO	SECCIÓN	LADO	DEFORMACIÓN ESPECÍFICA (%)	NIVEL DE DAÑO
Interestación	V-A	Izquierdo	0,034	Despreciable
Interestación	V-A	Derecho	0,000	Despreciable
Interestación	VII-A	Izquierdo	0,049	Despreciable
Interestación	VII-A	Derecho	0,027	Despreciable
Estación	XII – XIII	Izquierdo	0,021	Despreciable
Estación	XII – XIII	Derecho	0,005	Despreciable

TABLA 3.

5. EJECUCIÓN DE LAS OBRAS

5.1. INTRODUCCIÓN

La ejecución de las obras comenzó a finales de 2005. La ejecución de pantallas se inició, aproximadamente, a partir de Marzo de 2006.

En la zona de la estación la obra estuvo prácticamente parada durante aproximadamente un año por la aparición de restos arqueológicos.

En la actualidad, la obra civil del tramo está finalizada.

La ejecución de las obras ha estado condicionada por la proximidad de las edificaciones próximas, que impedían el trabajo nocturno aproximadamente entre las 23:00 y las 7:00 horas.

5.2. MÉTODOS CONSTRUCTIVOS

5.2.1. Introducción

La ejecución del tramo se ha realizado entre pantallas, excavadas mediante hidrofresa y pantalladoras convencionales. En la Figura 12 se puede apreciar la zona ejecutada con pantalladoras convencionales (aproximadamente la primera mitad del tramo interestaciones y de la estación de Badalona), y el tramo ejecutado con hidrofresa (las segundas mitades de ambos tramos).

Originalmente la ejecución de las pantallas estaba prevista con cucharas tradicionales. Al iniciar las obras se encontró que los rendimientos de excavación estaban siendo bajísimos, básicamente por dos circunstancias:

- La existencia del nivel de conglomerados y/o areniscas cementados (unidad Q_{L3} ya comentada), que requería el uso intensivo de trépano.
- El empotramiento en los materiales del mioceno se estaba realizando con mayor dificultad de la prevista, lo que alargaba mucho las operaciones de excavación. De hecho, cuando llegó el momento de realizar la excavación de estos materiales para la ejecución de la contrabóveda, hubo de excavarse con martillo picador.

Todo ello llevó a rendimientos que llegaron a ser de hasta únicamente un batache por semana. Ante estas circunstancias, se planteó como alternativa el empleo de hidrofresa.

A continuación se describen en detalle ambos tipos de maquinaria de excavación.

5.2.2. Pantalladoras convencionales

Las pantallas realizadas de este modo se han constituido con bataches de 3,60 m de longitud (tramo interestaciones, canto de 1,00 m) y 4,30 m (estación de Badalona y espesor de pantallas de 1,20 m). La junta utilizada ha sido la clásica junta tipo tubo (1,00 y 1,20 m de diámetro, tramo interestaciones y estación, respectivamente). En la Figura 13 se muestra el proceso de ejecución de las pantallas (tramo interestaciones), que se realizan secuencialmente de forma continuada tras la ejecución de un batache de inicio. En este tramo la cuchara era de 2,80 m.

En la Figura 14 se muestran fotografías de la pantalladora convencional y de la introducción de la armadura en un batache.

Las juntas entre bataches han presentado un excelente comportamiento, sin apenas rezumes de agua. Probablemente la razón lo ha constituido la sistemática seguida en la ejecución de los trabajos. Éstos se realizaban únicamente en horario diurno (7:00 a 23:00 horas) con el fin de limitar, en lo posi-

FIGURA 12.

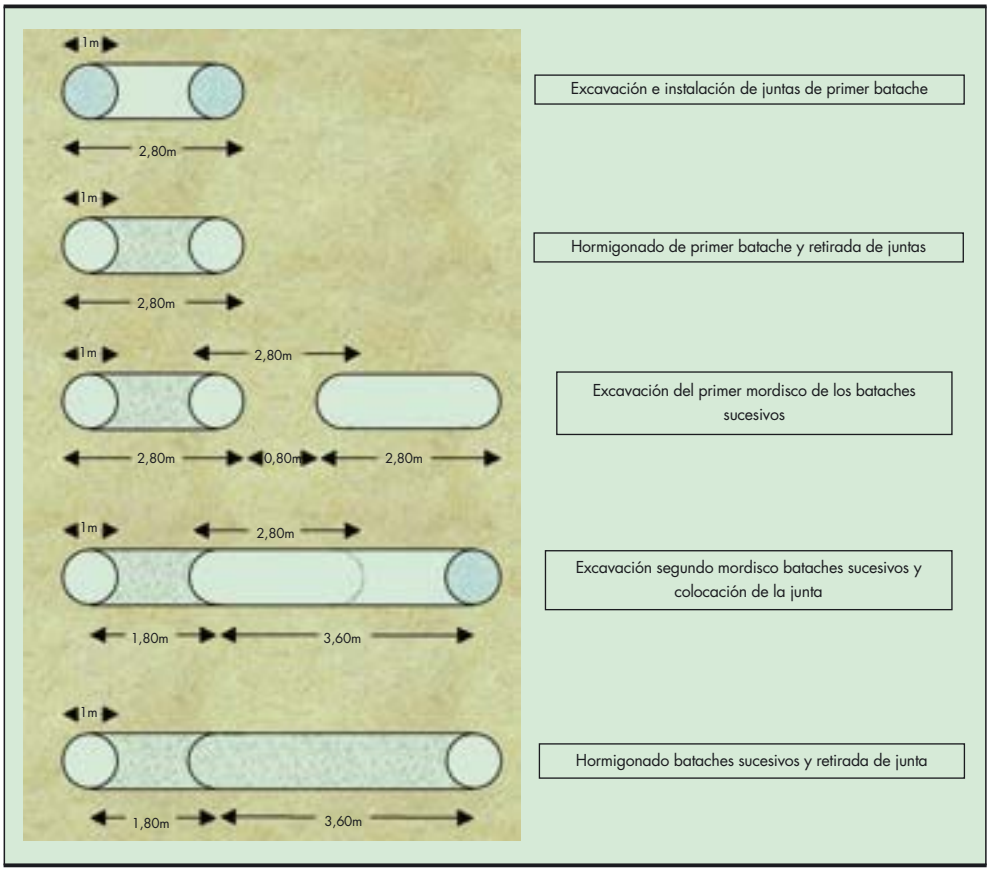


FIGURA 13.

FIGURA 14.

ble, las molestias al vecindario. La secuencia de trabajos para la ejecución de cada batache era la que sigue:

1. Excavación del batache. Como se ha indicado, la duración era muy variable, pero la excavación debía finalizar antes de las 14:00 horas para dar tiempo a realizar el resto de operaciones de ejecución del batache y finalizar los trabajos antes de las 23:00 h. En caso contrario, la excavación debía continuar al día siguiente.
2. Introducción de la junta tipo tubo.

FIGURA 15.

3. Introducción de la armadura. Esta operación duraba aproximadamente 2 horas.
4. Hormigonado del batache. Éste se prolongaba unas 3 horas.
5. Extracción de la junta de 4 a 6 horas después del inicio del hormigonado. Esta operación, que condicionaba el resto, debía finalizar, como se ha comentado, antes de las 23:00.

La Figura 15 muestra fotografías de las juntas tipo tubo.

5.2.3. Hidrofresa

En este caso los bataches tenían una longitud media de 2,65 m. La ejecución se realizaba siguiendo el sistema de bataches primarios y secundarios. Tras la ejecución de los dos primarios, se realizaba el secundario entre los dos anteriores, "mordiendo" la hidrofresa 15 cm en cada uno de los bataches primarios y conformando así una junta hormigón contra hormigón. (Figura 16).

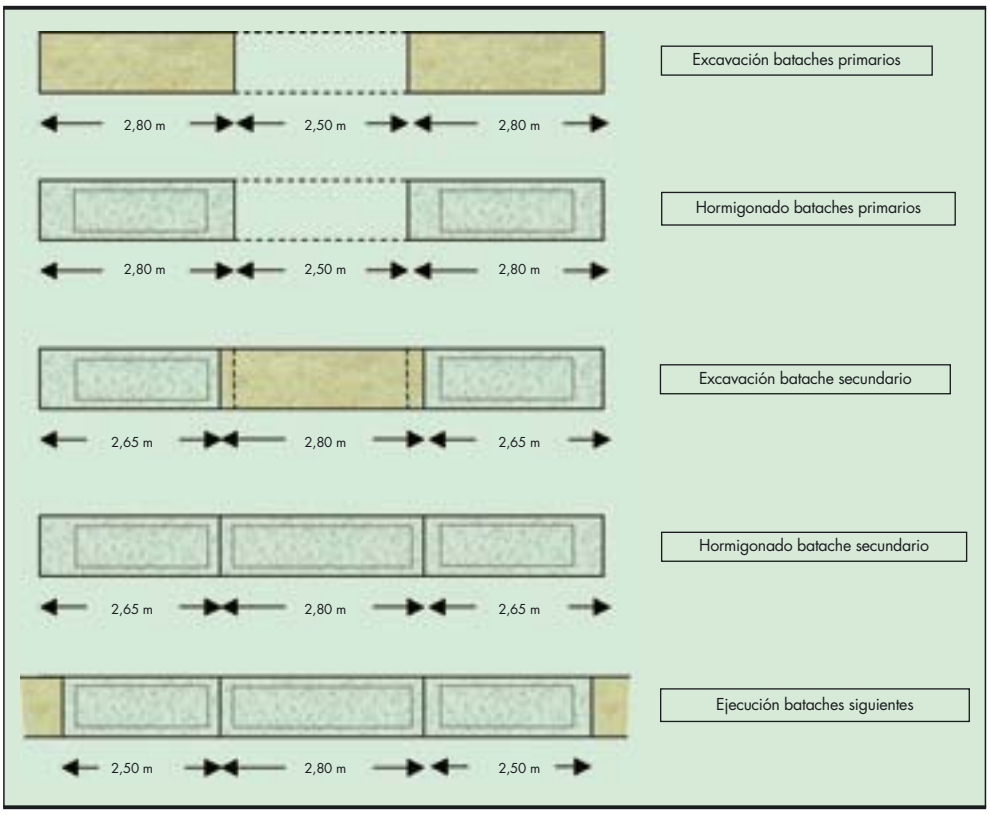


FIGURA 16.

FIGURA 17.

De este modo, el rendimiento alcanzado era de 1 a 1,5 bataches cada día (horario diurno).

En la Figura 17 se adjuntan fotografías de la hidrofresa.

La excavación con hidrofresa proporcionó buenos resultados. Únicamente en ocasiones la excavación en materiales arcillosos generaba una acumulación de material en las picas que disminuían su eficacia, por lo que había que limpiar manualmente la cabeza de perforación de la máquina, como se puede apreciar en la Figura 18.

5.3. FASES DE EJECUCIÓN

De modo simplificado, la secuencia de ejecución de las pantallas era la mostrada en la Figura 19.

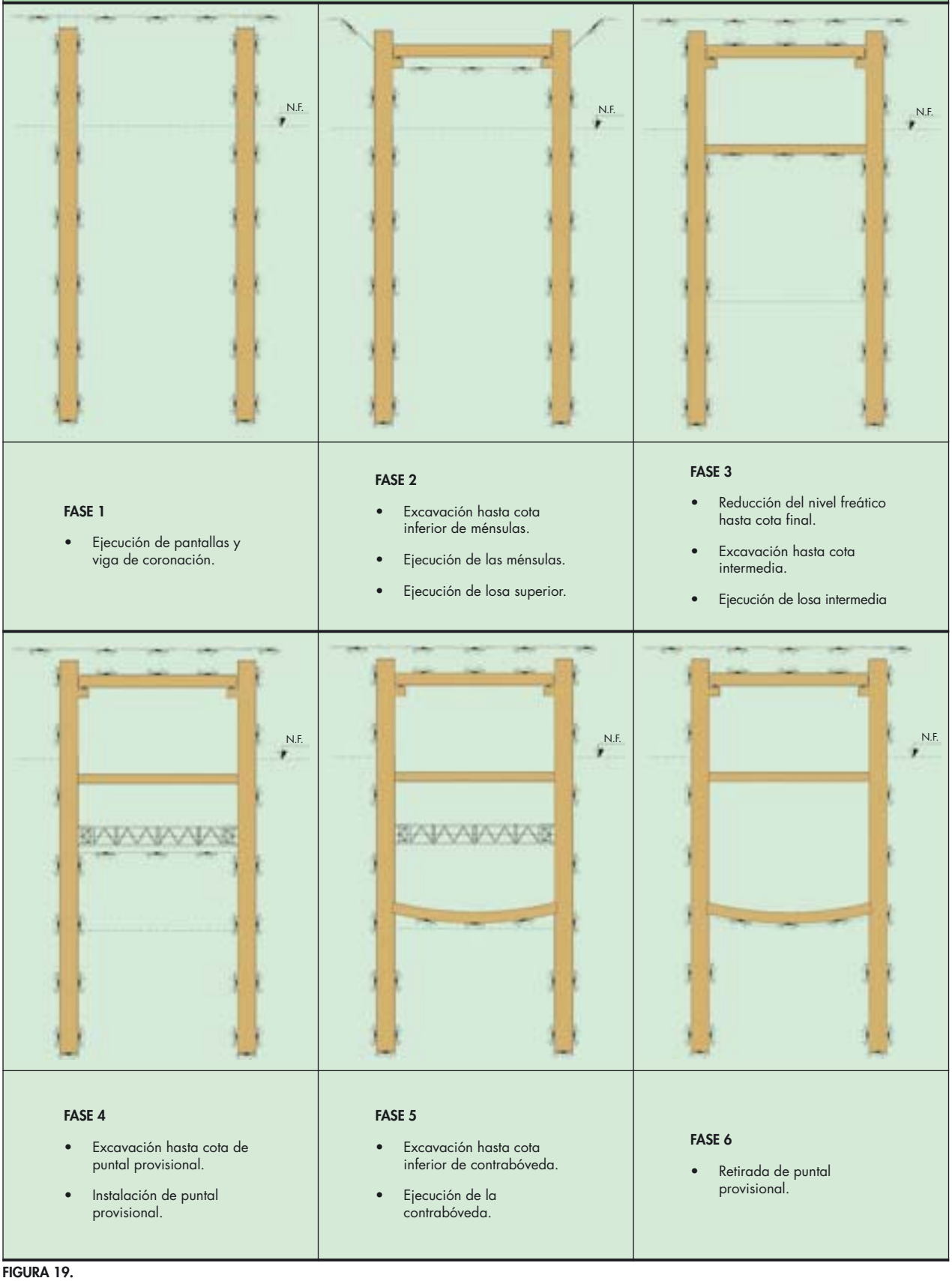
Las fases de ejecución de la estación de Badalona se resumen en la Figura 20.

Tanto para el tramo interestaciones como para la estación de Badalona, el esquema de fases constructivas tiene numerosas variantes en función de la sección tipo elegida, que varía en el número de puntales y losas intermedias. Sin embargo, desde el punto de vista conceptual, las fases aquí mostradas son representativas del proceso constructivo.

En las Figuras 21 y 22 se muestra el estado de las obras en su fase final tanto para el tramo interestaciones como para la estación.

FIGURA 18.

TRAMO INTERESTACIONES



FASE 1

- Ejecución de pantallas y viga de coronación.

FASE 2

- Excavación hasta cota inferior de ménsulas.
- Ejecución de las ménsulas.
- Ejecución de losa superior.

FASE 3

- Reducción del nivel freático hasta cota final.
- Excavación hasta cota intermedia.
- Ejecución de losa intermedia

FASE 4

- Excavación hasta cota de puntal provisional.
- Instalación de puntal provisional.

FASE 5

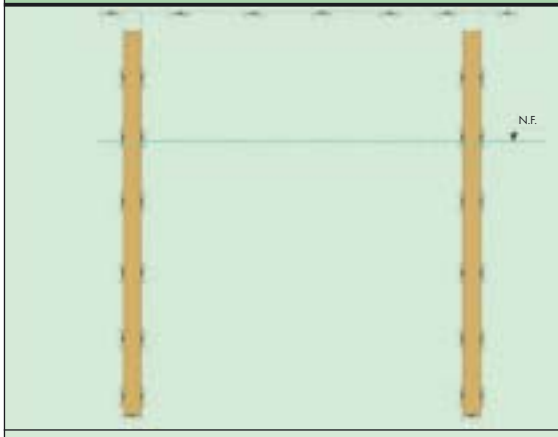
- Excavación hasta cota inferior de contrabóveda.
- Ejecución de la contrabóveda.

FASE 6

- Retirada de puntal provisional.

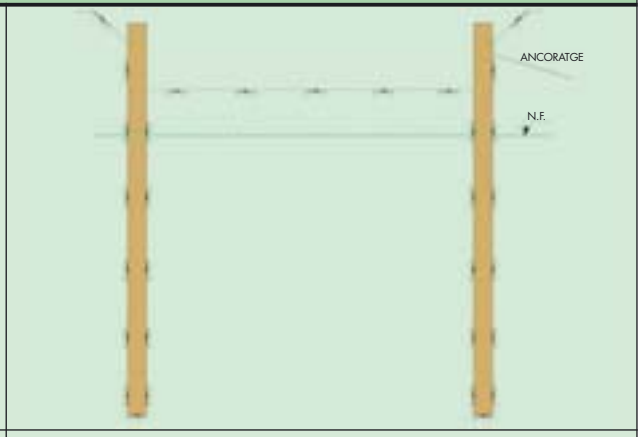
FIGURA 19.

ESTACIÓN DE BADALONA CENTRO



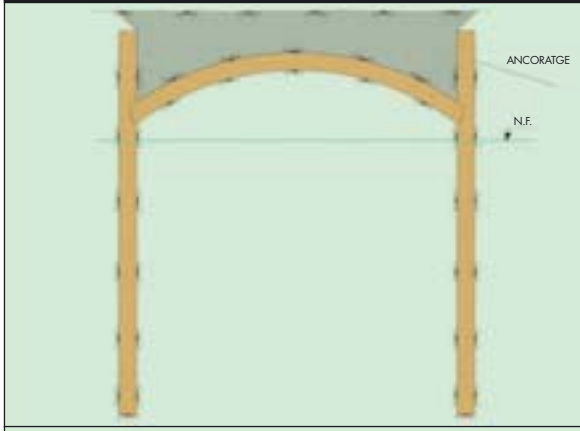
FASE 1

- Ejecución de pantallas y viga de coronación.



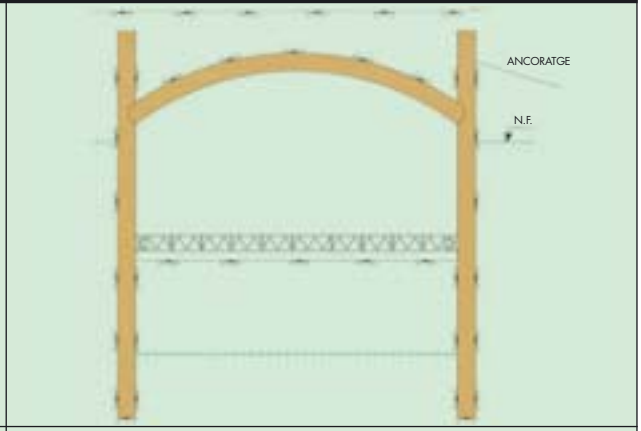
FASE 2

- Excavación hasta el nivel de anclaje provisional.
- Ejecución de los anclajes provisionales.



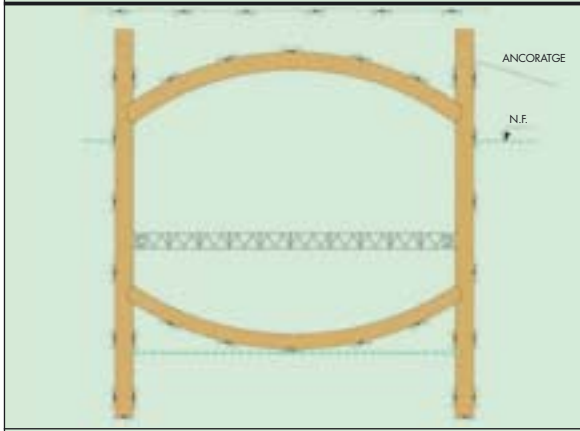
FASE 3

- Excavación hasta cota inferior de bóveda.
- Ejecución de bóveda y relleno.



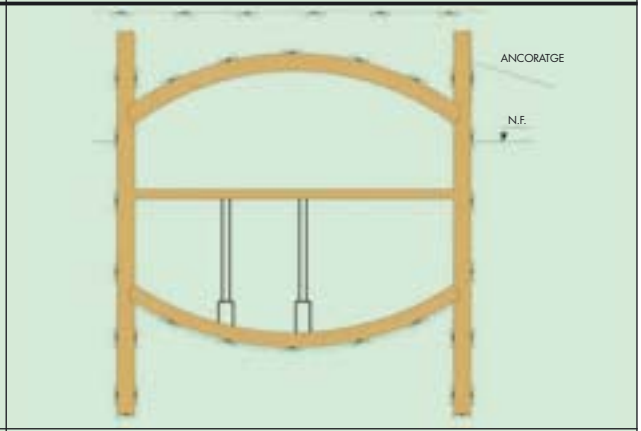
FASE 4

- Rebajamiento del nivel freático hasta cota definitiva.
- Excavación hasta cota de puntal provisional.
- Instalación de puntal provisional.



FASE 5

- Excavación hasta cota inferior de contrabóveda.
- Construcción de la contrabóveda.



FASE 6

- Ejecución de losa de vestíbulo.
- Retirada de puntales provisionales.

FIGURA 20.

FIGURA 21. Interestaciones.

FIGURA 22. Estación de Badalona.

5.4. OTROS DETALLES DE EJECUCIÓN

En la Figura 23 se muestran otros detalles de ejecución de la obra.

6. ASPECTOS HIDRÁULICOS E HIDROGEOLÓGICOS

6.1. CONTROL DE ESTANQUEIDAD DE JUNTAS

Uno de los aspectos básicos de la seguridad en obras de este tipo (junto con la afección a estructuras próximas), es el control de la estanqueidad de las juntas entre bataches. Esta falta de estanqueidad puede tener varios efectos muy perniciosos:

1. Arrastre de material, especialmente en terrenos de grano fino, que pueden ocasionar socavones en superficie. En la Figura 24 se ilustra este fenómeno.
2. Si el fallo se produce bajo la cota de excavación, pueden producirse fenómenos de sifonamiento, de acuerdo al esquema de la Figura 25.

DESCRIPCIÓN	FOTOGRAFÍA
Ejecución de los muretes guía. Se puede apreciar la proximidad a los edificios.	
Hormigonado de la bóveda de la estación contra el terreno.	

FIGURA 23A.

DESCRIPCIÓN	FOTOGRAFÍA
Hormigonado de la contrabóveda en el tramo interestaciones.	
Puntales provisionales en zona de estación.	

FIGURA 23B.

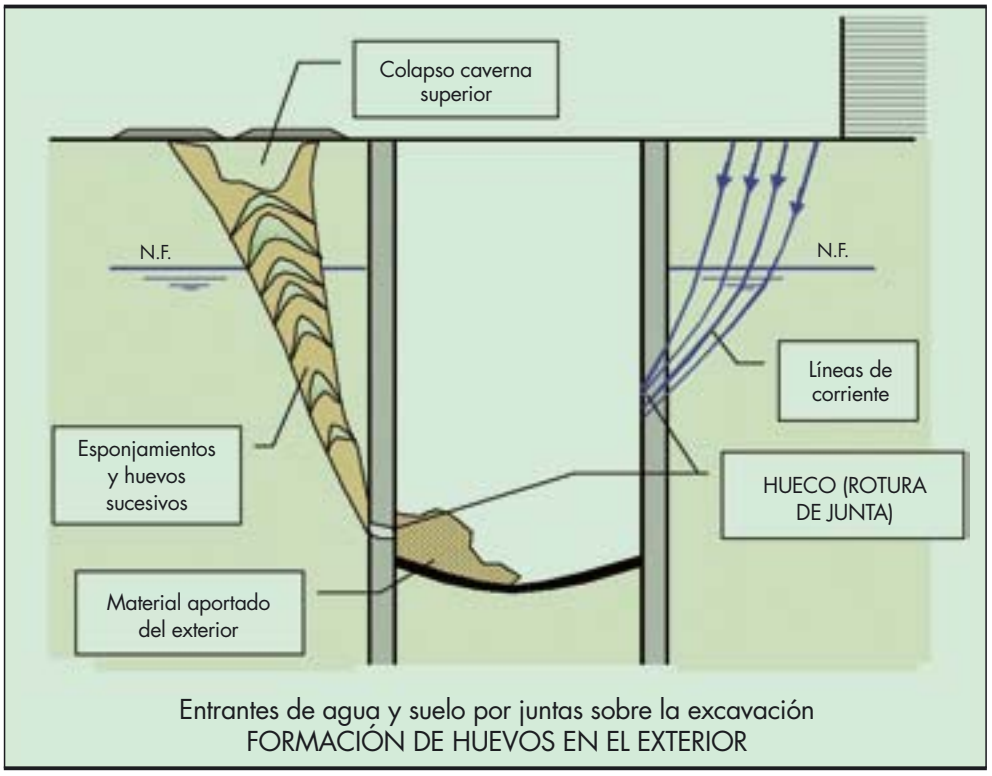


FIGURA 24.

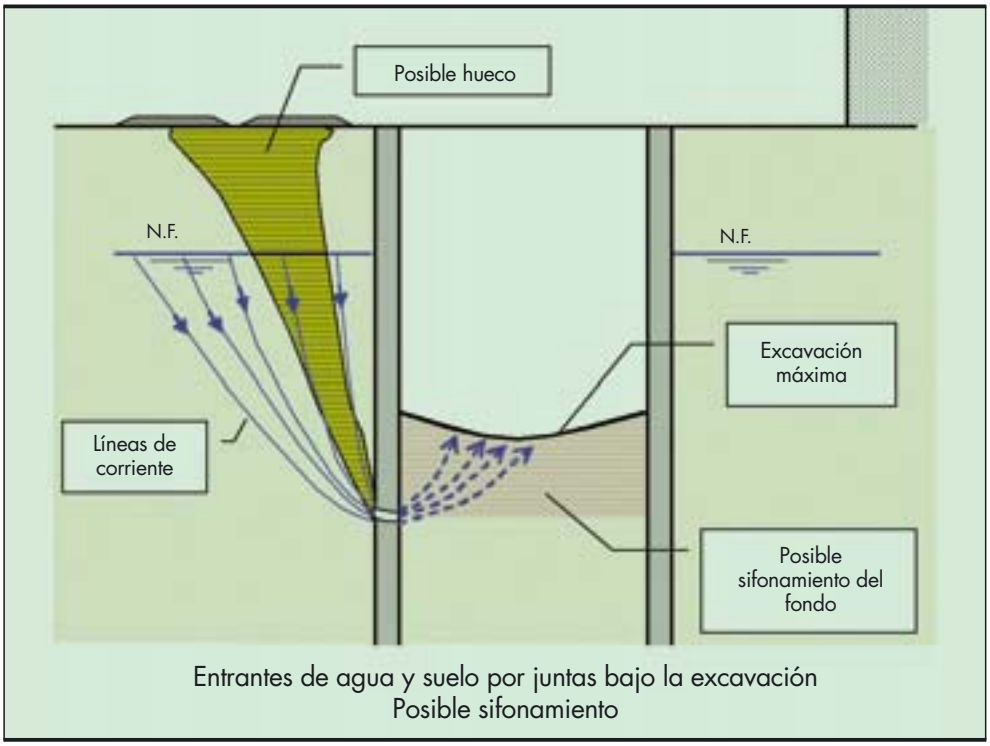


FIGURA 25.

3. Rebajamientos del nivel freático en el exterior de las pantallas que pueden inducir movimientos no admisibles en las estructuras y edificaciones del entorno.
4. La propia entrada de agua (y material) dificulta la ejecución de las obras.

Por ello, es básico tanto el control de estanqueidad de las juntas como el disponer medidas correctoras en caso de que se detecte alguna entrada de agua.

Un primer test de la estanqueidad de las juntas construidas puede realizarse mediante el control del rebajamiento del nivel de agua que se hace en los recintos entre pantallas para ejecutar la excavación. En nuestro caso, este control se hizo del modo siguiente:

- Se instaló una red de piezómetros de control en el interior de cada uno de los recintos, complementarios a los del exterior.
- Antes de realizar las excavaciones se rebajó el nivel de agua hasta la cota de máxima excavación (con un cierto resguardo).
- Se realizó el control del rebajamiento de agua en los piezómetros.

Así, el mejor método para detectar posibles entradas de agua a través de las juntas previamente a la excavación es la ejecución de piezómetros de control, que permitan chequear que el bombeo está produciendo el rebajamiento del nivel de agua que se persigue. En la Figura 26 se muestra el esquema de disposición de piezómetros que se abordó en la obra.

Si en algún punto existe entrada de agua a través de las juntas, no conseguiremos el rebajamiento del nivel de agua, aspecto que detectarán los piezómetros más próximos a la zona defectuosa.

En la Figura 27 se muestra esta idea.

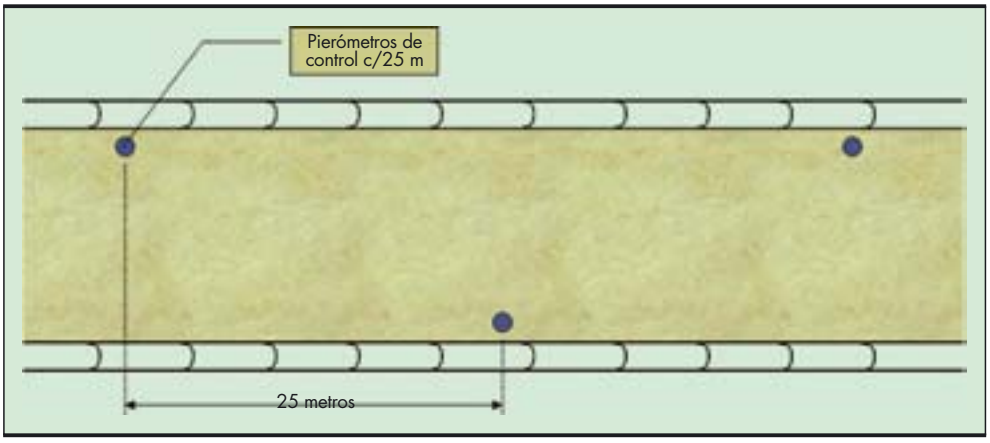


FIGURA 26.

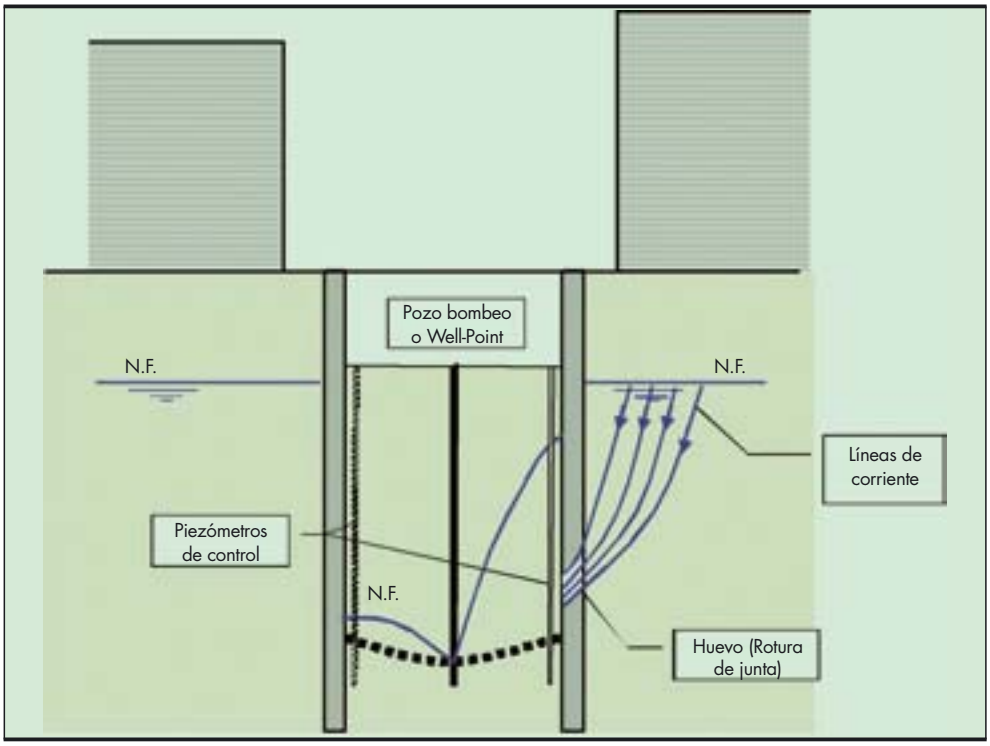


FIGURA 27.

Se observa como el piezómetro de la derecha registra un nivel de agua que se encuentra más próximo al nivel freático exterior que al rebajamiento del nivel de agua buscado con el bombeo interior, que sí se ha reflejado en el piezómetro de la izquierda.

Durante la obra no se detectó ninguna situación de este tipo y el rebajamiento del nivel freático hasta la cota de máxima excavación que se realizó al inicio se produjo sin incidencias. La recuperación del nivel de agua era muy pequeña, del orden de algún centímetro por semana, lo que indicaba que los recintos tenían una muy aceptable estaqueidad.

Estas medidas por sí mismas no garantizan el perfecto estado de las juntas, aunque constituyen un primer paso en la buena dirección. Durante la excavación entre pantallas pueden producirse problemas adicionales entre bataches. Para ello, durante la ejecución de las excavaciones se realizó sistemáticamente el limpiado de las juntas para detectar zonas de debilidad que pudiesen ser fuentes potenciales de problemas. Tampoco tras este limpiado se detectaron juntas defectuosas y únicamente se realizó alguna inyección puntual en alguna de ellas para limitar algún rezume de agua.

6.2. AGOTAMIENTO DEL NIVEL FREÁTICO

Como se ha indicado, el nivel freático, en el entorno de la cota del nivel del mar, se sitúa bastante por encima de la cota de máxima excavación. Por tanto, resulta imprescindible su rebaje en la zona entre pantallas para la ejecución de las obras, creando recintos estancos.

Estos recintos se consiguen, además de con las propias pantallas y su empotramiento en el sustrato impermeable, mediante la ejecución de pantallas transversales de mortero que subdividan la obra en zonas independientes desde el punto de vista hidráulico. Así, la obra se ha subdividido en 5 recintos estancos.

Para definir los sistemas de agotamiento del freático entre pantallas se realizó una prueba de bombeo en uno de los recintos de la obra. Posteriormente, con los resultados obtenidos, se realizó un modelo numérico[2] que permitiese obtener los parámetros hidrogeológicos y diseñar el sistema de agotamiento.

Las características de la prueba de bombeo fueron las siguientes:

- Recinto: N° 4, PK 0+630 a 0+720.
- Dimensiones: 94,4 m x 24,5 m.
- Pozos de bombeo: 2 pozos de 220 mm de diámetro y entubados en 140 mm.
- Cota inferior pozos: –19 msnm (en el interior del mioceno).
- Instrumentación: 16 piezómetros en el Cuaternario y 2 en el Mioceno.

Como se ha indicado, a partir de la prueba de bombeo se realizó un modelo numérico que permitió calibrar los parámetros. En la Figura 28 se muestra la malla empleada.

Los principales resultados obtenidos fueron los siguientes:

- La unidad de arenas cuaternarias se drena sin dificultad.
- Cuando el nivel de agua dentro de los pozos alcanza el Mioceno, los caudales disminuyen un orden de magnitud, de 5 l/s a 0,5 l/s por pozo.

Por tanto, a partir de estos resultados se diseñó un sistema de bombeo muy sencillo que consistía en un único pozo de bombeo por recinto. El agotamiento de los materiales cuaternarios se realizaba en aproximadamente unos cinco o seis días. En los materiales terciarios no era necesario rebajar el nivel, ya que su reducida porosidad y baja permeabilidad hacían que la afluencia de agua a la excavación fuese despreciable.

2 Informe de resultats de la calibració dels paràmetres hidrogeològics del terreny corresponents al recinte d'excavació núm. 04 de les obres del perllongament de la L2 entre Pep Ventura i Badalona Centre, utilitzant un model 3D de flux subterrani i a partir de les corbes de descens obtingudes amb la prova de bombament realitzada entre els dies 10 d'abril al 8 de maig del 2008. Geocat. Junio de 2008.

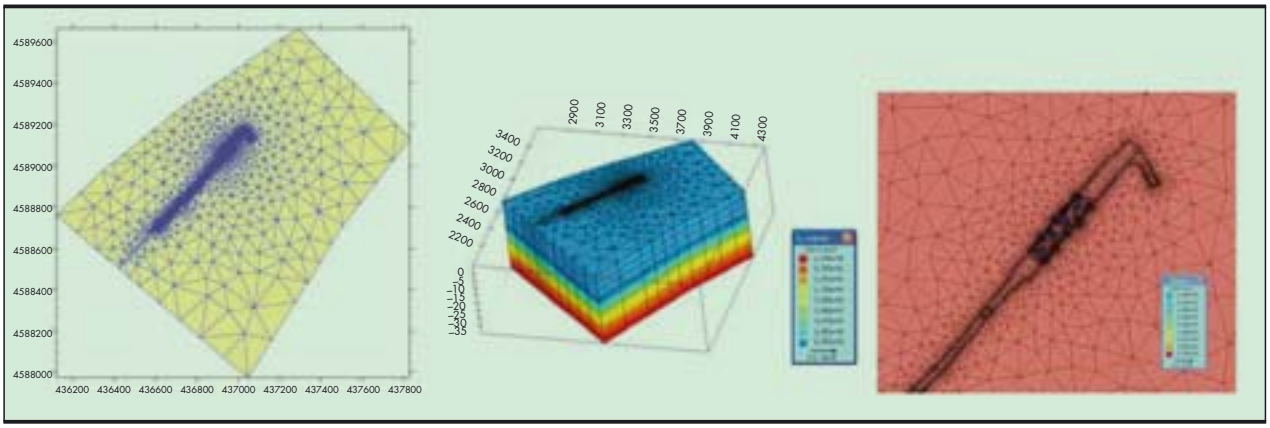


FIGURA 28.

6.3. BY-PASS DEL ACUÍFERO

6.3.1. Introducción

Uno de los aspectos más significativos de esta obra es que las pantallas se sitúan perpendicularmente a las líneas de flujo, que van de montaña a mar. En la Figura 29 puede apreciarse la situación de la obra en relación a estos dos elementos geográficos.

Como hemos visto, las pantallas están diseñadas para empotrarse en el sustrato terciario por lo que, si no se adoptaran medidas correctoras, podrían provocar un efecto barrera al flujo de agua y su consecuente embalsamiento aguas arriba.

Este embalsamiento, además de provocar desequilibrios de empujes en las pantallas del túnel, podría también afectar a otras estructuras enterradas próximas (parkings, sótanos, etc.).

Para evaluar este efecto barrera, se realizó un estudio hidrogeológico en Proyecto[3]. A partir de él se estimó que, si no se llevara a cabo ninguna actuación para minimizar el efecto barrera, esto comportaría una sobreelevación del nivel freático aguas arriba de hasta +1,20 m en el punto medio de la traza.

6.3.2. Solución de Proyecto

La solución del proyecto constructivo consistía en la apertura en las pantallas de unas ventanas de 2 x 2 metros cada 5,20 metros en un tramo central de 170 ml entre los PPKK 0+390 y 0+560. Estas ventanas se rellenaban de material filtrante.

3 Estudi de modelització tridimensional de flux d'aigua per predir el comportament hidràulic dels by-passos o finestres al flux en les pantalles i avaluar el possible efecte barrera de les estructures complementari al projecte constructiu del Perllongament de la Línia 2 de l'FMB en el tram comprès entre Pep Ventura i Badalona Centre (Clau: TM-99456.1). RSE, Febrero de 2006.

FIGURA 29.

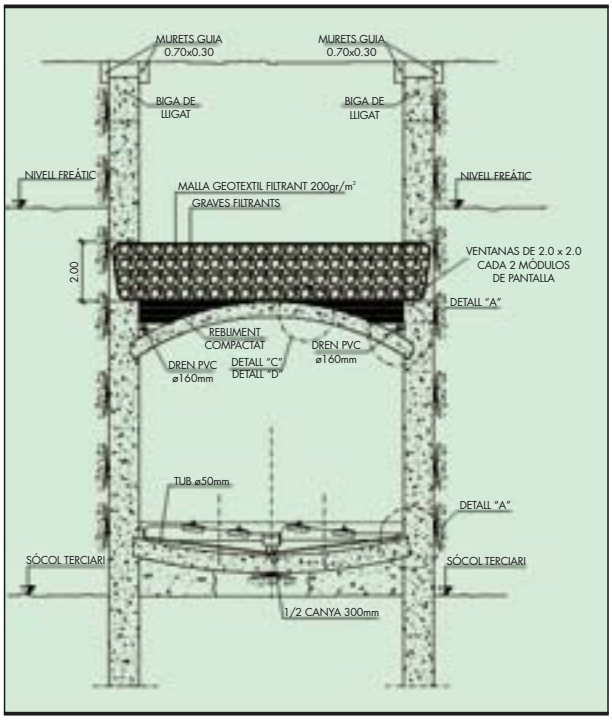


FIGURA 30.

Este material se situaba sobre la bóveda impermeabilizada. La capa filtrante se constituiría a base de gravas, arenas y un geotextil. El esquema de la solución propuesta en Proyecto se muestra en la Figura 30.

6.3.3. Propuesta alternativa

La solución de Proyecto, aunque eficaz desde el punto de vista hidráulico, presentaba importantes dificultades de ejecución. Entre ellas, y fundamentalmente, la ejecución de las ventanas de 2x2 m bajo el nivel freático y en materiales arenosos no estaba resuelta.

Como alternativa, durante la obra se propuso sustituir el sistema de ventanas por un sistema de drenes, aprovechando la existencia de losas intermedias. El esquema de la solución se muestra en la Figura 31.

Básicamente la solución consiste en la instalación de un sistema de drenes, de espaciamiento y longitud variables, que permitan la captación de agua y su trasvase al lado opuesto de las pantallas. Este sistema, basado en la ejecución de perforaciones de diámetro muy reducido, permite su ejecución bajo el nivel de agua.

Para el dimensionamiento de la solución alternativa se realizó un nuevo estudio[4] que verificó que esta solución de dre-

4 Estudi del comportament hidrogeològic de l'alternativa de bypass del flux subterrani a través de les pantalles mitjançant drens horitzontals interconnectats i estudi comparatiu amb l'alternativa de projecte mitjançant finestres. RSE. Mayo de 2006.

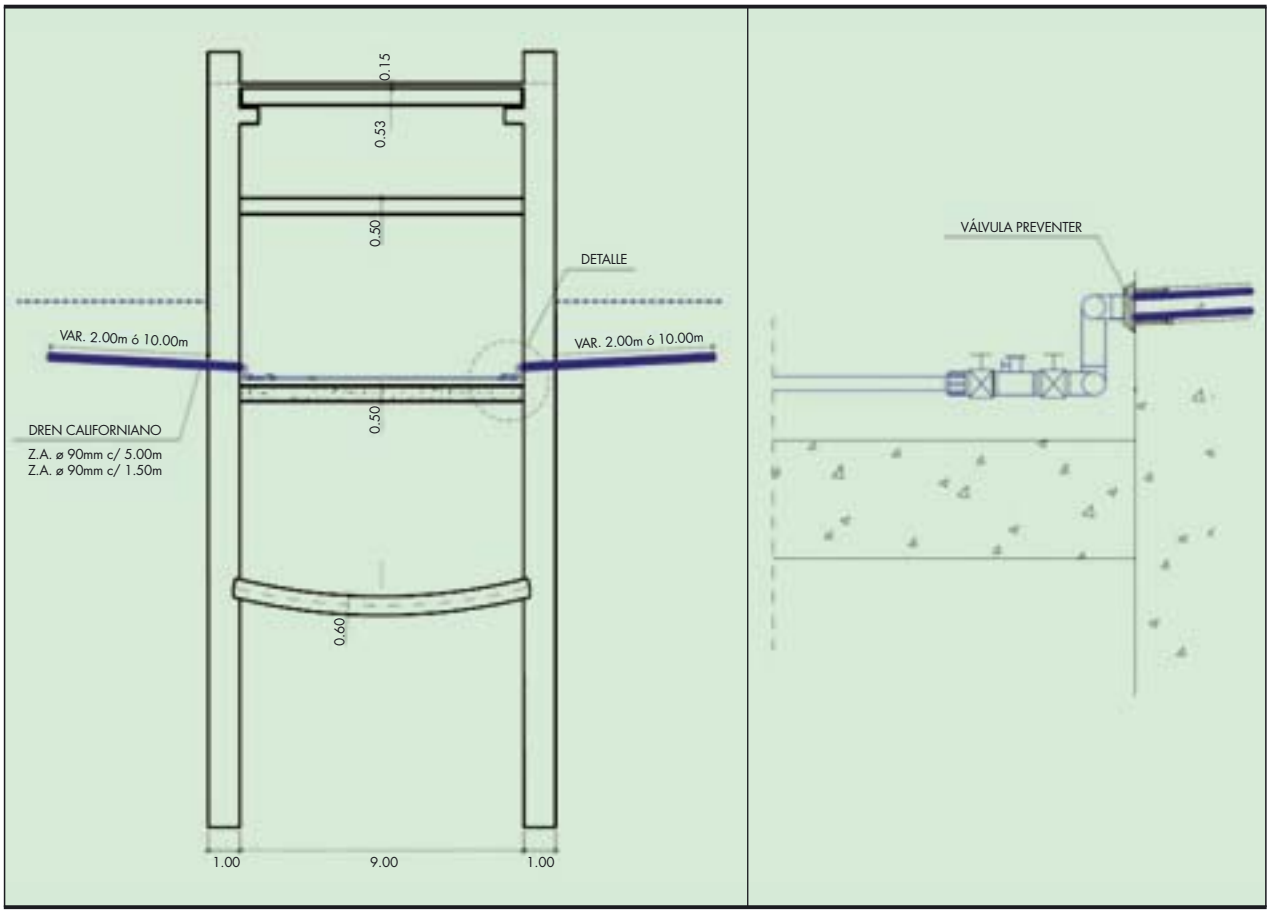


FIGURA 31.

FIGURA 32.

nes californianos presentaba un comportamiento hidrogeológico equivalente a la solución de proyecto.

La longitud de los drenes dispuestos ha sido de 2 o de 10 m, en función de la distancia a las edificaciones. El espaciamiento entre drenes es de 1,5 o de 5 m, respectivamente. La longitud total de actuación con drenes californianos es de 215 metros, entre los PPKK 0+345 y 0+560, siendo el número de drenes a perforar de 96 unidades y la longitud total de drenes de 336 ml.

El proceso constructivo de este sistema de drenes comienza con la perforación de la pantalla, que se realiza mediante corona de diamante de 150 mm de diámetro y con válvula antirreflujo tipo Preventer para evitar la entrada de agua y material a la perforación.

Tras la perforación de la pantalla, se realiza la excavación del dren en el terreno del trasdós. Para efectuar la perforación se usó una puntaza y una tubería de revestimiento metálica perforada, ambas perdidas. La tubería de revestimiento llevaba incorporada en sus agujeros un compuesto hidrosoluble que desaparecía a las 24-48 horas. De este modo, en ese plazo de tiempo el interior de la perforación permanecía en seco, lo que permitía realizar el resto de operaciones.

Así, se introducía en el interior de la tubería metálica el dren compuesto por un tubo ranurado de PVC de 90 milímetros de diámetro, envuelto con un filtro geotextil.

Una vez ejecutados los drenes y sellada la boca de perforación, se procedió a la conexión de los del lado montaña con los del lado mar, de forma que se conecten los niveles piezométricos y se inicie el flujo. El sistema de cañerías es de polietileno DN 90 termosoldables. Este material permite asegurar la durabilidad de la instalación.

Como ventaja adicional, esta solución de drenes californianos permite el mantenimiento del sistema garantizando la funcionalidad de la instalación a lo largo de su vida útil, ya que incorpora un sistema de válvulas para limpiar los drenes en caso de posibles colmataciones y también porque dispone de acceso a la red de cañerías que interconectan los drenes de ambos lados de la traza.

En la Figura 32 se muestra la conexión entre ambos lados de las pantallas.

El sistema se encuentra ya en funcionamiento y, hasta el momento, no se han constatado en los piezómetros de control instalados diferencias del nivel de agua entre ambos lados de las pantallas.

7. AUSCULTACIÓN Y CONTROL

7.1. INTRODUCCIÓN

Uno de los aspectos más importantes de la obra es el control de movimientos de las edificaciones que, como se ha indicado, estaban muy próximas a las pantallas, a distancias de tan solo 2 m.

Las edificaciones existentes, además, son en una gran parte antiguas (muchas de ellas de más de 100 años, como se puede apreciar en la Figura 33), con cimentaciones muy someras y poco desarrolladas, siendo, por tanto, muy sensibles a los movimientos.

FIGURA 33.

7.2. DISPOSITIVOS DE AUSCULTACIÓN Y CONTROL

Se han instalado dispositivos de auscultación tanto en el terreno como en las estructuras anexas. La instrumentación instalada ha sido la siguiente:

- **Inclinómetros**: se han instalado tuberías inclinométricas dentro de las pantallas y, también en algún caso, a través del terreno del trasdós de la pantalla, para controlar los desplazamientos horizontales que se producen en las pantallas y su entorno próximo.
- **Hitos de control topográfico de edificios**: los puntos de control han sido prismas topográficos colocados en las fachadas de cada uno de los edificios próximos a la traza de la obra y donde se midieron periódicamente desplazamientos verticales y horizontales.
- **Hitos de control de instrumentación**: situados al lado de la boca de las perforaciones inclinométricas y extensométricas con el fin de obtener sus movimientos en cabeza.
- **Clavos de nivelación**: situados en la planta baja de los edificios próximos a las obras con el fin de medir posibles movimientos verticales de los mismos.
- **Distanciómetros**: situados en las plantas inferiores de los edificios con el fin de medir variaciones de las distancias entre fachadas opuestas.
- **Extensómetros incrementales**: se han instalado únicamente en alguna sección específica para medir los movimientos verticales relativos del terreno en profundidad y controlar, de forma más precisa, posibles asentamientos próximos a edificaciones.
- **Piezómetros**. Se han instalado piezómetros abiertos en el trasdós de las pantallas con el fin de controlar la variación del nivel freático en la zona próxima a las edificaciones durante las excavaciones.
- **Extensímetros de cuerda vibrante**. Estos dispositivos se han colocado en las pantallas para controlar el nivel de tensiones y así realizar un contraste frente a las hipótesis de diseño.

En la Figura 34 se muestra la auscultación instalada entre los PPKK 0+200 y 0+310.

7.3. RESULTADOS DE LA AUSCULTACIÓN

Como resumen puede anticiparse que los resultados de la auscultación instalada han proporcionado movimientos muy reducidos, en general inferiores a los calculados. Consecuentemente con ello, no se han producido afecciones al entorno.

Como la presentación de todos los resultados de la auscultación excedería el objeto y las posibilidades de esta ponencia, se van a resumir los resultados obtenidos en las tres secciones que se investigaron con el programa PLAXIS presentando los resultados de los inclinómetros.

Las tres secciones analizadas eran las mostradas en la Figura 35.

En general, se observa que los movimientos realmente producidos son inferiores a los calculados. Esta pauta se repite con el resto de la auscultación instalada (prismas, niveles, extensómetros, etc.), que han registrado movimientos muy limitados.

8. ARQUEOLOGÍA

Bajo el casco antiguo de la actual Badalona se encuentra la ciudad romana de Baétulo. La ciudad fue fundada «ex novo» hacia el año 100 a.C. con pervivencia documentada hasta el siglo VI d.C. y con continuidad ininterrumpida hasta la actualidad.

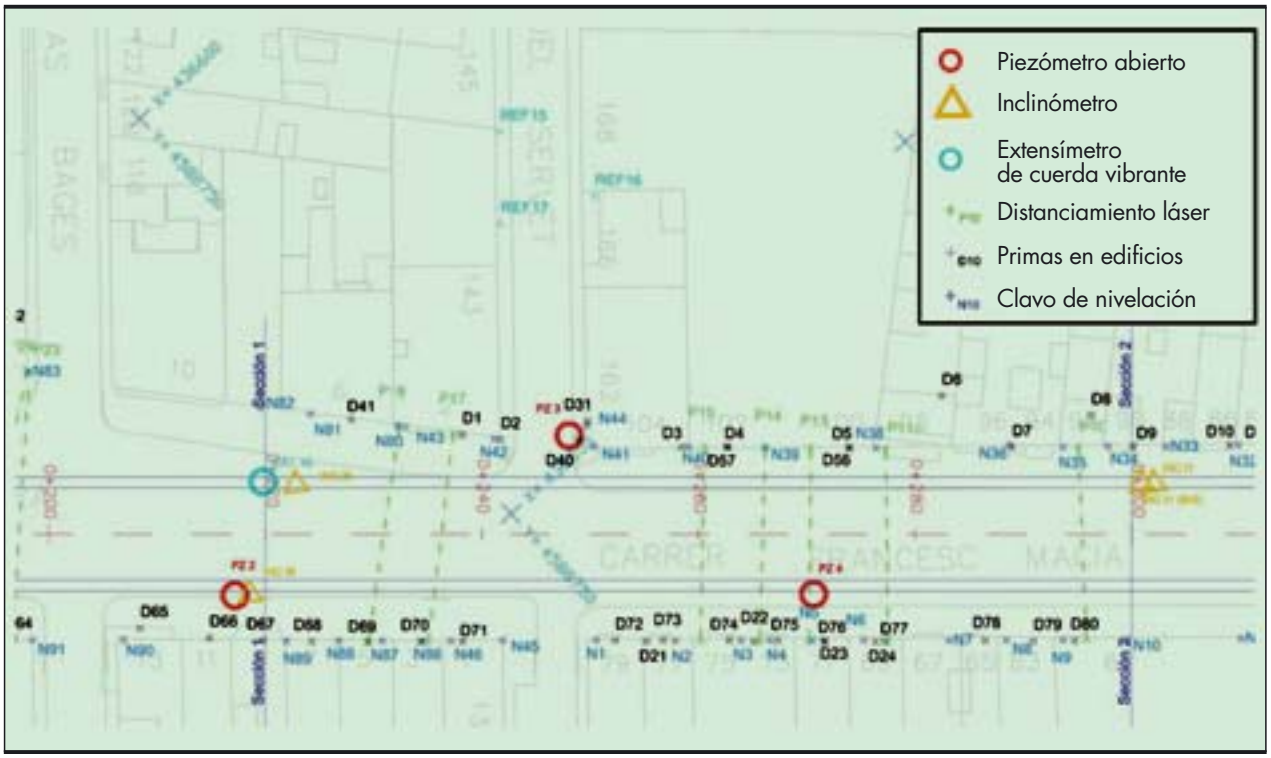


FIGURA 34.

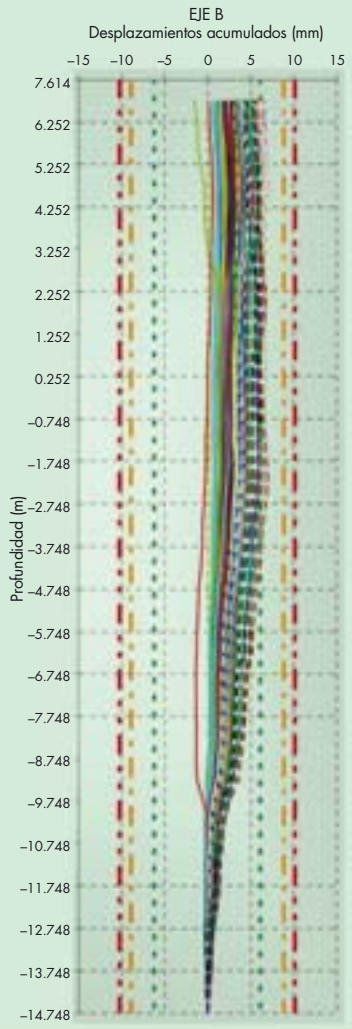
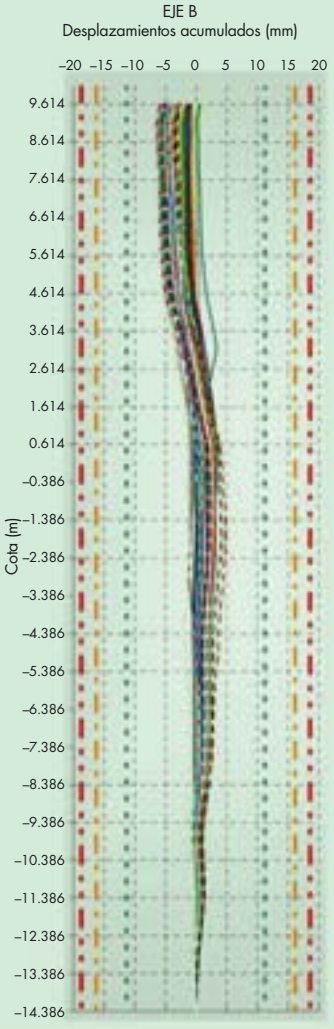
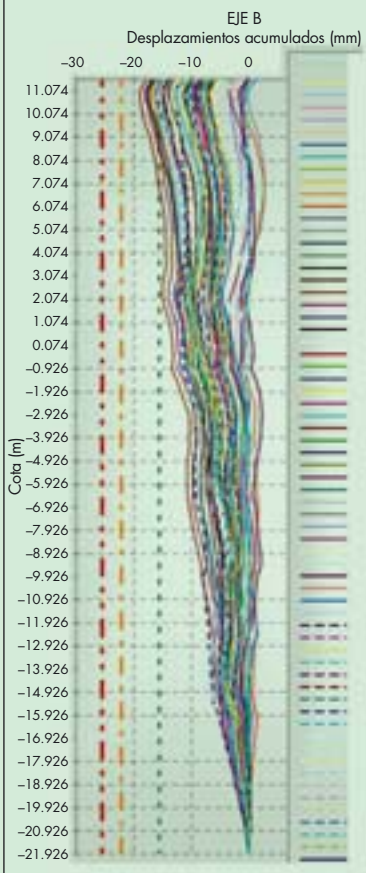
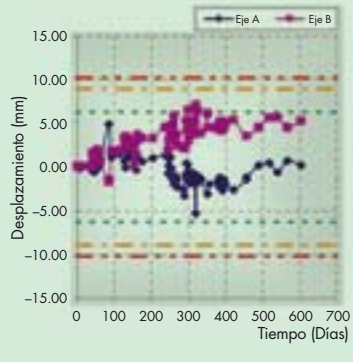
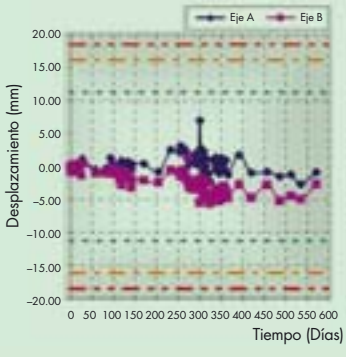
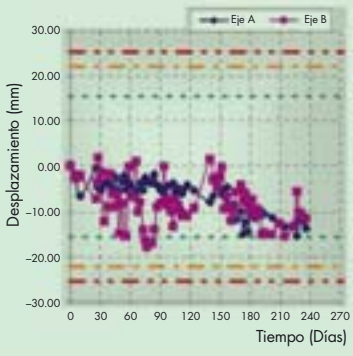
SECCIÓN	Interestación, V-A, 0+397, Izda	Interestación, VII-A, 0+537, Izda	Estación, XII-XIII, 0+730 Dcha
Desplazamiento máximo calculado	16,1 mm	12,9 mm	21,5 mm
Cota	–4,0 m	cabeza	–8,8 m
INCLINÓMETRO			
Desplazamiento máximo medido	6,99 mm	5,8 mm	18,9 m
Despl. máx calculado cabeza	5,7 mm	12,9 mm	19,0 mm
Desplazamiento medido en cabeza			

FIGURA 35.

FIGURA 36.

Estaba emplazada en una pequeña elevación entre dos torrentes, el de Folc y el de Matamoros, cercana al mar y con comunicaciones abiertas y buenas posibilidades agrícolas en las cercanías.

La ciudad fundacional tenía una extensión de 10 hectáreas y estaba rodeada de una muralla que alternaba las torres de defensa cuadradas y semicirculares. Su distribución urbanística seguía un plano ortogonal, orientado de noroeste a sureste, con los ejes transversales paralelos a la costa y adaptándose a la topografía del terreno por medio de un sistema de bancales que permitía salvar las pendientes de la colina donde se asentaba la ciudad. El interior estaba distribuido en insulae o islas de casas, con calles de cinco metros de ancho

Los terrenos afectados por nuestra obra quedan fuera de su trama urbanística, concretamente al sudoeste de la ciudad.

La intervención que se está llevando a cabo en los terrenos destinados para la futura estación de metro de la Línea 2 del FMB, ha permitido localizar un yacimiento arqueológico de unos 5000 m^2 de extensión. En la Figura 36 pueden apreciarse los trabajos de excavación arqueológica llevados a cabo.

A grandes rasgos, la mayoría de estructuras excavadas han correspondido a las infraestructuras (muros, hornos, balsas de decantación de arcilla, alineaciones de ánforas, edificios...) de un gran centro cerámico que podría haber estado en funcionamiento, como mínimo en dos fases, entre el último tercio del siglo I a.C. y hasta el último cuarto del siglo I d.C. Aquí se producirían ánforas para el transporte y comercialización del vino producido en la Layetana en este periodo.

Algunas fotografías de los restos encontrados se muestran en la Figura 37.

Se han identificado 4 fases de ocupación en el yacimiento. (Figura 38).

Las excavaciones arqueológicas mantuvieron trabajando hasta a 70 arqueólogos y supusieron la paralización de las obras de la estación de Badalona durante aproximadamente un año.

9. RESUMEN Y CONCLUSIONES

- El tramo correspondiente a la ampliación de la Línea 2 de Metro de Barcelona entre las estaciones de Pep Ventura y Badalona Centro se ejecuta bajo superficie, excavado al abrigo de pantallas continuas construidas con pantalladoras convencionales e hidrofresa.
- La excavación se realiza mayoritariamente en arenas del cuaternario reciente de origen coluvio-fluvial y litoral. Las pantallas de hormigón se empotran siempre en el sustrato mioceno impermeable. El nivel de agua se encuentra muy somero, aproximadamente a cota del nivel del mar.

FIGURA 37.

PERÍODO	ANTIGÜEDAD	ELEMENTOS	FOTOGRAFÍAS
Tardo-republicano	S I. a.C.	• Estratos y estructuras de forma discontinua y niveles de circulación.	
Tardo republicano/ alto imperial	Último tercio S. I a.C.	• Gran centro alfarero. • Entre otros elementos, se han encontrado 6 hornos rectangulares.	
Alto imperial	Mediados S. I d.C.	• Estructuras diversas, una vez ha dejado de funcionar el centro alfarero. Entre otros un pozo, depósitos… • Espacio de 10 x 20 m dedicado a necrópolis.	
Alto imperial	S. II d.C.	• Arrasamiento general de parte de las estructuras descritas y colmatación de todo el solar.	

FIGURA 38.

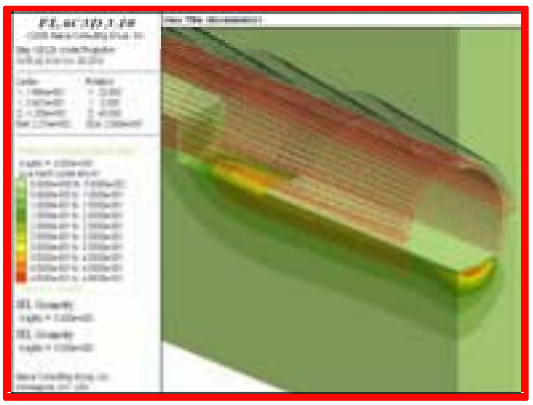
- Las pantallas alcanzan longitudes máximas de 34 m, profundidades de excavación de hasta 27 m y cargas de agua máximas de 15 m. El tramo discurre en un entorno fuertemente urbanizado, con edificaciones a menos de 2 m de distancia de las pantallas.
- Las principales dificultades de la obra están constituidas por la proximidad de estas edificaciones y por la presencia de un nivel freático elevado. Para controlar los riesgos que generan estas circunstancias, se ha seguido un doble camino, control de juntas y control de movimientos en el entorno.
- El control de las juntas se ha realizado mediante el seguimiento con piezómetros del rebaje del nivel freático entre pantallas. De este modo, la posible entrada de agua a través de las juntas supondría una elevación del nivel de agua en los recintos que sería detectada. Durante la excavación, además, se ha realizado sistemáticamente y de modo manual la limpieza de las juntas, con el fin de detectar posibles daños y, eventualmente, proceder a su reparación.
- El control de los movimientos en el entorno se ha realizado mediante la intensa auscultación instalada, comprobándose que los movimientos que se estaban produciendo eran admisibles y en línea con lo previsto.
- La corrección del efecto presa que generan las pantallas en el flujo hidrogeológico transversal montaña – mar, se ha realizado mediante un sistema de drenes californianos que permiten simplificar mucho la comunicación entre ambos lados del acuífero respecto a otro tipo de sistemas que implicarían excavaciones bajo el nivel freático.
- En resumen, aunque de modo aislado ninguno de los elementos de esta obra es excepcional, la coexistencia de un nivel freático elevado, presencia de materiales cuaternarios recientes, existencia de edificaciones muy próximas y pantallas de longitud muy apreciable, suponen un reto importante que, gracias al buen hacer de todas las partes implicadas, se ha resuelto con éxito.

10. AGRADECIMIENTOS

Nuestro principal reconocimiento va dirigido a los verdaderos protagonistas de la obra, aquellos que la construyeron. Como sería imposible nombrar a todos los que participaron, citaremos únicamente a Ángel Martín-Aragón, el responsable del equipo gracias al cual se ha podido realizar con éxito esta compleja obra. También queremos reconocer la labor de Amadeu Abril i Catalá, Director de Obra. Por último, debemos agradecer el trabajo, la ayuda y los consejos de nuestros compañeros de la Oficina Técnica.

INGENIERÍA DEL TERRENO

- Cartografías y perfiles geológicos.
- Campañas de investigación geotécnica.
- Hidrogeología.
- Estudios de procedencia de los materiales.
- Análisis geotécnico de desmontes y rellenos.
- Estudios de tratamiento del terreno.
- Estudios de estabilización de laderas



- Geotecnia de cimentación de estructuras.
- Geotecnia de obras hidráulicas.
- Proyectos de túneles viarios e hidráulicos
- Cavernas de centrales eléctricas.
- Geotecnia marina.
- Asesoría geotécnica a obras.

Profesionales especializados, en perfecta coordinación

acciona Ingeniería

Análisis con el programa FLAC3D de la presión del terreno sobre la chapa en una tuneladora en suelos. Método aproximado de cálculo

MIGUEL FE MARQUÉS (*)

RESUMEN A partir de un gran número de cálculos con el programa FLAC3D, de diferencias finitas en tres dimensiones, se ha obtenido que la presión normal que ejerce el terreno sobre la chapa lateral de una tuneladora en suelos, presenta un valor aproximadamente constante en la mayor parte del escudo y un claro incremento en su parte final. El valor medio es, en general, sensiblemente superior al correspondiente a la solución analítica bidimensional de las curvas convergencia-confinamiento con comportamiento elastoplástico perfecto del terreno y regla de flujo no asociada, según la solución de Panet (1995), debido a la mayor plastificación del terreno por la ausencia de presión interior durante la deformación. Se propone una metodología simplificada de cálculo para obtener, a partir de la solución de Panet, una aproximación de los valores de la tensión media en la parte central y en los últimos 0,5 m del escudo, que se obtendrían en un cálculo tridimensional con el programa FLAC3D. La metodología propuesta consiste en la aplicación de unas ecuaciones aproximadas obtenidas a partir de correlaciones entre los resultados de ambos tipos de cálculo. La aproximación que se obtiene es buena con un error cuadrático medio en torno al 10% (presión media en la parte central) y al 15% (presión media en los 0,5 m finales).

ANALYSIS WITH FLAC3D PROGRAM OF THE GROUND PRESSURE UPON THE SHIELD OF A TBM IN SOILS. APPROXIMATE CALCULATION METHOD

ABSTRACT *From a large number of calculations using FLAC3D, three dimensional program with explicit finite difference formulation, it has been obtained that the normal ground pressure on a TBM shield in soils has an approximately constant value in the largest part of the shield, and a sharp increase to the back of the shield. Generally, the average value is significantly higher than that obtained with the two-dimensional analytical solution of the convergence-confinement curves, with perfect elastoplastic behavior of the ground and non associated flow rule, according to the solution of Panet (1995). This is because of the greater plastic zone of the ground due to the absence of internal pressure during deformation. A simplified calculation method using the Panet solution is proposed to obtain an approximation of the average pressure values on the central part and on the 0.5 m long back part of the shield, that would be derived from a three-dimensional calculation with the program FLAC3D. The methodology consists of the application of approximate equations obtained from correlations between the results of both types of calculation. This resulted in a good approximation, with a mean square error of around 10% (average pressure on the central part) and 15% (average pressure on the 0.5 m long rear part).*

Palabras clave: Tuneladora, Modelización, Escudo, Gap, Plastificación, Inyección de mortero, Presión del terreno, Curvas convergencia-confinamiento, Error cuadrático medio.

Keywords: Tunnel Boring Machine, Modeling, Shield, Gap, Plasticity, Mortar grout, Ground pressure, Convergence-confinement curves, Mean square error.

1. INTRODUCCIÓN

Se analiza en este artículo el valor de la presión normal que ejerce el terreno sobre la chapa lateral de una tuneladora en suelos. A partir de un gran número de cálculos con el programa FLAC3D, haciendo variar los parámetros geométricos y geotécnicos, se ha obtenido la variación en un caso general de dicha presión en una sección transversal y longitudinal de la tuneladora. El análisis se ha realizado para una tuneladora tipo escudo, con sostenimiento de anillo de dovelas, cuya modelización se describe en el apartado 3. El cálculo de la presión normal ejercida por el terreno sobre la chapa determina el dimensionamiento del empuje requerido por la tuneladora frente al "atrapamiento" por rozamiento lateral.

(*) Departamento de Geotecnia de Acciona Ingeniería.

Se han comparado los resultados obtenidos con los correspondientes a la solución analítica bidimensional de las curvas características del terreno, o curvas convergencia-confinamiento, según la solución de Panet (1995), con comportamiento elastoplástico perfecto del terreno y regla de flujo no asociada, obteniéndose una relación aproximada entre los resultados con el programa FLAC3D y la solución de Panet, lo que ha permitido proponer un método aproximado y simplificado de cálculo de los resultados con FLAC3D.

El presente artículo se ha redactado a partir de los trabajos realizados por la empresa AEPO, S.A. (a partir de octubre de 2010, ACCIONA INGENIERÍA) para la Subtarea SP-9.1.2. "Modelización y análisis paramétrico de la excavación y sostenimiento de túneles mediante tuneladora", del Proyecto Científico-Tecnológico singular de carácter Estratégico "La Ciudad Multidimensional", con número de expediente PSE-380000-2008-5, llevado a cabo por un consorcio de empresas y organismos públicos, promovido por la Plataforma Tecnológica Española de la Construcción (PTEC) y que ha recibido financiación del Ministerio de Ciencia e Innovación, dentro del Plan Nacional de Investigación Científica, Desarrollo e Innovación Tecnológica, y ha sido cofinanciado con FONDOS FEDER (Fondo Europeo de Desarrollo Regional).

2. PROGRAMA DE ORDENADOR EMPLEADO

La modelización se ha desarrollado mediante el programa de ordenador FLAC3D, versión 3.1, desarrollado por HCItasca. Este programa de ordenador es un código de cálculo explícito en diferencias finitas en tres dimensiones que simula el comportamiento elastoplástico del terreno y de materiales estructurales.

El programa está basado en el esquema de cálculo Langrangiano que satisface la modelización de fenómenos no lineales que den lugar a grandes deformaciones. Si el material plastifica, la malla se deforma y desplaza con el material. Es una formulación explícita, que se resuelve por iteraciones, lo que permite seguir la evolución del problema hasta el equilibrio. Si no se alcanza el equilibrio, los cálculos con Elementos Finitos se abortan sin dar información alguna, mientras que los de las Diferencias Finitas ofrecen toda la historia hasta el colapso.

El programa permite introducir un gran número de modelos de comportamiento del terreno. En los cálculos realizados se ha supuesto para el terreno el modelo elasto-plástico Mohr-Coulomb.

El programa permite simular superficies de contacto ("interfaces") entre dos o más zonas de la malla, en los cuales se pueden producir fenómenos de deslizamiento y/o separación de las superficies, pudiendo simularse la existencia de discontinuidades relevantes en distintas zonas de la malla, como fallas, juntas, huecos o contornos de fricción, y obtenerse las tensiones actuantes sobre estas superficies.

Los cálculos se han realizado en el modo de "grandes deformaciones", en el cual en cada iteración se recalcula la malla, con la nueva posición de los nodos.

3. MODELIZACIÓN DE LA TUNELADORA EPB

3.1. MALLADO Y MODELOS DE COMPORTAMIENTO

Se ha realizado una modelización que representa de la manera más fiel posible tanto la geometría del problema, como el proceso constructivo.

Los contornos de la malla se han situada a la suficiente distancia de los bordes de la excavación, como para que las tensiones producidas por el túnel no les afecten:

- Contornos laterales: > 3 diámetros desde borde de excavación.
- Contorno inferior: > 2,5 diámetros desde borde de excavación.
- Contorno por delante del frente: > 2 diámetros.

Se ha aprovechado la simetría del problema, por lo que el ancho realmente estudiado es el doble.

Los elementos de la malla presentan una dimensión máxima de 0,5 m en la tuneladora y su entorno, con dimensiones mínimas centimétricas para poder representar con exactitud su geometría. Tanto el escudo como las dovelas se han modelizado como un terreno. En todos los cálculos, la dimensión longitudinal de los elementos de malla en el entorno de la tuneladora es de 0,5 m.

Los modelos de comportamiento para cada elemento modelizado han sido:

- Terreno: Modelo elastoplástico Mohr-Coulomb.
- Escudo, cabeza de corte, dovelas y mortero de inyección fraguado: Modelo elástico.
- Gap terreno-escudo y mortero de inyección no fraguado: No es un terreno sino un hueco en la malla.

Se ha supuesto para el escudo y cabeza de corte un módulo de deformación muy alto, de manera que se comportan como elementos prácticamente indeformables. Para los dovelas se ha adoptado el módulo de deformación correspondiente al hormigón a los 28 días.

3.2. ESQUEMA DE LA TUNELADORA Y FASES DE CÁLCULO

El esquema general de la modelización parte del descrito por Fe, M. y Lorenzo, J. (2010) en el artículo "Modelización, análisis retrospectivo y análisis de sensibilidad del Túnel Norte del Bypass Sur de la M-30 (Madrid)", parcialmente simplificado pues sólo se ha buscado obtener la presión actuante sobre la chapa lateral de la tuneladora.

En la Figura 1 puede verse un esquema general de la modelización. El mortero de inyección de trasdós de dovelas se modeliza como un fluido a presión constante. Para ello, el espacio entre terreno y dovela se representa como un hueco, sobre cuyas paredes actúa una presión hidrostática igual a la presión de inyección.

Las fases de cálculo son las siguientes:

- Fase 0: Estado inicial terreno.
- Fase 1: Excavación y avance completo de la tuneladora.
- Fase 2: Excavación y sostenimiento de una longitud de 12 m de túnel con inyección de mortero "no fraguado" (con presión).

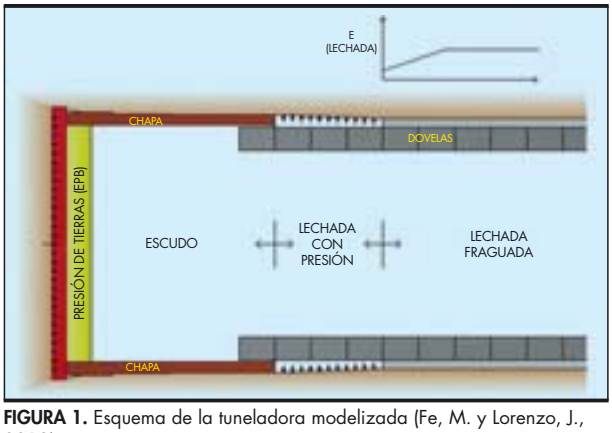


FIGURA 1. Esquema de la tuneladora modelizada (Fe, M. y Lorenzo, J., 2010).

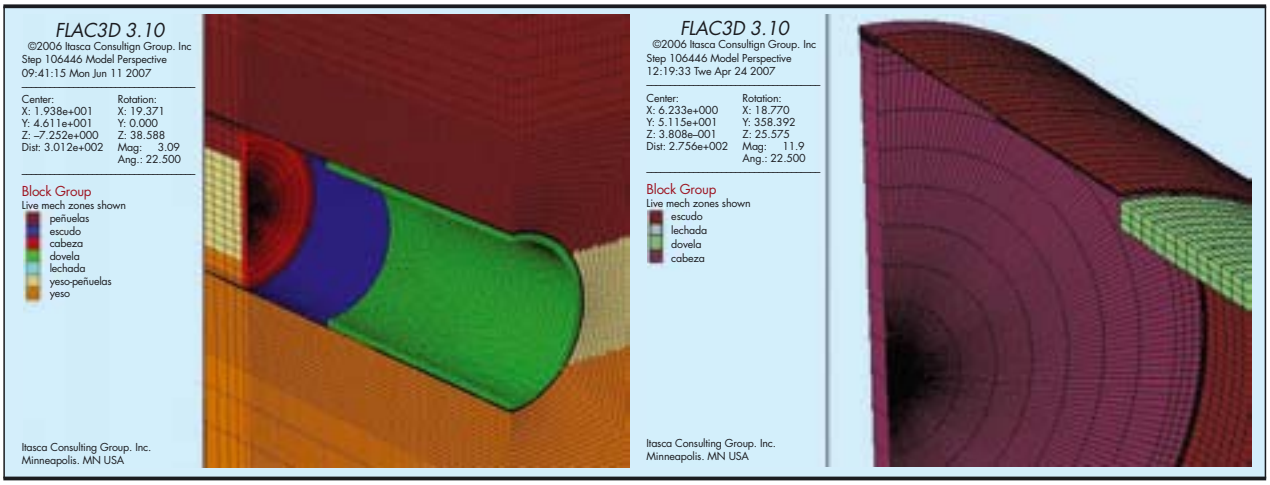


FIGURA 2. Mallado de la zona alrededor de la excavación y de la tuneladora y dovelas (Fe, M. y Lorenzo, J., 2010).

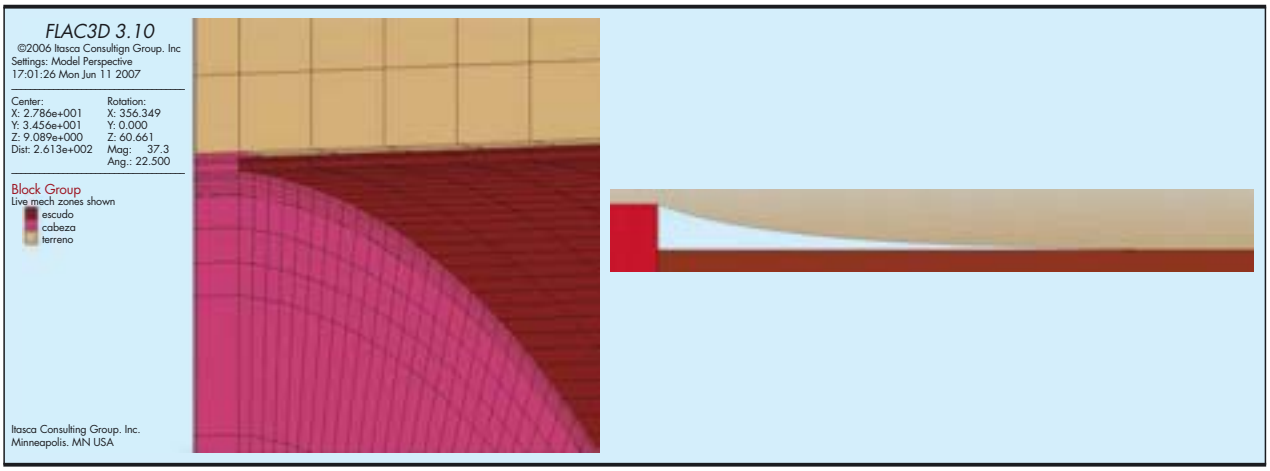


FIGURA 3. Modelización del hueco terreno-chapa, y deformación del terreno (Fe, M. y Lorenzo, J., 2010).

Se ha comprobado que el dividir la fase 2 en subfases, cada una con un avance de 1 m, no produce efecto en las tensiones obtenidas.

3.3. GAP E INYECCIÓN DE TRASDÓS

El hueco o "gap" terreno-escudo y terreno-dovela se ha modelizado como un hueco real en la malla, en lugar de un terreno con un modelo de comportamiento "NULL", opción disponible en el programa pero que no permite dar continuidad a la malla cuando las paredes del hueco entran en contacto. Para la simulación del hueco, el cálculo debe realizarse en estado de "grandes deformaciones", con un recálculo de la malla cada pocas iteraciones y se requiere la colocación de un elemento superficial "interface" que simule la continuidad del modelo cuando la deformación del terreno sea igual que el gap. El acoplamiento entre el terreno y el escudo o dovela ha de realizarse de forma que se mantenga la continuidad de la malla. La modelización realizada permite que el terreno se deforme libremente hasta entrar en contacto con el escudo o la dovela.

3.4. REQUERIMIENTOS INFORMÁTICOS

Los cálculos realizados abarcan una amplia gama de diámetros de tuneladoras y profundidades, por lo que los tamaños de las modelizaciones realizadas son variables. En la Tabla 1 se recogen los rangos de variación de las dimensiones de las mallas consideradas en los cálculos. Se ha aprovechado la simetría del problema, por lo que el ancho estudiado es, en realidad, el doble.

Los cálculos se han realizado con un ordenador Intel (R) Xeon (R) 2.50GHZ y 16 GB de RAM, necesitando cada cálculo unas 70.000 iteraciones, lo que ha tardado entre 1 y 2 días en ejecutarse. En el proceso de cálculo se requieren unos 1,1 GB de memoria RAM y cada archivo de resultados ocupa unos 500 MB

Dimensiones	Mínimo	Máximo
Anchura (m)	22,75	47,25
Longitud (m)	78	85
Altura (m)	79	552
Nº de prismas	275552	
Nº de puntos	288999	

TABLA 1. Dimensiones de las mallas de cálculo.

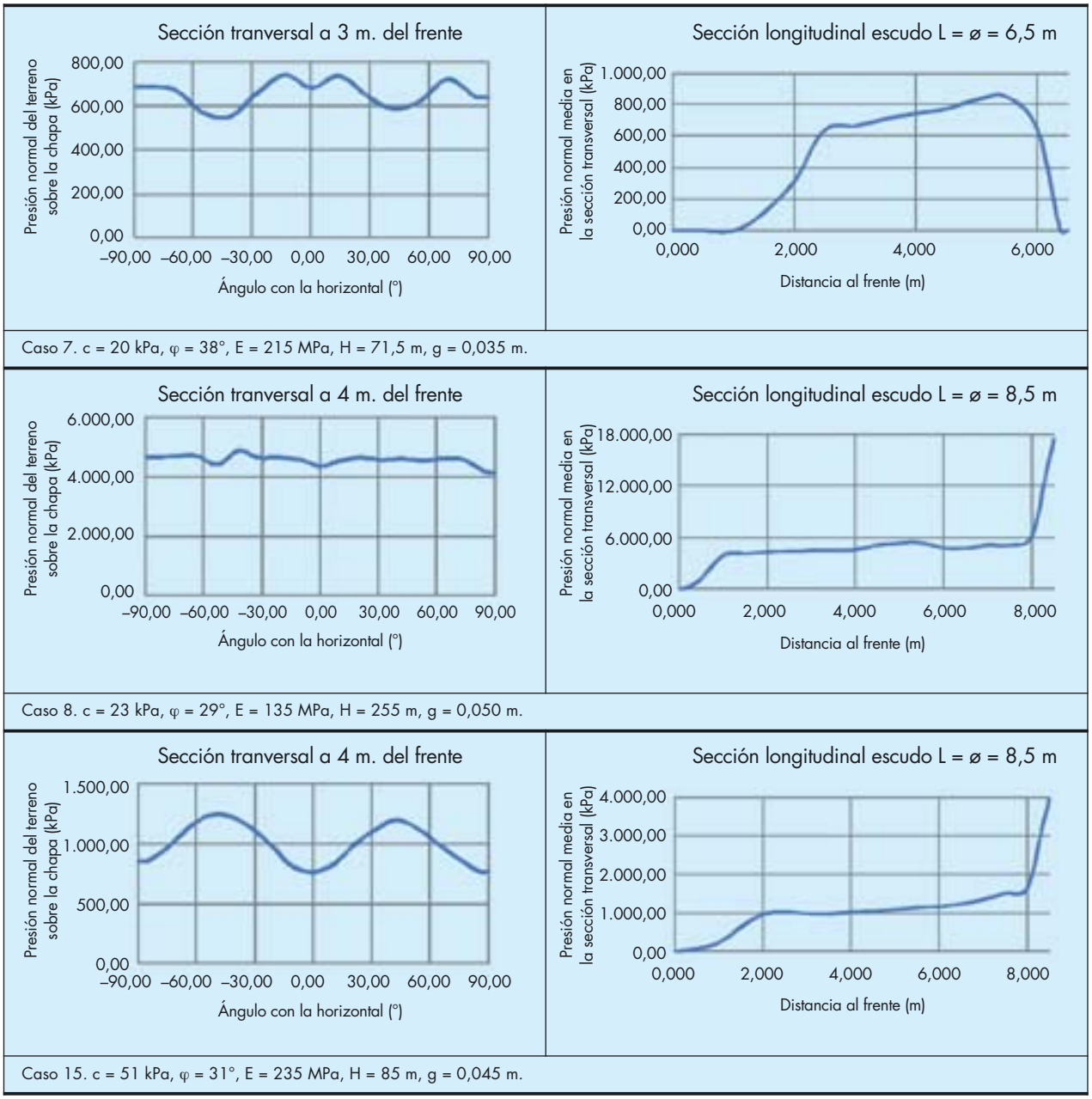


FIGURA 4. Distribución de presiones normales del terreno sobre la chapa en sección transversal y longitudinal para varios casos analizados.

4. DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES SOBRE LA CHAPA EN UN CASO GENERAL

En la figura 4 se representa para diferentes casos analizados, la variación de las presiones normales que ejerce el terreno sobre la chapa. Se incluye la variación de presiones en la sección transversal de la mitad de la tuneladora, y la variación a lo largo de su eje longitudinal, de la presión media en cada sección transversal.

Se ha realizado un gran número de cálculos para diferentes combinaciones de características geométricas y geotécnicas, lo que ha permitido obtener el esquema general de la variación de la presión normal media sobre la chapa, t, en función de la distancia al frente de excavación, l. Se muestra en la figura 5 en la que se ha aproximado la función a una función poligonal compuesta de tramos rectos. Se ha denominado L a la longitud de la tuneladora, que se ha supuesto igual a su diámetro en los cálculos realizados. El esquema general es como sigue:

La presión es nula hasta que el terreno entra en contacto con la chapa. A partir de dicho contacto crece rápidamente hasta un valor t_1, a una distancia l_1 del frente de excavación, a partir de la cual el crecimiento se hace mucho más suave hasta un valor t_2, a una distancia l_2 del frente de excavación. Se ha denominado T, al valor medio entre t_1 y t_2. En la parte final del escudo se produce generalmente un claro incremento de la presión, hasta un valor t_L (presión final), debido a que el terreno posterior se "cuelga" de la chapa, por la presencia tras

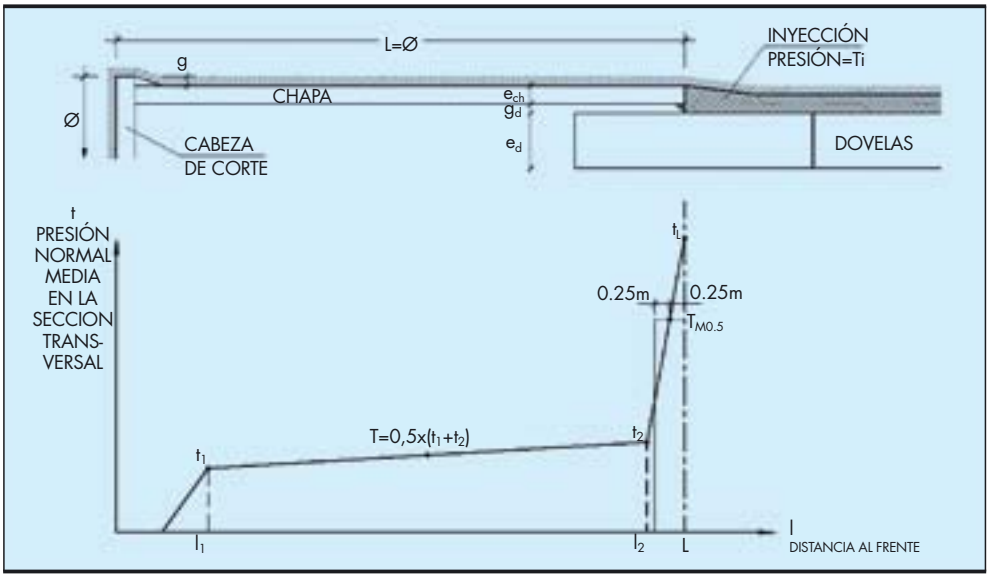


FIGURA 5. Forma general de la distribución de presiones normales medias del terreno sobre la chapa a lo largo del eje longitudinal de la tuneladora.

la misma, del hueco entre chapa y dovela. En dicho hueco se inyecta lechada a una cierta presión, T_i. Por lo tanto, en función del valor de dicha presión frente al valor de t_2, la presión final puede disminuir, llegando incluso a hacerse nula. La distancia l_1 varía generalmente entre 1 y 2,5 m, mientras que $(L - l_2)$ suele presentar un valor ligeramente superior a 0,5 m.

Se ha comprobado en los cálculos que el valor de T es, en general, muy similar al valor medio de la presión a lo largo de toda la longitud del escudo.

Los cálculos se han realizado para una longitud del escudo igual a su diámetro. Se han realizado cálculos de comprobación que indican que, en general, el valor de T varía muy poco al aumentar la longitud del escudo.

El incremento final de presión se produce en la gran mayoría de los casos estudiados, en los últimos 0,5 m de tuneladora, que es el tamaño de los elementos de la malla en esa zona. Esto hace pensar que es muy probable que el valor de la presión final t_L que se obtiene en el cálculo, venga condicionado por dicha dimensión. Por ello, el valor de la presión considerado en el análisis realizado no es el de la presión máxima, t_L, sino el de la presión media en la parte final de la tuneladora, en la última "rebanada" de la malla, es decir en los 0,5 m finales de la tuneladora. A esta presión media final se le ha denominado $T_{M0,5}$.

Suponiendo un aumento lineal de la presión, el valor de $T_{M0,5}$ corresponde a la presión a una distancia de 0,25 m del final de la tuneladora ($T_{M0,5} = t_{L-0,25m}$).

5. PARÁMETROS DE CÁLCULO

Se ha realizado un análisis paramétrico, asignado a cada variable de cálculo 3 ó 4 valores posibles, y realizando cálculos para todas las posibles combinaciones entre ellas. Los valores de cálculo se indican en la tabla 2, con la siguiente terminología:

- Φ: diámetro de la cabeza de corte.
- g: espesor de sobreexcavación o gap terreno-escudo. $g = 0,5 \times (\Phi - \Phi_{chapa})$.
- H: profundidad del centro del túnel.
- L: longitud del escudo.
- T_i: presión de inyección de trasdós de dovelas.
- e_{ch}: espesor de la chapa.
- g_d: gap chapa – dovela.
- y: densidad del terreno.
- E: módulo de deformación del terreno.
- v: coeficiente de Poisson del terreno.
- i: ángulo de dilatancia del terreno.
- k_0: coeficiente de empuje horizontal.
- u: presión intersticial.

En los cálculos se ha supuesto un modelo elastoplástico Mohr-Coulomb. Se han realizado cálculos para 3 tipos de terreno con la resistencia al corte que se indica en la tabla 3.

Parámetro	Valores de cálculo			
Φ (m)	5	10	15	
g/Φ (‰)	0	2	6	10
H/Φ	2	5	15	50
L	L = Φ			
T_i (kPa)	200			
e_{ch}/Φ	0,006			
g_d/Φ	0,002			
γ (kN/m³)	21			
Tipo de suelo	C	GC	G	
E (MPa)	100	200	300	
v	0,3			
i (°)	10			
k_0	1,0			
u	0			

TABLA 2. Valores de cálculo de cada una de las variables.

Tipo de suelo	c (kPa)	φ (°)
C (cohesivo)	50	30
G (granular)	10	40
GC (granular cementado)	50	40

TABLA 3. Resistencia al corte de los suelos considerados.

Son parámetros correspondientes a un suelo arcilloso consolidado, a un suelo granular denso y a un suelo granular con cierta cementación.

Se ha realizado un total de 432 cálculos, que han permitido analizar la variación de los resultados en función de los parámetros de entrada.

Se han realizado además 41 cálculos adicionales con valores diferentes de los parámetros de entrada, dentro de similares rangos de variación (ver apartado 8).

6. COMPARACIÓN DE RESULTADOS CON LAS CURVAS CONVERGENCIA - CONFINAMIENTO

6.1. SOLUCIÓN DE PANET (1995)

Se han compararado los resultados obtenidos con los correspondientes a la solución analítica bidimensional de las curvas características del terreno, o curvas convergencia-confinamiento, según la solución de Panet (1995), con comportamiento elastoplástico perfecto del terreno y regla de flujo no asociada.

Las hipótesis consideradas en esta solución son:

- Excavación cilíndrica de radio R.
- Terreno homogéneo e isótropo sometido a un estado tensional hidrostático.
- Hipótesis de deformación plana.
- Se trabaja bajo la hipótesis de pequeñas deformaciones.
- La corona de plastificación del terreno abarca un radio R_p, función de la presión en las paredes de la excavación p_i.
- El túnel se encuentra a suficiente profundidad como para despreciar la gravedad.
- El comportamiento del macizo, sano o roto, no depende del tiempo.

El parámetro λ, denominado factor de descarga, puede variar entre 0 y 1. λ=0 representa la situación inicial, previa a la excavación y λ=1 indica que el frente de avance ya ha pasado y está suficientemente lejos como para que se haya producido la relajación total del terreno. Entre los valores λ=0 y λ=1 existe un valor λ_{cr} para el cual se produce la rotura del terreno. Este valor se obtiene según:

$$\lambda_{cr} = \frac{1}{K_p + 1}\left(K_p - 1 + \frac{2}{N}\right) \quad (1)$$

$$K_p = \frac{1 + sen\varphi}{1 - sen\varphi} \quad (2)$$

$$N = \frac{2\sigma^0}{\sigma_c} = \frac{\gamma H}{c\sqrt{K_p}} \quad (3)$$

Donde σ^0 es la presión de campo a la cota del túnel y σ_c la resistencia a compresión simple del terreno.

La zona de plastificación crea un arco de descarga cuya estabilidad hay que garantizar para mantener la seguridad del túnel. En cada momento de la descarga, el valor del radio de plastificación R_p viene dado por la expresión.

$$R_p = R\left[\frac{2\lambda_{cr}}{(K_p + 1)\lambda_{cr} - (K_p - 1)\lambda}\right]^{\frac{1}{Kp-1}} \quad (4)$$

En cuanto a los desplazamientos radiales, se obtienen dos expresiones, según estemos en la rama elástica (u^e_r) o en la plástica (u^p_r):

Zona elástica ($0 \le \lambda \le \lambda_{cr}$):

$$\lambda = \frac{2u_r^e G}{\sigma^0 R} \Rightarrow u_r^e = \frac{\lambda\sigma^0 R}{2G} \quad (5)$$

Donde G es el módulo de cizallamiento elástico:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Zona plástica ($\lambda_{cr} \le \lambda \le 1$):

$$\frac{2u_r^p G}{\sigma^0 R} = \lambda_{cr}\left[F_I + F_{II}\left(\frac{R}{R_p}\right)^{K_p - 1} + F_{III}\left(\frac{R_p}{R}\right)^{K_i + 1}\right] \quad (6)$$

$$F_I = -(1 - 2\nu)\frac{K_p + 1}{K_p - 1} \quad (7)$$

$$F_{II} = 2\frac{1 + K_i K_p - \nu(K_p + 1)(K_i + 1)}{(K_p - 1)(K_i + K_p)} \quad (8)$$

$$F_{III} = 2(1 - \nu)\frac{K_p + 1}{K_p + K_i} \quad (9)$$

$$K_i = \frac{1 + sen\, i}{1 - sen\, i} \quad (10)$$

Para cada valor de la presión interior $p_i = (1-\lambda)\sigma^0$ y su correspondiente desplazamiento radial (elástico o plástico), se obtendría un punto de la curva característica del terreno.

6.2. COMPARACIÓN DE RESULTADOS

Se ha comprobado que los resultados obtenidos con el programa FLAC3D difieren sensiblemente de los correspondientes a la solución analítica bidimensional de PANET (1995). El valor de la presión media T, obtenida con FLAC3D, es, en general, superior a la presión T_P, correspondiente a una deformación igual a g (gap terreno-escudo) en las curvas convergencia – confinamiento, pudiendo llegar a ser hasta 3 – 4 veces superior.

Para analizar los motivos de esta diferencia, se han realizado para los 24 cálculos adicionales indicados en el apartado 8., los siguientes cálculos comparativos:

- F3: Cálculo tridimensional con FLAC3D, obteniéndose la presión media T, definida en el apartado 4, y el espesor de plastificación e_{F3}.
- F2: Cálculo bidimensional con FLAC3D (cálculo para una rebanada de tuneladora de 1,2 m de ancho, anulando las deformaciones según su eje), obteniéndose la presión media, T_{F2} y el espesor de plastificación e_{F2}.
- P2: Cálculo bidimensional analítico con la curva convergencia – confinamiento de Panet (1995) obteniéndose para una deformación igual a g (gap terreno – escudo), una presión T_P, y un espesor de plastificación e_P.
- FP2: Cálculo bidimensional con FLAC3D, aplicando en el interior de la excavación, una presión interior igual a T_P, obteniéndose una deformación radial media, u_{FP} y un espesor de plastificación e_{FP}.

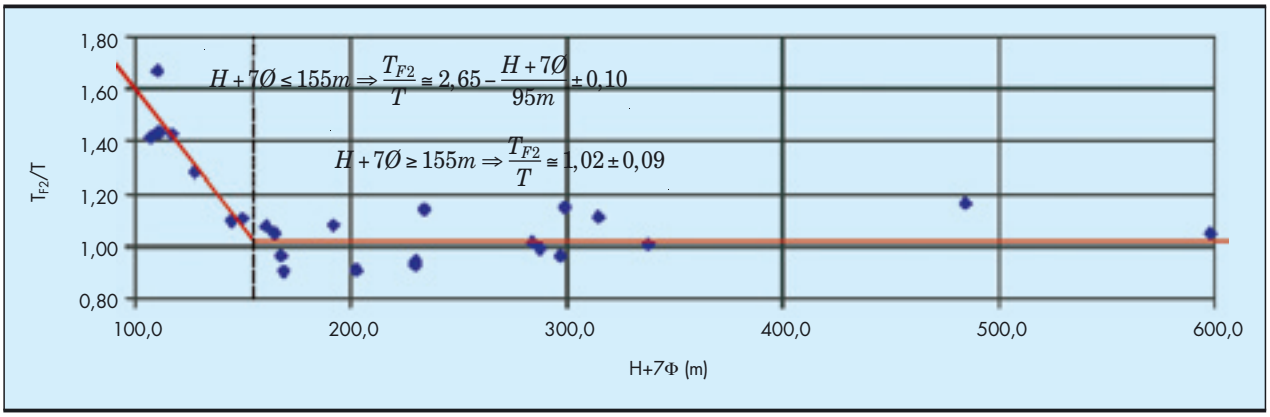


FIGURA 6. Variación de la relación de presiones en cálculos 2D y 3D, con H+7Φ.

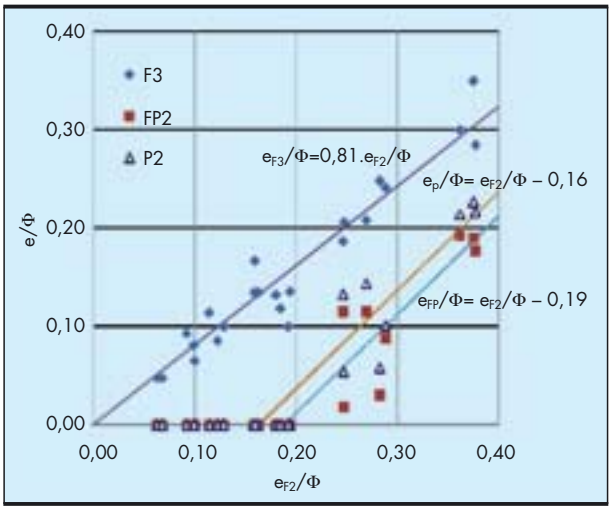


FIGURA 7. Relación entre los espesores de plastificación obtenidos en los diferentes cálculos.

En los cálculos con FLAC3D, los espesores de plastificación alrededor del túnel incluyen tanto el terreno plastificado en el estado final, como el que lo ha estado en alguna fase del cálculo.

Los resultados de los cálculos se presentan en la tabla 4 y las figuras 6 a 8. Las conclusiones que se obtienen son las siguientes:

- T_{F2}/T es aproximadamente igual a la unidad, para valores altos de la profundidad y del diámetro (H+7Φ > 140m). En caso contrario, el efecto tridimensional puede resultar importante y T_{F2}/T puede alcanzar valores de hasta 1,7.
- T_{F2}/T_P varía entre 1 y 7 con un valor medio de 2,1, y T/T_P varía entre 1 y 4, con un valor medio de 1,8, siendo la diferencia debida al efecto tridimensional indicado.
- Los resultados de los cálculos P2 y FP2 son similares. u_{FP} presenta un valor cercano a g y e_{FP}, igualmente, un valor cercano a e_P.
- Los espesores de plastificación e_{F3} y e_{F2} son similares entre sí, y sensiblemente superiores a e_P y e_{FP}.

Por consiguiente la diferencia de presiones obtenida entre los cálculos F3 y P2, una vez excluido el efecto tridimensional, es similar a la obtenida entre los cálculos F2 y FP2, y por el mismo motivo.

En el cálculo F2 (al igual que en F3), después de la excavación, el terreno se deforma libremente hasta "chocar" con el escudo, mientras que en el cálculo FP2, (al igual que en P2) la deformación del terreno se produce mientras se aplica la presión interior T_P. En el primer caso, **la ausencia de presión interior durante la deformación produce una plastificación del terreno muy superior, lo que hace que, para la misma deformación, la variación tensional sea inferior**, lo que da lugar a la diferencia de presiones observada. En la situación final, con la presión del escudo actuando, el terreno circundante vuelve en su mayor parte al régimen elástico, lo que ya no afecta a la presión.

En la figura 7 se muestra, para uno de los casos estudiados, las plastificaciones obtenidas en los distintos cálculos realizados.

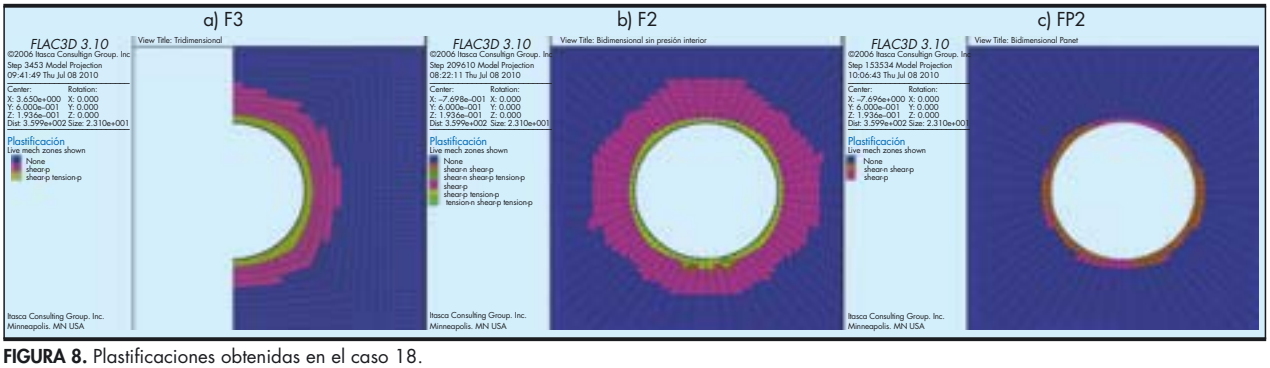


FIGURA 8. Plastificaciones obtenidas en el caso 18.

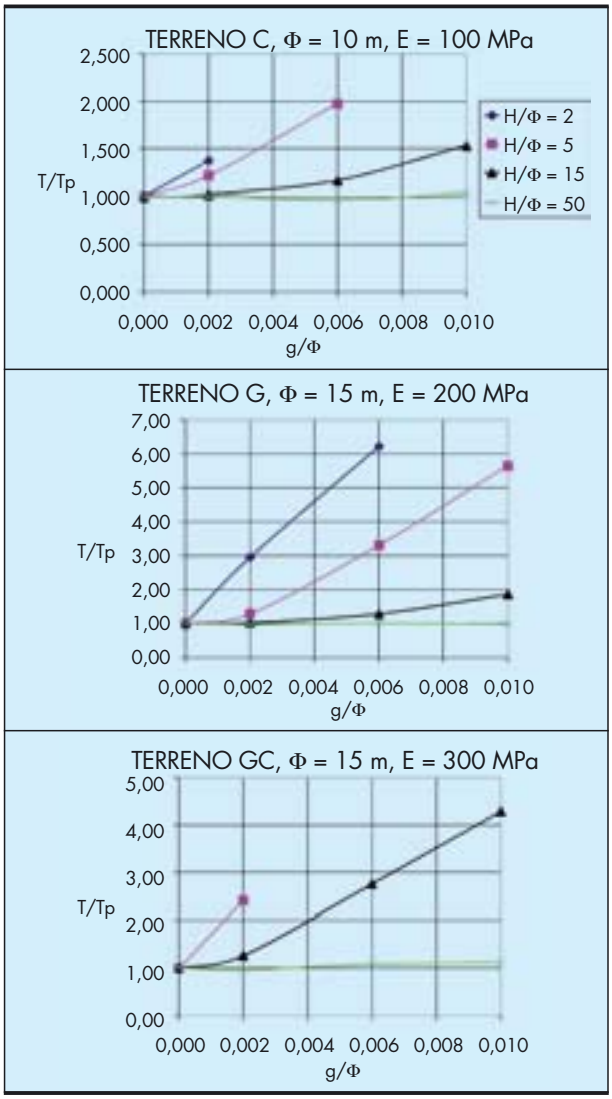


FIGURA 9. Relación entre T/TP y g/Φ para diferentes casos del análisis paramétrico.

6.3. RELACIÓN T/T_P

Manteniendo constantes el resto de parámetros implicados, la relación entre T/T_P y g/Φ se aproxima bien a una curva creciente con una ordenada en el origen de valor unidad, de la forma siguiente (ver figura 9):

$$\frac{T}{T_P} \cong 1 + K\left(\frac{g}{\phi}\right)^n \qquad (11)$$

Se ha supuesto a n constante, es decir que no depende de las características del terreno ni de la tuneladora.

Para un determinado valor de n, el valor de K se obtiene en cada caso por regresión lineal. Una vez obtenido el valor de K para la totalidad de las curvas T/T_P – g/Φ, se ha comprobado que, independientemente del valor de n, la relación entre K y el parámetro adimensional E/(λH), se ajusta bien a una recta para valores de E/(λH) inferiores a 150 (ver figura 11). Esto es:

$$K \cong A\left(\frac{E}{\gamma H} - B\right) \qquad (12)$$

A partir de las parejas de valores A y B correspondiente a cada uno de los 3 tipos de suelo, se han obtenido relaciones lineales con los valores de c y φ:

$$A = a_1\varphi + a_2 c + a_3 \qquad B = b_1\varphi + b_2 c + b_3 \qquad (13)$$

Los valores de n y de a_i y b_i se han ajustado con vistas a optimizar la concordancia entre los valores proporcionados por las ecuaciones y los obtenidos en los cálculos. Con objeto de mejorar dicho ajuste, se han realizado cálculos adicionales (ver apartado 8), cuyos resultados se han comparado con los proporcionados por las ecuaciones obtenidas

Se han seleccionado, por tanto, valores de n, a_i y b_i que optimizan las siguientes condiciones:

- Valor medio del coeficiente de correlación r^2 de las curvas T/T_P – g/Φ.
- Valor medio del coeficiente de correlación r^2 de las rectas K – E/(γH).
- Error cuadrático medio (E_{cm}) de la aplicación de las ecuaciones propuestas, en los cálculos del análisis paramétrico en que son aplicables (173).
- Error cuadrático medio de la aplicación de las ecuaciones propuestas en los 24 cálculos adicionales de comprobación (apartado 8.).

Se ha adoptado para n un valor de 1,4 (ver figura 10). Las ecuaciones aproximadas obtenidas han sido las siguientes:

$$B = 1{,}8\varphi - 41 \qquad (\varphi \text{ en } ^\circ) \qquad (14)$$

$$\frac{E}{\gamma H} < B \Rightarrow \frac{T}{T_P} \cong 1 \qquad (15)$$

$$B \le \frac{E}{\gamma H} \le 150 \Rightarrow \frac{T}{T_P} \cong 1 + (1{,}5\varphi - 29)\left(\frac{E}{\gamma H} - B\right)\left(\frac{g}{\phi}\right)^{1{,}4} \qquad (16)$$

Si el valor de T obtenido con estas ecuaciones supera la presión geoestática (γH), ha de limitarse a dicho valor.

Puede apreciarse que las ecuaciones propuestas son independientes de la cohesión, debido a que se obtuvieron resultados muy similares para los suelos granular y granular cementado, que sólo se diferencian en dicho parámetro.

En la figura 11 se muestran para los tres tipos de suelos estudiados la relación entre K y E/(γH). Puede apreciarse que, para cada tipo de suelo (agrupando G y GC) y para valores de E/(γH) inferiores a 150, la relación K - E/(γH) se ajusta bien a una recta. Las regresiones lineales realizadas presentan unos coeficientes de correlación r^2 comprendidos entre 0,96 y 0,99. Para valores de E/(γH) superiores a 150, se obtienen resultados mucho más dispersos, aunque para valores comprendidos entre 150 y 300, las regresiones obtenidas son una buena aproximación de una cota superior.

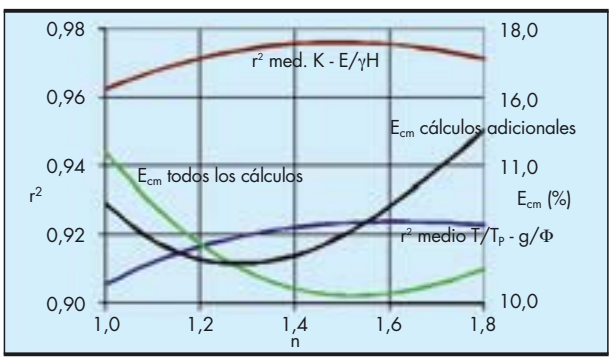


FIGURA 10. Ajuste de las regresiones realizadas en función del exponente n.

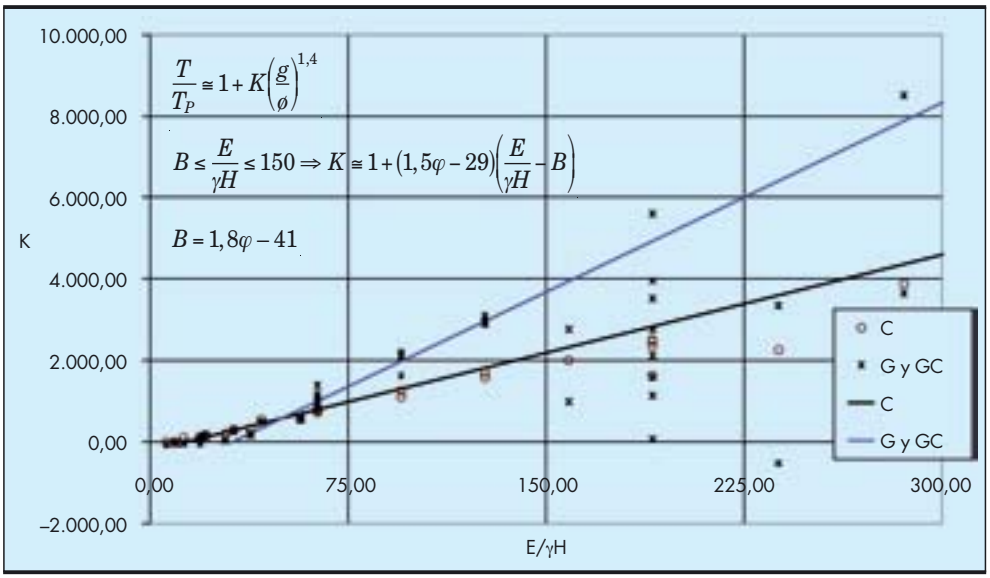


FIGURA 11. Relación entre K y E/(γH).

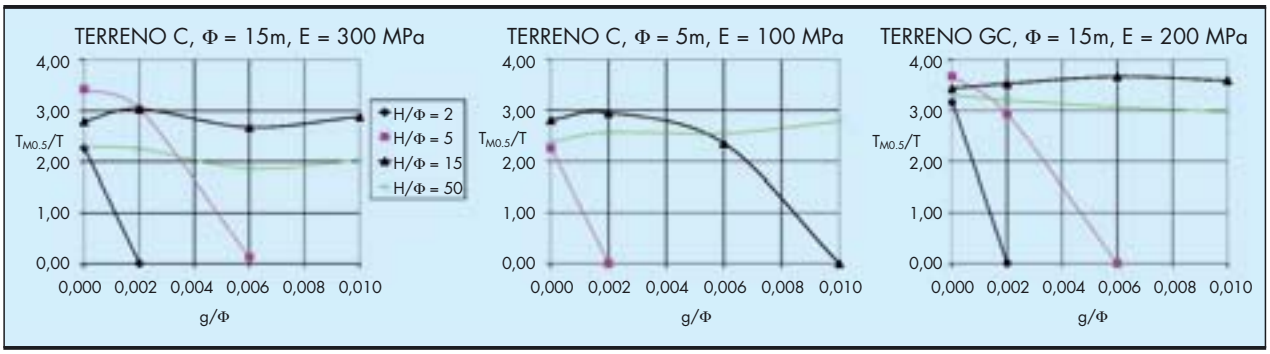


FIGURA 12. Relación entre $T_{M0,5}/T$ y g/Φ para diferentes casos del análisis paramétrico.

7. RELACIÓN $T_{M0,5}/T$

Se ha analizado el valor de la relación entre la presión media en los últimos 0,5 m de la tuneladora, ($T_{M0,5}$, apartado 4) y la presión media, T, en función del resto de variables. En la figura 12 puede verse su variación en función de g/Φ para diferentes casos del análisis paramétrico realizado. A grandes rasgos, la relación entre $T_{M0,5}/T$ y g/Φ sigue el siguiente esquema: $T_{M0,5}/T$ presenta un valor aproximadamente constante desde g/Φ= 0 hasta un determinado valor de g/Φ, a partir del cual decrece hasta 0.

En la figura 13 se representa para varios casos, la relación entre $T_{M0,5}/T$ y T/T_i, donde T_i es la presión de inyección de trasdós de dovelas, la cual se incluye en el análisis, por su evidente influencia en el valor de $T_{M0,5}$. Puede apreciarse que $T_{M0,5}/T$ presenta inicialmente un valor nulo, hasta un determinado valor de T/T_i, a partir del cual aumenta rápidamente hasta su valor máximo, que se mantiene después aproximadamente constante.

Se ha denominado F al valor de T/T_i, a partir del cual $T_{M0,5}/T$ presenta su valor máximo.

En los cálculos realizados, el valor de F varía dentro de los siguientes rangos:

- Terreno C (cohesivo): F = 4 a 6
- Terrenos G (granular) y GC (granular cementado): F = 6 a 12.

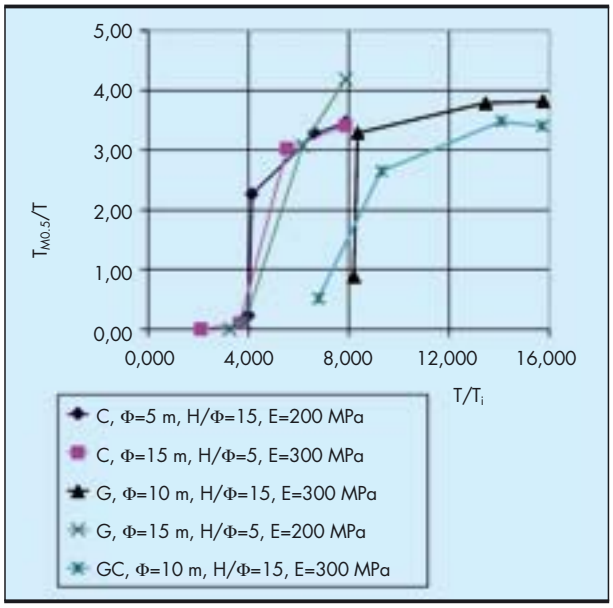


FIGURA 13. Relación entre $T_{M0,5}/T$ y T/T_i para diferentes casos del análisis paramétrico.

n°	c kPa	φ (°)	E MPa	i (°)	g (cm)	Φ (m)	H (m)	T_i kPa	T_P kPa	u_{FP} (cm)	T_{F2}/T	e_{F3}/Φ	e_{F2}/Φ	e_{FP}/Φ	e_P/Φ	T_{F2}/T_P	T/T_P	$T_{M0,5}/T$	$T_{M0,5}$ MPa	ECUACIONES APROX.			
																				T/T_P	$T_{M0,5}/T$	$T_{M0,5}$ MPa	¿T/T_i?
1	6	44	185	10	4,0	6,5	65,0	200	137	3,8	1,67	0,19	0,25	0,12	0,13	6,92	4,15	0,00	0,00	3,89	3,88	2,07	<F1
2	8	39	150	10	4,2	12,5	80,0	150	905	4,0	0,96	0,13	0,18	0,00	0,00	1,59	1,65	2,86	4,27	1,61	3,79	5,52	>F1&<F2
2-1	8	39	150	10	4,2	12,5	80,0	250	905								1,58	1,94	2,78	1,61	3,79	5,52	>F1&<F2
3	9	39	115	10	5,5	8,5	68,0	200	367	5,3	1,28	0,21	0,25	0,02	0,05	3,30	2,58	0,75	0,71	2,30	3,72	3,14	<F1
3A	9	39	115	0	5,5	8,5	68,0	200	359								2,43	0,84	0,73	2,30	3,72	3,08	<F1
3B	9	39	115	15	5,5	8,5	68,0	200	371								2,57	0,90	0,86	2,30	3,72	3,18	<F1
3-1	9	39	115	10	5,5	8,5	68,0	80	367								2,70	3,01	2,98	2,30	3,72	3,14	>F1&<F2
4	13	42	160	10	2,5	11,5	149,5	200	2604	2,1	0,92	0,05	0,06	0,00	0,00	1,11	1,20	3,59	11,24	1,10	3,64	10,46	>F2
4-1	13	42	160	10	2,5	11,5	149,5	400	2604								1,17	3,36	10,28	1,10	3,64	10,46	>F1&<F2
5	15	42	260	10	3,3	7	250,0	150	3364	3,2	1,15	0,11	0,11	0,00	0,00	1,35	1,18	3,26	12,89	1,28	2,94	12,66	>F2
6	16	32	140	10	4,0	13,5	74,3	200	921	3,7	0,90	0,12	0,18	0,00	0,00	1,49	1,65	2,68	4,08	1,40	3,47	4,48	>F1&<F2
6-1	16	32	140	10	4,0	13,5	74,3	300	921								1,57	1,94	2,81	1,40	3,47	4,48	=F1
7	20	38	215	10	3,5	6,5	71,5	200	236	3,4	1,43	0,21	0,27	0,12	0,14	4,47	3,14	0,29	0,21	3,16	3,49	2,60	<F1
7A	20	38	215	0	3,5	6,5	71,5	200	215								3,42	0,17	0,13	3,16	3,49	2,37	<F1
7B	20	38	215	15	3,5	6,5	71,5	200	248								3,07	0,34	0,26	3,16	3,49	2,73	<F1
8	23	29	135	10	5,0	8,5	255,0	200	4133	4,5	1,11	0,06	0,10	0,00	0,00	1,21	1,09	2,61	11,79	1,15	2,49	11,87	>F2
9	27	34	190	10	5,0	11,5	517,5	200	9597	4,0	1,05	0,05	0,07	0,00	0,00	1,05	1,00	2,48	23,87	1,00	2,36	22,65	>F2
10	30	40	250	10	3,5	13,5	202,5	200	3255	3,2	0,96	0,09	0,09	0,00	0,00	1,18	1,23	3,74	14,96	1,21	3,41	13,38	>F2
11	34	28	165	10	4,0	6,5	61,8	200	320	3,8	1,41	0,30	0,36	0,19	0,21	2,93	2,08	1,77	1,18	2,23	3,03	2,17	=F1
11-1	34	28	165	10	4,0	6,5	61,8	100	320								2,34	2,95	2,21	2,23	3,03	2,17	>F2
12	37	37	240	10	2,5	8,5	101,2	200	1038	2,4	1,07	0,14	0,19	0,00	0,00	1,72	1,60	2,76	4,58	1,66	3,33	5,74	>F1&<F2
13	40	33	220	10	3,5	11,5	149,5	200	2109	3,3	0,94	0,13	0,16	0,00	0,00	1,31	1,39	3,27	9,60	1,32	3,10	8,62	>F2
13A	40	33	220	0	3,5	11,5	149,5	200	2109								1,32	3,19	8,89	1,32	3,10	8,62	>F2
13B	40	33	220	15	3,5	11,5	149,5	200	2103								1,37	3,23	9,29	1,32	3,10	8,59	>F2
14	40	29	145	10	5,5	8	55,0	150	217	5,1	1,43	0,35	0,38	0,19	0,23	3,20	2,48	0,82	0,44	2,64	3,12	1,79	>F1&<F2
15	44	36	205	10	5,5	13,5	243,0	200	3818	5,1	1,01	0,08	0,10	0,00	0,00	1,22	1,22	3,17	14,71	1,18	3,08	13,94	>F2
15A	44	36	205	0	5,5	13,5	243,0	200	3818								1,18	3,09	13,93	1,18	3,08	13,94	>F2
15B	44	36	205	15	5,5	13,5	243,0	200	3818								1,19	3,28	14,94	1,18	3,08	13,94	>F2
16	47	41	260	10	3,0	6,5	188,5	200	2112	2,9	1,14	0,10	0,19	0,00	0,00	1,54	1,35	3,17	9,05	1,57	3,08	10,22	>F2
17	51	31	235	10	3,5	8,5	85,0	200	530	3,4	1,10	0,24	0,29	0,09	0,10	2,58	2,35	2,24	2,78	1,94	3,04	3,11	>F1&<F2
18	54	27	180	10	4,5	11,5	84,0	200	745	4,3	1,05	0,25	0,28	0,03	0,06	2,11	2,01	2,68	4,01	1,46	2,92	3,18	>F2
19	58	30	175	10	2,5	13,5	108,0	200	1769	2,2	0,90	0,09	0,12	0,00	0,00	1,21	1,34	3,07	7,26	1,15	3,00	6,12	>F2
19-1	58	30	175	10	2,5	13,5	108,0	100	1769								1,34	2,42	5,75	1,15	3,00	6,12	>F2
19-2	58	30	175	10	2,5	13,5	108,0	300	1769								1,32	3,21	7,52	1,15	3,00	6,12	>F2
20	60	32	255	10	5,5	12	200,0	150	2202	5,3	1,01	0,13	0,16	0,00	0,00	1,51	1,63	2,69	9,64	1,48	2,87	9,32	>F2
21	61	26	210	10	5,0	6,5	104,0	200	614	4,7	1,11	0,28	0,38	0,18	0,22	2,66	2,41	2,54	3,76	1,99	2,62	3,20	>F2
22	65	43	280	10	6,0	8,5	425,0	200	5884	5,6	1,16	0,10	0,13	0,00	0,00	1,32	1,14	3,17	21,23	1,00	2,88	16,96	>F2
23	68	33	180	10	5,5	11,5	207,0	200	3023	5,1	0,99	0,10	0,13	0,00	0,00	1,26	1,27	3,08	11,81	1,27	2,85	10,91	>F2
23A	68	33	180	0	5,5	11,5	207,0	200	3023								1,22	3,04	11,18	1,27	2,85	10,91	>F2
23B	68	33	180	15	5,5	11,5	207,0	200	3023								1,25	3,29	12,38	1,27	2,85	10,91	>F2
24	70	35	255	10	3,5	13,5	97,2	200	1024	3,4	1,08	0,17	0,16	0,00	0,00	1,60	1,48	3,11	4,71	1,58	3,15	5,09	>F1&<F2

TABLA 4. Resultados de los cálculos adicionales.

Puede suponerse, por tanto, a F comprendido entre dos valores, F_1 y F_2, dependientes del tipo de terreno, para los que pueden estimarse los siguientes valores aproximados:

$$F_1 \cong 0,2\varphi - 2 \qquad F_2 \cong 0,6\varphi - 12 \quad (\varphi \text{ en } ^\circ) \tag{17}$$

Para valores pequeños de F, $T_{M0,5}/T$ alcanza un valor nulo, lo que indica que la presión de inyección T_i, "separa" el terreno del final de la chapa.

Se ha analizado la relación entre el valor máximo de $T_{M0,5}/T$, y los parámetros de cálculo. No se aprecia una relación clara de dicho valor con el diámetro Φ, ni con el módulo de deformación E. Sí parece existir una relación decreciente con H/Φ, con coeficientes de correlación r^2 comprendidos entre 0,66 y 0,72 para los diferentes tipos de terreno:

$$T \geq F.T_i \Rightarrow \frac{T_{M0.5}}{T} \cong 1 + C.e^{-D\frac{H}{\phi}} \tag{18}$$

Donde C y D son unos parámetros dependientes del tipo de terreno, para los que se han obtenido las siguientes relaciones lineales con c y φ:

$$C = 1,6 + \frac{4\varphi - c}{100} \qquad (\varphi \text{ en } ^\circ, \text{c en Kpa}) \tag{19}$$

$$D = 0,0004(80 - \varphi - 0,3c) \tag{20}$$

A efectos de diseño parece recomendable emplear para $T_{M0,5}/T$ el valor máximo dado por la ecuación (18), dada la poca precisión que se dispone del valor de F, y la dificultad de garantizar en la práctica un valor mínimo para T_i.

8. CÁLCULOS ADICIONALES DE COMPROBACIÓN Y AJUSTE

8.1. DATOS DE ENTRADA

Se han realizado cálculos adicionales con distintas combinaciones de los parámetros de entrada, con objeto de comprobar y ajustar las ecuaciones propuestas y definir su rango de aplicación. Los valores de cálculo han variado dentro de los rangos siguientes (ver simbología en apartado 5):

- c: 6 a 70 kPa
- φ: 26 a 44°
- g: 0,025 a 0,055 m
- H: 55 a 520 m
- Φ: 6,5 a 13,5 m
- g/Φ: $1,8.10^{-3}$ a $7,7.10^{-3}$
- H/Φ: 5,5 a 50
- E: 115 a 280 MPa
- E/(γH): 17 a 143
- T_i: 80 a 400 kPa
- γ: 20 a 21 kN/m^3
- i = 0 a 15°

Se realizaron inicialmente 24 cálculos con un ángulo de dilatancia, i de 10°, y una presión de inyección T_i de 200 kPa. Para 10 de los casos se hicieron nuevos cálculos haciendo variar i entre 0 y 15° y T_i entre 80 y 400 kPa, lo que ha permitido comprobar el efecto de la variación de ambos parámetros. En total se han realizado 41 cálculos adicionales. El resto de parámetros son los mismos empleados en el análisis paramétrico (υ = 0,3, k_0 = 1, u = 0, L = Φ).

8.2. RESULTADOS OBTENIDOS

Los resultados de los cálculos adicionales pueden verse en la tabla 4. Puede apreciarse que para cada uno de los casos se han comparado los resultados del programa FLAC3D y los obtenidos con las ecuaciones aproximadas propuestas. Según se indica en el apartado 9, el ajuste obtenido es satisfactorio.

8.3. VARIACIÓN DE i Y DE T_i

El análisis paramétrico realizado y las ecuaciones aproximadas obtenidas corresponden a un ángulo de dilatancia, i, de 10° y a una presión de inyección de trasdós de dovelas, T_i, de 200 kPa.

Para 5 de los casos estudiados en los cálculos adicionales, se han repetido los cálculos para valores de i de 0 y 15°, obteniéndose un efecto sobre los cálculos muy pequeño, por lo que las ecuaciones aproximadas siguen siendo aplicables. Igualmente, para otros 5 de los casos estudiados, se han repetido los cálculos para valores de T_i comprendidos entre 80 y 400 kPa, obteniéndose que el efecto sobre el valor de $T_{M0,5}$ se ajusta razonablemente a lo indicado en el apartado 7.

9. AJUSTE ENTRE LAS ECUACIONES PROPUESTAS Y LOS CÁLCULOS

En la tabla 5 se indica el error medio (E_m) y el error cuadrático medio (E_{cm}) respecto los resultados de los cálculos con FLAC3D al aplicar las ecuaciones aproximadas dentro de su rango de validez. En la tabla se ha denominado C.A. a los cálculos adicionales, C, al suelo cohesivo, G, al suelo granular y GC al suelo granular cementado (ver apartado 5). Para la obtención de T/T_P se han considerado los cálculos del análisis paramétricos en los que E/(γH) ≤150. En el caso de la obtención de $T_{M0,5}$, se han considerado en la tabla 5, los cálculos adicionales en que $T/T_i > F_2$ (ver apartado 7). La relación entre los valores aproximados y los cálculos con FLAC3D pueden verse de forma gráfica en las figuras 14 y 15.

Los errores obtenidos para la obtención de $T_{M0,5}$ son similares a los correspondientes a la obtención de $T_{M0,5}/T$, a pesar de que han de aplicarse de forma sucesiva dos ecuaciones aproximadas (obtención de T/T_P y de $T_{M0,5}/T$), lo que indica que los errores en la obtención de T/T_P y de $T_{M0,5}/T$ se han compensado parcialmente en la obtención de $T_{M0,5}$.

Parámetro a obtener	Suelo	E_m (%)	E_{cm} (%)
T/T_P (ecuac. 14 a 16)	C	4,7	6,3
	G	7,9	10,9
	GC	7,7	13,0
	C.A.	8,6	10,8
	Global	7,3	10,3
$T_{M0,5}/T$ (ecuac. 18 a 20)	C	12,4	16,1
	G	11,5	15,0
	GC	8,8	12,8
	C.A.	6,3	7,9
	Global	10,5	14,3
$T_{M0,5}$ (ecuac. 14 a 20)	C	12,7	17,0
	G	10,8	14,0
	GC	10,1	14,0
	C.A.	8,5	10,4
	Global	11,0	14,8

TABLA 5. Errores en el valor de T y de $T_{M0,5}$ al aplicar las ecuaciones aproximadas.

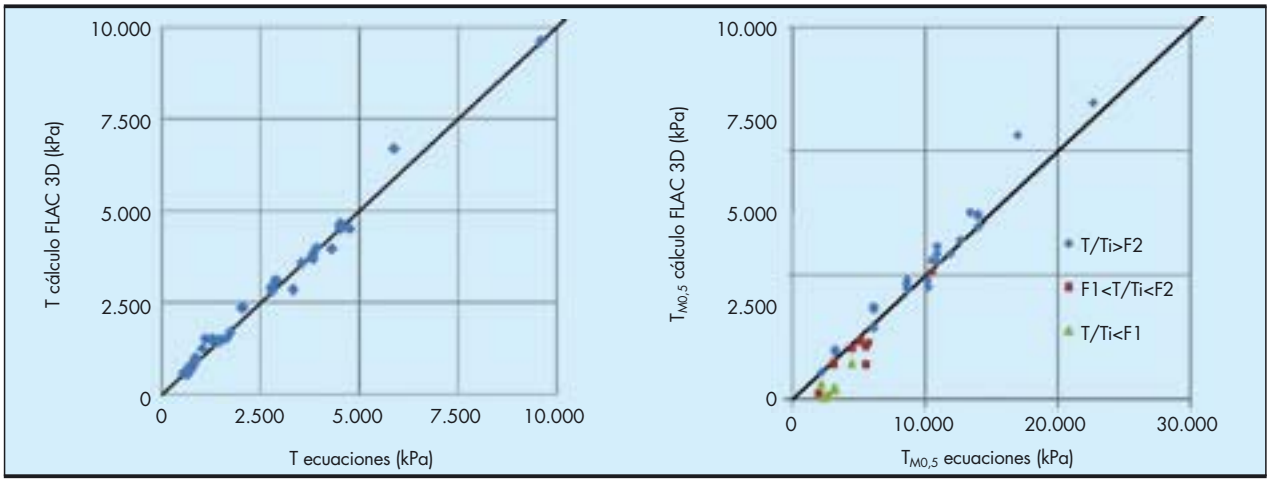


FIGURA 14. Relación entre los valores aproximados y obtenidos con FLAC3D de las presiones T y $T_{M0,5}$, en los cálculos adicionales.

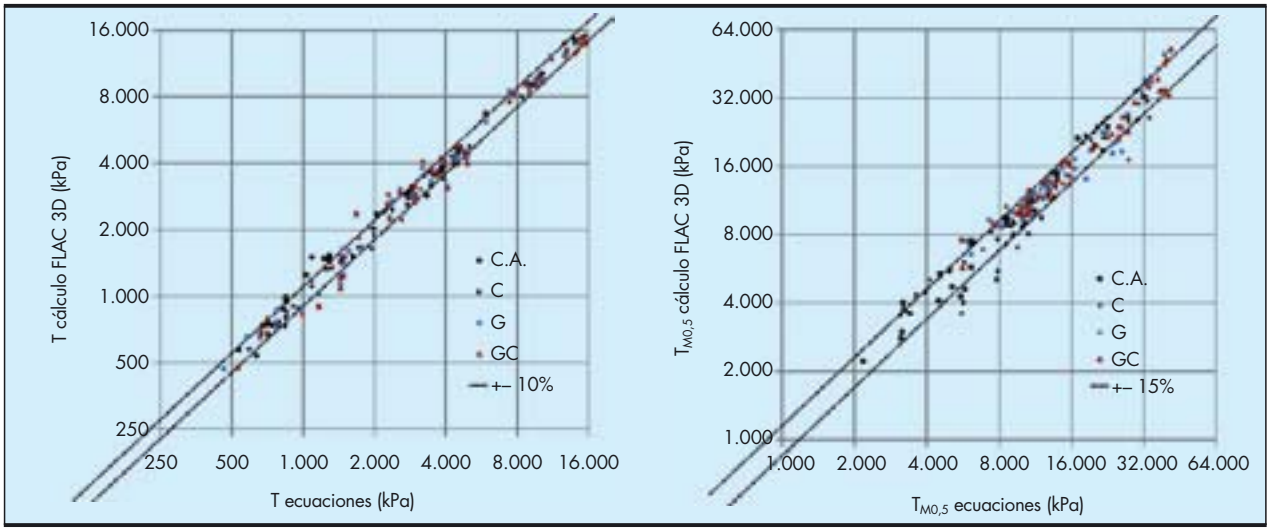


FIGURA 15. Relación entre los valores aproximados y obtenidos con FLAC3D de las presiones T y $T_{M0,5}$, en el análisis paramétrico y los cálculos adicionales (C.A.).

10. CONCLUSIONES

Se ha analizado la variación a lo largo de su eje longitudinal, de la presión normal media que ejerce el terreno sobre la chapa de una tuneladora en suelos, obtenida en el programa FLAC3D de diferencias finitas en 3 dimensiones. Presenta la forma general que se recoge en la figura 5: un amplio tramo central con una presión que puede suponerse aproximadamente constante, con un valor medio al que se ha denominado T, y, en la mayor parte de los casos, un acusado incremento en la parte final de la tuneladora, denominándose $T_{M0,5}$ al valor medio en los 0,5 m finales de la tuneladora. Se ha comprobado que el valor de T es, en general, muy similar al valor medio de la presión a lo largo de toda la longitud del escudo.

Se ha comparado el valor de T con la presión T_P correspondiente a una deformación igual a g (espesor de sobreexcavación o gap terreno-escudo) según la solución analítica bidimensional de las curvas convergencia-confinamiento de PANET (1995). Se ha comprobado que T presenta en general un valor sensiblemente superior, debido a la mayor plastificación del terreno por la ausencia de presión interior durante la deformación, lo que hace que, para la misma deformación, la variación tensional sea inferior.

Se propone en este artículo, una metodología simplificada de cálculo para obtener, a partir de T_P, una aproximación de los valores de T y $T_{M0,5}$ que se obtendrían en un cálculo tridimensional de diferencias finitas con el programa FLAC3D. Las ecuaciones propuestas son las siguientes (ver simbología en apartado 5):

$$\frac{E}{\gamma H} < 1,8\varphi - 41 \Rightarrow \frac{T}{T_P} \cong 1 \qquad (\varphi \text{ en } °,\ c \text{ en Kpa}) \qquad (21)$$

$$1,8\varphi - 41 \le \frac{E}{\gamma H} \le 150 \Rightarrow \frac{T}{T_P} \cong 1 + (1,5\varphi - 29)\left(\frac{E}{\gamma H} - 1,8\varphi + 41\right)\left(\frac{g}{\phi}\right)^{1,4} \qquad (22)$$

$$\frac{T_{M0,5}}{T} \cong 1 + \left(1,6 + \frac{4\varphi - c}{100}\right) e^{-0,0004(80-\varphi-0,3c)\frac{H}{\phi}} \qquad (23)$$

Para valores bajos de T/T_i, siendo T_i la presión de inyección de trasdós de dovelas, $T_{M0,5}/T$ presenta valores inferiores al indicado, incluso nulos (ver apartado 7). Se recomienda, a efectos de diseño, utilizar el valor máximo que se proporciona en la ecuación (23).

La metodología descrita se considera aplicable a los siguientes rangos de datos (ver simbología en apartado 5):

- c: 5 a 70 kPa
- φ: 25 a 45°
- g/Φ: ≤ 0,012
- H/Φ: 2 a 60
- Φ: 4 a 17 m
- E: 80 a 350 MPa
- i ≤ 15°
- $k_0 = 1$.
- u = 0

Los valores límite considerados para E, Φ, g/Φ y H/Φ sobrepasan en un 15 – 20% a los valores máximos y mínimos introducidos en el análisis paramétrico. La ecuación (22) es aplicable para $E/(\gamma H) \leq 150$. Para valores comprendidos entre 150 y 300, puede emplearse dicha ecuación como una aproximación de un límite superior.

Los cálculos se han realizado para $L/\Phi = 1$. Para valores menores, T podría ser algo menor, por el mayor efecto tridimensional. Si L/Φ es claramente superior a la unidad (comportamiento bidimensional), es previsible un valor de T superior, excepto para valores grandes de H y/o Φ (ver Figura 6).

El error cuadrático medio en la obtención de T y de $T_{M0,5}$, respecto a los valores correspondientes a un cálculo tridimensional de diferencias finitas con el programa FLAC3D, está en torno al 10 % en el caso de T, y al 15 % en el caso de $T_{M0,5}$.

11. AGRADECIMIENTOS

Se agradece la importante contribución, de Javier Lorenzo Romero, Alberto Jaén Toribio, Juan Ramón Barajas Íñigo y Santiago Carrillo Alonso, del Departamento de Geotecnia de Acciona Ingeniería, tanto en la realización de los cálculos, como en su interpretación.

12. REFERENCIAS

AFTES (2001). "Recommendations on the convergence – confinement method". Paris, Francia.

Alejano, L. y Alonso Prieto, E. (2006): "Metodología de las curvas convergencia-confinamiento aplicadas al diseño de túneles". Ingeotúneles, Libro 11, Capítulo 6. Ingeniería de túneles.

Fe M. y Lorenzo, J. (2010) "Modelización, análisis retrospectivo y análisis de sensibilidad del Túnel Norte del Bypass Sur de la M-30 (Madrid)". Ingeniería Civil, Nº 159. CEDEX. Madrid.

ITASCA (2006). "FLAC3D, Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions. User's Guide". Itasca Consulting Group, Inc. Minneapolis, USA.

Medina, L. y Melis, M. (2000). "El modelo numérico de predicción de asientos para la ampliación del Metro de Madrid". Revista de Obras Públicas / Extraordinario-Diciembre 2000/Nº 3.405.

Medina, L. (2008). "Modelización de la excavación de túneles mediante EPB: diferencias finitas y elementos discretos". Aula Paymacotas. Ingeniería de Túneles. Jornada técnica: Túneles con EPB, simulación y control de la tuneladora. Barcelona.

Panet, M. (1995): "Le calcul des tunnels par le méthode des curves convergence-confinement". Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées. Paris, Francia.

Madrid/Cuenca/Albacete/
Requena-Utiel/Valencia:
más kilómetros
de alta velocidad y
menos tiempo de viaje,
más kilómetros
de tecnología,
más kilómetros
que abren caminos.

Ya queda menos para la puesta en servicio de la nueva línea Madrid/Cuenca/Albacete/Requena-Utiel/Valencia. 391 nuevos kilómetros de alta velocidad que unirán Madrid y Valencia en aproximadamente hora y media, y que abrirán nuevos caminos entre amigos, y entre empresas. Caminos de tecnología y respeto por el medio ambiente. Caminos de comodidad, de seguridad, de futuro.

www.adif.es

adif

GOBIERNO DE ESPAÑA | MINISTERIO DE FOMENTO

ACORTAMOS DISTANCIAS. **ACERCAMOS PERSONAS.** www.fomento.es

UNIÓN EUROPEA

Este proyecto está cofinanciado por el **Fondo de Cohesión**, por el **Fondo Europeo de Desarrollo Regional (FEDER)** y por las ayudas **RTE**.

Una manera de hacer Europa

Geotextiles utilizados en la impermeabilización de balsas[1]

MANUEL BLANCO (*), ÁNGEL LEIRO (*) y ENRIQUE SANTARRUFINA (**)

RESUMEN El sistema de impermeabilización de una balsa está formado no solo por la barrera geosintética polimérica (GBR-P) sino por una serie de geosintéticos, entre los que cabe destacar al geotextil.
En este trabajo se pretende dar a conocer las características de los geotextiles utilizados en la impermeabilización de balsas en los últimos años y que forma parte del convenio establecido entre el Laboratorio Central de Estructuras y Materiales del CEDEX y la Dirección General del Agua del Ministerio de Medio Ambiente, y Medio Rural y Marino.
Las pruebas llevadas a cabo hacen referencia a masa por unidad de área, resistencia a la tracción, alargamiento en rotura, perforación dinámica y punzonamiento estático.

GEOTEXTILS USED IN RESERVOIRS WATERPROOFING

ABSTRACT *A reservoir waterproofing system is formed not only by the geosynthetic polymeric barrier (GBR-P), but by a series of geosynthetics, which include to the geotextil.*
This work is intended to give to know the characteristics of the geotextils used in waterproofing of reservoirs in recent years and that is part of the agreement established between Laboratorio Central de Estructuras y Materiales (CEDEX) and Dirección General del Agua del Ministerio de Medio Ambiente, y Medio Rural y Marino.
Tests carried out reference mass per unit area, resistance to tensile, elongation at break, dynamic perforation and static puncture.

Palabras clave: Geotextiles, Impermeabilización, Balsas.

Keywords: Geotextils, Waterproofing, Reservoirs.

1. INTRODUCCIÓN

En el año 1977 se celebró en París el Coloquio Internacional sobre el empleo de textiles en Geotecnia; ahí es donde Giroud propone el nombre de geotextiles para designar a estos materiales orgánicos. Posteriormente, la International Geosynthetics Society (IGS) organizó sucesivas conferencias internacionales sobre el tema en Las Vegas, Viena, Singapur, Atlanta, Niza, Yokohama y Guarujá (1-2). A nivel nacional, los capítulos correspondientes celebran, a su vez, eventos locales varías veces al año, así los últimos celebrados tuvieron lugar en Santa Cruz de Tenerife, Valencia y Sevilla (3-5).

Los geotextiles, en la casi totalidad de las balsas construidas en España, se sitúan entre el soporte y la geomembrana sintética, (6-7) aunque, en ocasiones, su colocación puede ocurrir entre dos geomembranas por que así lo requiera el diseño del sistema, es el caso de Los Cabezos, en Villena (Alicante) o en reimpermeabilizaciones para evitar incompatibilidades posibles entre las láminas, como podría ser una migración de plastificantes entre un poli(cloruro de vinilo) plastificado y otra membrana de distinta naturaleza. En el caso concreto de las presas, es frecuente hacer uso de geomembranas que llevan incorporado por el lado que va a estar en contacto con el paramento un geotextil; este es el caso de las impermeabilizaciones de las presas portuguesas de Coviao do Ferro y Pracana (8).

La utilización de geosintéticos como drenes es, en la actualidad, de uso común. Su finalidad básica es la captación de agua y conducirla de modo que no de lugar a arrastres, además de disminuir la presión intersticial. Aparte de su función esencial en la estabilidad de la obra, es muy de tener en cuenta los dispuestos para localizar, y en su caso medir, las eventuales filtraciones (9-11).

Aunque a nivel general estos materiales pueden estar constituidos por poliamidas e incluso por fibras de materiales compuestos, en nuestro país, se suelen fabricar a partir de polipropileno, polietileno y poliéster (12). Los dos primeros productos son poliolefinas que en su polimerización han perdido el enlace "pi" y solo en su estructura aparecen enlaces

(*) Laboratorio Central de Estructuras y Materiales (CEDEX).

(**) Dirección General del Agua. Ministerio de Medio Ambiente, y Medio Rural y Marino.

(1).- Parte de este artículo constituyó una comunicación al III Simposio Nacional sobre Proyecto, Construcción e Impermeabilización de Balsas celebrado en el ámbito del III Congreso Nacional de Impermeabilización (Barcelona, 2010).

FIGURA 1. Geotextiles utilizados en el sistema de impermeabilización en la balsa de Capdepera.

"sigma", mientras que el poliéster es un policondensado que en su reacción de polimerización no pierde la estructura "éster" del monómero de partida. Como resultado de este tipo de estructura de la macromolécula, el polipropileno y el polietileno presentan una gran inercia química y sólo serán atacados en reacciones homolíticas o radicálicas que pueden ser provocadas por su exposición a las radiaciones UV procedentes del sol (13), por lo que deben mantenerse en obra debidamente protegidos. En cambio los poliésteres, reaccionan, perfectamente, en reacciones heterolíticas o iónicas, como es el caso de su hidrólisis en presencia de pH muy ácidos o muy básicos; la reacción de un éster con una base es la conocida formación de jabones o saponificación (14-15). Teniendo en cuenta el soporte y el medio, donde van a instalarse, se elegirá el geotextil adecuado y por ello se hace uso de los mismos en los paramentos de presas así como en las de hormigón compactado con rodillo (16-17).

Este trabajo tiene por finalidad presentar los resultados experimentales obtenidos a nivel de laboratorio con una serie de geotextiles, que se emplearon en la impermeabilización de balsas en los últimos años en nuestro país. En la Figura 1 se puede observar los rollos de geotextiles a colocar en la balsa de Capdepera, en la isla de Mallorca.

2. NORMATIVA

2.1. NORMAS ARMONIZADAS

La Directiva de Productos de Construcción (DPC) (89/106/CEE), relativa a las disposiciones legales reglamentarias y administrativas de los Estados Miembros sobre los productos de construcción, parcialmente modificado por la Directiva 93/68/CEE, transpuestas a la Legislación Nacional por los Reales Decretos 1630/1992 y 1328/1995, en la que se dictan las disposiciones para la libre circulación de productos de construcción, tiene por objetivo la supresión de las barreras técnicas, en el sector de los mencionados productos de construcción, a fin de impulsar su libre circulación en el mercado interno de los países de la Unión.

La Directiva 89/106/CEE, prevé el establecimiento de normas armonizadas para los citados productos de construcción y la adición de documentos de Idoneidad Técnica Europea, para aquellos productos que por su innovación y poca experiencia no disponen de normas. En la Directiva, se prescribe que a todos los materiales utilizados en la construcción sea obligatorio el marcado CE, para poder ser comercializados legalmente en los países de la Unión.

Dentro del marco de la DPC, la Comisión encargó al Comité CEN TC 189 Geotextiles y Productos relacionados mediante el Mandato M-107, la realización de una serie de Normas Armonizadas para las diferentes aplicaciones de estos productos.

Se aprobaron por transposición de las correspondientes normas armonizadas europeas, diez normas UNE-EN referentes a las distintas aplicaciones de los geotextiles y productos relacionados, que recogen los requisitos esenciales para cada una de las aplicaciones.

2.2. DESCRIPCIÓN DE LAS NORMAS ARMONIZADAS

En estas normas se especifican las características y funciones que deben cumplir los geotextiles y productos relacionados para ser utilizados en una aplicación concreta.

Las normas UNE EN armonizadas de las diferentes aplicaciones, permiten a los fabricantes describir los productos en función de los valores declarados para las características esenciales de un uso previsto, determinadas mediante ensayos conforme a unos métodos normalizados EN (18-19). Incluyen también los procedimientos para la evaluación de la conformidad y el control de producción en fábrica.

En las normas armonizadas se incluyen una serie de anexos a tener en cuenta:

El anexo A, que es normativo, es decir, que forma parte de la norma, establece como realizar y documentar el control de la producción en fábrica. Incluye apartados sobre el diseño del producto, la producción y el producto acabado.

En el anexo B, también normativo, se describen los aspectos de durabilidad relativos a la resistencia a la intemperie, vida de servicio y ensayos específicos de los diferentes materiales.

El anexo C, que no es normativo pero sí informativo, contiene las guías para la selección de la norma apropiada en una aplicación específica.

El anexo D, asimismo informativo, consiste en un diagrama de flujo para el proceso de evaluación de la durabilidad.

El anexo ZA de carácter informativo, se refiere a los capítulos de las normas armonizadas relativos a los requisitos (características) esenciales de la Directiva 89/106/CEE "Productos de Construcción". Comprende tres apartados: ZA.1. Objeto, campo de aplicación y características correspondientes. ZA.2. Procedimiento de verificación de la conformidad de los geotextiles y productos relacionados. ZA.3. Marcado y etiquetado CE.

Desde octubre de 2002, fecha de la entrada en vigor del marcado de CE de los geotextiles y productos relacionados, no pueden ser comercializados ni por tanto, utilizados en obra estos materiales sin el marcado CE. Asimismo, el marcado CE, obliga a los fabricantes a la declaración de los valores y sus tolerancias correspondientes a los requisitos esenciales para cada una de las aplicaciones previstas.

Esta información recogida en la documentación de acompañamiento del marcado CE, debe estar a disposición de los clientes, y no debe ser confundida con la información comercial (o ficha técnica) del fabricante. La diferencia es notoria, los valores que cita el fabricante en su ficha técnica, no son vinculantes para él. A veces, incluyen información de cómo se han verificado las propiedades, pero siempre se reservan la potestad de hacer cambios sin previo aviso.

Por el contrario, los valores declarados por el fabricante en la documentación de acompañamiento al marcado CE, son vinculantes para el fabricante, y por tanto, obligatorios. La Figura 2 muestra el geotextil empleado en la balsa de Torrealta-2.

3. EXPERIMENTAL

3.1. BALSAS

Las balsas consideradas son las que figuran en la Tabla 1, donde se indica su ubicación. La geomembranas utilizadas sobre el geotextil han sido de polietileno de alta densidad, a excepción de la pequeña presa de Acanabre donde se utilizó poli(cloruro de vinilo) plastificado y las balsas de agua potable pertenecientes a la Mancomunidad de los Canales del Taibilla que se hizo uso de caucho terpolímero de etileno-propileno-monómero diénico. La Figura 3 presenta al aspecto de la Balsa de Inca impermeabilizada con polietileno de alta densidad y cuyo geotextil es objeto de este estudio.

3.2. PRUEBAS REALIZADAS

En este caso, los geotextiles se utilizaron para la función de protección de la geomembrana, por tanto, y según las características esenciales y las respectivas normas de aplicación para esta función los ensayos realizados fueron los siguientes:

- Masa por unidad de superficie UNE-EN ISO 9864
- Resistencia a tracción UNE-EN ISO 10319
- Alargamiento en la carga máxima UNE-EN ISO 10319
- Eficacia de protección (Punzonamiento estático CBR) UNE-EN ISO 12236
- Resistencia a la perforación dinámica (Caída de cono) UNE-EN ISO 13433

Una vez efectuados los ensayos, se comparan los valores de los resultados obtenidos con los valores declarados por el fabricante en la documentación de acompañamiento al marcado CE para la función de protección en esta aplicación, cuando

FIGURA 2. Rollo de geotextil empleado en la balsa de Torrealta-2. (La Murada-Orihuela. Alicante).

Balsa	Provincia	Municipio
Acanabre	Tenerife (La Gomera)	Alajeró
Alfondons	Alicante	Villajoyosa
Alisarejos	Cáceres	El Torno
Artá	Baleares (Mallorca)	Artá
Bonales	Cáceres	El Torno
Capdepera	Baleares (Mallorca)	Capdepera
Covachas	Cáceres	El Torno
El Toscar	Alicante	Monóvar
Es Mercadal	Baleares (Menoría)	Es Mercadal
Inca	Baleares (Mallorca)	Inca
Lomos	Cáceres	El Torno
Montaña del Tesoro	Tenerife (El Hierro)	Valverde
Parejas	Cáceres	El Torno
Peguera	Baleares (Mallorca)	Calviá
Quebrás	Cáceres	Gargantilla
Robles	Cáceres	El Torno
Torrealta-2	Alicante	Orihuela
Zacillo	Cáceres	Gargantilla

TABLA 1. Balsas de nueva construcción cuyos geotextiles fueron evaluados.

FIGURA 3. Balsa de Inca (Isla de Mallorca).

los responsables de la obra lo facilitaron. En la Figura 4 se muestra la balsa de Peguera donde se instaló un geotextil que fue objeto de estudio y cuyos resultados se presentan en este trabajo.

3.3. RESULTADOS

Los valores de las pruebas llevadas a cabo con las muestras de geotextiles empleadas en las balsas, antes de su puesta en obra, pueden resumirse en la Tabla 2.

4. CONCLUSIONES

1. La casi totalidad de los geotextiles ensayados venían sin la adecuada identificación y sin los correspondientes certificados para el marcado CE, por lo cual no fue posible contrastar los valores obtenidos con los declarados por el fabricante en los mencionados certificados.
2. Los geotextiles procedentes de las balsas de Alfondons y Montaña del Tesoro traían la declaración CE de conformidad del fabricante.
3. En cuanto al geotextil de Alfondons, no cumple el valor de la resistencia a la tracción, en sentido transversal, pues se obtiene un valor de 18, cuando la declaración del fabricante indicaba que debía estar comprendido entre 20 y 22 kN/m; asimismo, el valor medio alcanzado para la perforación dinámica (caída de cono) es de 9 mm fuera del intervalo declarado que era 5-7 mm.
4. Los valores obtenidos en el geotextil proveniente de la balsa de Montaña del Tesoro coinciden con los declarados por el fabricante en su documentación de acompañamiento al marcado CE.

FIGURA 4. Balsa de Peguera (Calviá. Isla de Mallorca).

BALSAS	CARACTERÍSTICAS						
	Masa por unidad de superficie, g/m²	Resistencia a la tracción, kN/m		Alargamiento, %		Perforación dinámica (Caída de cono) Diámetro de cono, mm	Punzonamiento estático (Ensayo CBR). Resistencia al punzonado, kN
		Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal		
Acanabre	441	35	33	45	53	9	5,8
Alfondons	387	25	18	86	93	9	3,7
Artá	437	22	22	52	71	9	3,0
Bonales (1)	394	30	30	85	109	10	—
Capdepera	425	19	19	56	56	9	3,2
El Toscar	428	34	32	90	98	14	4,4
Es Mercadal	417	30	19	66	71	12	4,0
Inca	395	17	11	79	93	15	2,2
Montaña del Tesoro	278	21	21	94	109	20	2,9
Quebrás (2)	198	16	16	51	59	17	2,6
Torrealta-2	311	28	23	75	95	11	3,8

TABLA 2. Características de los geotextiles evaluados.
(1) El geotextil procedente de Bonales es el mismo que se empleó en Los Robles y Alisarejos.
(2) El geotextil de Quebrás es el que se usó también en el sistema de impermeabilización de las balsas de Zacillo, Parejas, Lomos y Covachas.

5. BIBLIOGRAFÍA

1. LEIRO, A. - *Geosintéticos, geotextiles y productos relacionados*. Proc. Mesa Redonda sobre Normativa y Reglamentación en la Impermeabilización en Ingeniería Civil. Madrid, junio (2006).
2. ABAD, P.;BLANCO, M. y LEIRO,A.- *Characteristics of Geosynthetics used in Waterponds in Spain*. 9th. International Conference on Geosynthetics. Guarujá (Brasil), mayo (2010).
3. BLANCO, M.- *Geomembranas. Barreras geosintéticas poliméricas (GBR-P)*. Jornada Técnica sobre Aplicación de Geosintéticos en Obras Hidráulicas. Santa Cruz de Tenerife, febrero (2008).
4. LEIRO, A.- *Geosintéticos. Introducción*. Jornada Técnica sobre Aplicación de Geosintéticos en Obras Hidráulicas. Valencia, diciembre (2008).
5. ABAD, P.- *Impermeabilización con barreras geosintéticas de bentonita en Obras Lineales*. Jornada Técnica sobre Aplicación de Geosintéticos en Obras Lineales. Sevilla, abril (2009).
6. LEIRO, A.; BLANCO, M. y ZARAGOZA, G.- *Performance of synthetic geomembranes used in waterproofing of spanish reservoirs* Geosynthetics 7th ICG, Delmas, Gourc & Girard (Eds.) Editorial Balkema, pp. 979-982. Rotterdam (Holanda) (2002).
7. AGUIAR, E. and BLANCO, M.- *Experience in Connection with the Performance of Plasticized poly(vinyl chloride) Sheeting in Tenerife Basin Sealing*. Proc. Symposium on Research and Development in the Field of Dams, pp. 361-375. Crans-Montana (Suiza) (1995).
8. LIBERAL, O.; SILVA MATOS, A.; CAMELO, D.; SOARES DE PINHO, A.; TAVARES DE CASTRO, A. y MACHADO DO VALE, J. L.- *Observed behaviour and deterioration assessment of Pracana dam*. Proc. ICOLD 21st ICOLD International Congress, pp. 185-205. Montreal (Canadá). (2003).
9. Conselleria de Medi Ambient, Aigua, Urbanisme i Habitatge. Dirección General del Agua. *Guía para el proyecto y construcción de balsas de tierra*. Valencia (2007).
10. FERRER, C.; FERRÁN, J. J.; SÁNCHEZ, F .J. y REDÓN, M.- *Pruebas del drenaje en balsas de materiales sueltos*. I Simposio nacional sobre proyecto, construcción e impermeabilización de balsas. Sevilla (2005).
11. SANTAMARÍA, E.; ZAPATA, F.; TARÍN, A. y GÓMEZ, A. - *Experiencias en la construcción de drenes "chimenea" en balsas de materiales sueltos*. Proc. 2º Congreso Nacional de Impermeabilización: Edificación y Obra Pública y 2º Congreso Internacional sobre proyecto, construcción e impermeabilización de balsas, pp. 671-679. Palma de Mallorca (2008).
12. LEIRO, A. y BLANCO, M.- *Los geotextiles como nuevos materiales orgánicos en la Obra Pública*. Monografías CEDEX, M-17. Madrid (1990).
13. CARNEIRO, J. R.- *Resistência dos geotêsteis à degradaçao química. Termodegradaçao e factores climatéricos*. Proc. I Seminário Português sobre geossintéticos. Porto (Portugal), noviembre (2005).
14. NAVARRO, A.; BLANCO, M. y RICO, G.- *Materiales Ópticos Orgánicos*. AAEUO. Madrid (1989).
15. LEIRO, A. y BLANCO, M.- *Estudio de geosintéticos utilizados en tres sistemas de impermeabilización de embalses expuestos a medios básicos*. X Congreso Latinoamericano de Patología y XII Congreso de Calidad en la Construcción. Valparaíso (Chile), septiembre-octubre (2009).
16. SCUERO, A. - *Waterproofing of Dams and Reservoirs all over the World with Synthetic Geomembranes*. Proc. Jornadas sobre impermeabilización con materiales sintéticos. La Palma (España), abril (2004).
17. SCUERO, A. y VASCHETTI, G. -*How to Select a Geomembrane to Waterproof Hydraulic Structures*. Proc. 2º Congreso Nacional de Impermeabilización: Edificación y Obra Pública y 2º Congreso Internacional sobre proyecto, construcción e impermeabilización de balsas, pp. 189-202. Palma de Mallorca, abril (2008).
18. LEIRO, A. – *Geosintéticos. Geotextiles y productos relacionados con geotextiles*. Rutas 132, II Época, 11-22. (2009).
19. SANS, I.- *Estado actual de la normativa técnica UNE sobre impermeabilización con materiales impermeabilizantes: edificación y obra civil*. Proc. 2º Congreso Nacional de Impermeabilización: Edificación y Obra Pública y 2º Congreso Internacional sobre proyecto, construcción e impermeabilización de balsas, pp. 779-788. Palma de Mallorca, abril (2008).

Análisis descriptivo de la "Dirección Ambiental de Obra" en las Declaraciones de Impacto Ambiental de proyectos de Ingeniería Civil

SARAH RUIZ ARRIAGA (*) y MANUEL RAMÓN GARCÍA SÁNCHEZ-COLOMER (**)

RESUMEN La figura de la Dirección Ambiental de Obra (DAO) apareció por primera vez en una Declaración de Impacto Ambiental (DIA) en 1996 y su presencia en las diferentes tipologías de proyectos ha sido muy dispar hasta la fecha.
Aunque existen publicaciones sobre las funciones que le son atribuidas, no existe bibliografía en la que se estudien los beneficios que puede reportar a los diferentes agentes implicados en el procedimiento de evaluación de impacto ambiental (promotor, órgano sustantivo y órgano ambiental).
En este artículo se analiza cómo la presencia de una DAO en los proyectos de ingeniería civil puede facilitar la labor de dichos agentes y por lo tanto contribuir a incrementar la eficacia en el cumplimiento de la normativa ambiental aplicable y de los condicionados y requisitos del estudio de impacto ambiental y de la DIA.
Con este fin se realiza un análisis sobre la presencia de la DAO en las DIA de proyectos de ingeniería civil publicadas en el Boletín Oficial del Estado (BOE) en función de la terminología empleada y utilizada para la búsqueda, de la tipología del proyecto de ingeniería civil de cada DIA y de la comunidad autónoma donde se ejecuta. Además, se ha analizado la evolución de la presencia de la DAO en las DIA para el período de 1996 (año en el que se publica la primera DIA en la que se cita a la DAO) a 2009.

DESCRIPTIVE ANALYSIS OF THE "ENVIRONMENTAL MANAGEMENT TEAM" IN ENVIRONMENTAL IMPACT STATEMENTS OF CIVIL ENGINEERING PROJECTS

ABSTRACT *The figure of the Environmental Management Team (EMT), which is hired by the developer, appeared for the first time in an Environmental Impact Statement (EIS) in 1996. Its references in EISs of different types of projects have been mixed to date. Although there are some papers related to EMT´s functions, there aren't any references about profits for the stakeholders during the process of Environmental Impact Assessment.*
In this paper we analyze how the presence of EMT in civil engineering projects can make the work of these agents easier. This situation can contribute the increasing efficiency for fulfilling environmental regulations and requirements of Environmental Impact Studies and EISs.
With this aim, we assess the published EISs in the Official State Gazette (BOE) based on: key words, types of civil engineering projects and the autonomous community where the projects were executed or are being executed. We also analyze the evolution of the presence of EMT in the EISs since 1996 (the year in which the first EIS with references to EMT was published) to 2009.

Palabras clave: Dirección Ambiental, Director Ambiental, Coordinador Ambiental, Programa de Vigilancia Ambiental, Declaración de Impacto Ambiental.

Keywords: Environmental Management Team, Environmental Manager, Environmental Coordinator, Environmental Vigilance Programme, Environmental Impact Statement.

1. INTRODUCCIÓN

En España la primera norma legislativa a nivel estatal que regula el procedimiento de Evaluación de Impacto Ambiental (EIA) es el Real Decreto Legislativo[1] 1302/1986[2] (actualmente derogado) por el que se traspone al derecho interno español la Directiva 85/337[3].

(*) Licenciada en Ciencias Ambientales. Área de Ingeniería Ambiental. Centro de Estudios de Técnicas Aplicadas del CEDEX – Ministerio de Fomento.

(**) Doctor en Ciencias Biológicas. Área de Ingeniería Ambiental. Centro de Estudios de Técnicas Aplicadas del CEDEX – Ministerio de Fomento.

1 Real Decreto Legislativo: RDL.
2 Real Decreto Legislativo 1302/1986, de 28 de junio, de Evaluación de Impacto Ambiental.
3 Directiva 85/337/CEE del Consejo de 27 de junio de 1985, relativa a la evaluación de las repercusiones de determinados proyectos públicos y privados sobre el medio ambiente.

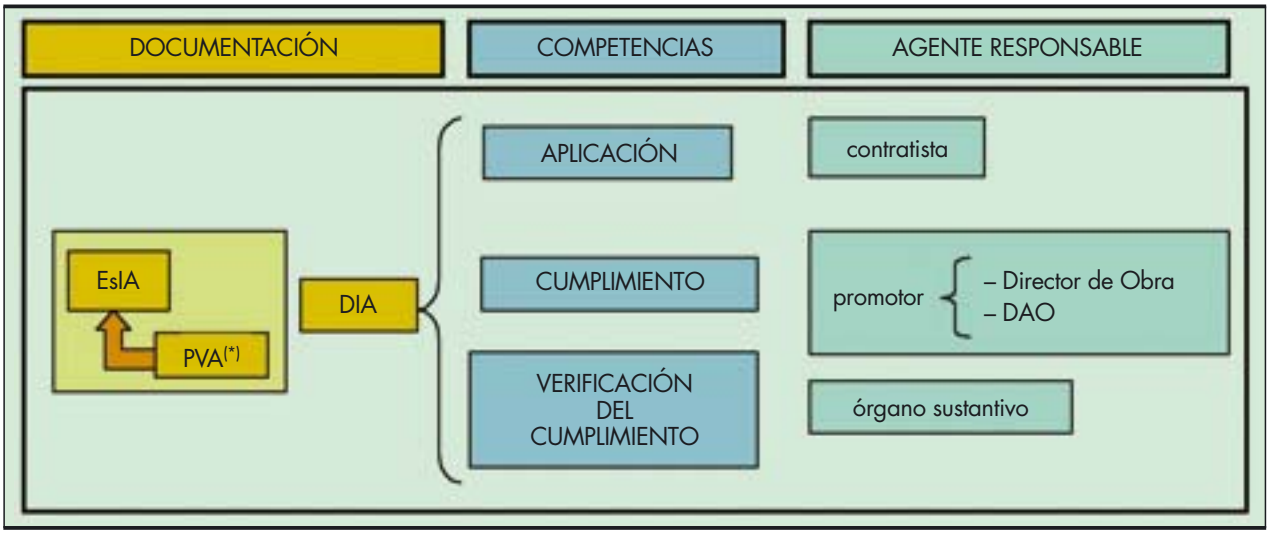


FIGURA 1. Competencias de los diferentes agentes responsables en la EIA de proyectos de ingeniería civil.
Nota: En muchos proyectos de infraestructuras de transporte "el promotor, es al mismo tiempo, el órgano sustantivo" (MARM[5], 2008).
(*): El PVA forma parte del EsIA.

Diez años después, en 1996, aparece por primera vez en una Declaración de Impacto Ambiental (DIA) publicada en el Boletín Oficial del Estado (BOE), la figura de la Dirección Ambiental de Obra (en adelante DAO), que en algunas declaraciones posteriores se denomina Director o Coordinador Ambiental.

La incorporación de esta figura en la documentación de proyectos sometidos a EIA no es abundante y se ha realizado de manera paulatina.

A partir de estas consideraciones el objeto de este artículo es realizar un análisis sobre la presencia de la DAO en las DIA de proyectos de ingeniería civil que se han publicado en el BOE.

2. SEGUIMIENTO AMBIENTAL Y COMPENTENCIAS

Conforme al artículo 7.1 del RDL 1/2008[4], los proyectos que se hayan de someter al procedimiento de EIA, deben incluir un Estudio de Impacto Ambiental (**EsIA**). Éste es **redactado** por el ***promotor*** y debe contener, según dicho artículo, un Programa de Vigilancia Ambiental (**PVA**).

Tras someter el EsIA al procedimiento reglado de EIA, el ***órgano ambiental*** **formula** la correspondiente **DIA**.

La aplicación y el cumplimiento de las exigencias del PVA y de la DIA son competencias de los diferentes agentes que intervienen en la EIA de proyectos de ingeniería civil (Figura 1).

La **aplicación** de los requisitos del **EsIA** así como de los condicionados de la **DIA** es competencia del ***contratista***, que se encarga de la ejecución material del proyecto.

El promotor es el responsable de la dirección de las obras, para lo cual designa a un técnico o, "cuando el volumen de la obra lo justifica", a un equipo técnico coordinado por un Director de Obra que constituye la ***Dirección Facultativa de Obra*** (Gómez y Gómez, 2007). A esta Dirección le corresponde la **correcta ejecución** de las obras.

La responsabilidad del **cumplimiento del EsIA y de la DIA** también recae sobre el **promotor**. Para ello éste puede establecer en el PVA del EsIA la necesidad de disponer de una ***Dirección Ambiental de Obra***, a la que le corresponde asumir dichas funciones "sin perjuicio de las funciones atribuidas al Director facultativo de las obras en la legislación de contratos de las Administraciones Públicas" (Castro y Aja, 2005).

La DAO forma parte de la Dirección Facultativa y puede ser una asistencia técnica, o bien estar constituida por personal propio del promotor (Gómez, 2002).

En ocasiones, la decisión de contar con una DAO se adopta durante la fase de ejecución del proyecto. Cabe mencionar que las funciones de la DAO suelen concluir al finalizar esta fase, sin embargo el PVA se prolonga, normalmente, durante el período de garantía de la obra, o hasta un máximo de cinco años. En este período el promotor continúa siendo el responsable del cumplimiento del PVA de manera directa o mediante otro agente al que se le adjudica la explotación. Por lo tanto, el promotor debe designar nuevos responsables del control del PVA, o prolongar el contrato de la DAO durante la fase de explotación en la que se requiera. En el caso de las infraestructuras de transporte, estas tareas se suelen encomendar a las empresas adjudicatarias de los contratos de mantenimiento y conservación de las vías (MARM, 2008).

El promotor se encarga así de iniciar a través de la DAO la verificación de las actuaciones que se van ejecutando e informa de su desarrollo al órgano sustantivo.

Según dispone el artículo 18.1 del RDL 1/2008, el ***órgano sustantivo*** o "los órganos que, en su caso, designen las comunidades autónomas respecto de los proyectos que no sean de competencia estatal", deberán realizar el **seguimiento y la vigilancia del cumplimiento de las prescripciones de la DIA**.

Por lo tanto, el órgano sustantivo es el que desarrolla una actividad de inspección. Como cita García (2006) "la inspección es un género de las potestades administrativas" que "pretende la prevención o el restablecimiento de la situación legal, de tal manera que no se produzca una sanción". Según este autor "las administraciones no pueden asumir *ab intio*

4 Real Decreto Legislativo 1/2008, de 11 de enero, por el que se aprueba el texto refundido de la Ley de Evaluación de Impacto Ambiental de proyectos.
5 MARM: Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino.

la simple aplicación de la sanción ni de la restauración como mecanismos principales de su actuación". Estos medios sólo se deberán aplicar en los casos en los que los mecanismos de prevención hayan fallado o en aquellos en los que incluso habiéndose adoptado las medidas exigidas, no se haya podido evitar el daño.

En las ocasiones en las que tienen lugar situaciones sobrevenidas, la existencia de una DAO facilita que se desarrollen actuaciones preventivas frente a las de restauración. Por ejemplo, en una obra se pueden realizar modificaciones de las actuaciones proyectadas y éstas deben ser comunicadas a la DAO para que prevea y analice posibles impactos asociados y programe la ejecución de las medidas preventivas oportunas, de conformidad con las exigencias del PVA y de la DIA.

La decisión de disponer de una DAO puede venir motivada por:

- El **interés creciente del promotor** por las cuestiones ambientales; lo que en ocasiones supone que se especifique la participación de la DAO en los **EsIA** o incluso en las **Instrucciones Generales, Manuales**, etc. de la empresa o entidad que actúa como promotora del proyecto.
- Los **requerimientos exigidos por el órgano ambiental** en la **DIA**.

Cada vez es más frecuente que el promotor contrate "de manera independiente las tareas de construcción y las de vigilancia ambiental" (MARM, 2008), y hay numerosas Administraciones Públicas en España que lo hacen (Gómez y Gómez, 2007). Sin embargo, en los proyectos en los que no existe una DAO, las funciones que le serían encomendadas a ésta son competencia del Director de Obra, que por lo tanto, se ve obligado a asumir más responsabilidades.

2.1. COMPETENCIAS Y PERFIL PROFESIONAL DE LA DIRECCIÓN AMBIENTAL DE OBRA

En este apartado se presenta un listado de funciones (condicionadas por las exigencias del PVA y de la DIA) atribuidas a la DAO en las diferentes fases de ejecución de los proyectos de ingeniería civil sometidos a EIA, basado en la práctica y en la bibliografía existente. Se han tenido en consideración las siguientes publicaciones en las que se hace referencia a la figura de la DAO: Álvarez (2002), Castro y Aja (2005), Gómez y Gómez (2007), MARM (2008) y Gil-Albarellos (2009).

- A partir de las aportaciones de Gómez y Gómez (2007) y Gil-Albarellos (2009) se puede concluir que **tras la publicación de la DIA y antes de la fase de ejecución**, la DAO debe:
  - Revisar el PVA y en el caso de que éste no exista, redactarlo.
  - Verificar que el proyecto incorpora los condicionados ambientales exigidos en la DIA, que no hay modificaciones importantes de los aspectos ambientales y que las medidas preventivas, correctoras y compensatorias están definidas de manera que sean ejecutables y que están presupuestadas y planificadas.
  - Comprobar que el contratista "dispone de los medios para" ejecutar las medidas preventivas, correctoras y compensatorias (Gómez y Gómez, 2007).
- Durante la **fase de ejecución** de proyectos de ingeniería civil la DAO es la responsable de:
  - Visitar de manera periódica las obras para su seguimiento y vigilancia ambiental.
  - Comprobar el cumplimiento de los requisitos contemplados en el PVA y de los condicionados de la DIA.
  - Plantear medidas adicionales (preventivas, correctoras o compensatorias) si fuera necesario.
  - Verificar que las actuaciones se desarrollan cumpliendo con los requisitos de la legislación sectorial, que en ocasiones no vienen recogidos de manera explícita en el EsIA o en la DIA, pero que son de obligado cumplimiento.
  - Elaborar los informes de seguimiento ambiental, si el PVA o la DIA exigen su elaboración.
  - Remitir los informes de seguimiento al órgano sustantivo y a los demás agentes competentes.
  - "Informar periódicamente a la Dirección de Obra, promotor" y "órgano ambiental" del avance de la obra así como de "incidencias que puedan surgir dentro de su ámbito de competencias" (Gómez y Gómez, 2007).
  - "Coordinar los trabajos de control arqueológico" (Gómez y Gómez, 2007), paleontológico y arquitectónico, si se exige su ejecución en el PVA o en la DIA.
  - Realizar el "seguimiento del control de calidad, control geométrico y control cuantitativo [...] sobre las unidades de obra" relacionadas con el medio ambiente (Gómez y Gómez, 2007).
  - Participar en las Comisiones Técnicas de Seguimiento Ambiental[6], junto con "representantes de todos los agentes implicados en la construcción del proyecto, y en la EIA" (MARM, 2008).
- Durante la **fase de funcionamiento** en la que se debe aplicar el PVA, las funciones que son competencia de la Dirección Ambiental son las mismas que las que debe asumir en la fase de ejecución, con la salvedad de que normalmente las visitas a la infraestructura se realizan con una frecuencia menor; del mismo modo la redacción y remisión de los informes de seguimiento ambiental que debe elaborar, si así se contempla en el EsIA o en la DIA.

En algunos proyectos de gran envergadura el promotor dispone de varios Directores Ambientales, como por ejemplo en la ejecución de la línea de alta velocidad Madrid-Levante, donde cada uno de los Directores Ambientales se encarga de supervisar "la ejecución de tres o cuatro tramos" (Matas, 2009).

La necesidad de disponer, por parte del promotor, de una DAO, lleva asociado que se le exija un perfil profesional concreto: normalmente es un titulado superior con un mínimo de años de experiencia en el sector ambiental. Además, éste suele estar respaldado por un equipo de expertos (Castro y Aja, 2005).

6 Comisión Técnica de Seguimiento Ambiental o "Comisión Mixta de Seguimiento y Control Ambiental" (Castro y Aja, 2005): La necesidad de su constitución y la definición de su composición y funciones se establecen en la DIA o en los "documentos legislativos" vinculados con proyectos sometidos a EIA. Normalmente se exige su creación cuando se trata de "proyectos especialmente complejos, de gran magnitud, o con una importante incidencia en el territorio en el que se incorporan, aunque en algunas comunidades autónomas ya se aplica de manera rutinaria" (MARM, 2008).

2.2. BENEFICIOS DE DISPONER DE UNA DAO EN LOS PROYECTOS

Con el fin de contribuir a incrementar la eficacia tanto en el cumplimiento de las cuestiones ambientales exigidas según la normativa ambiental aplicable, como en la aplicación de los condicionados ambientales dispuestos por el promotor en el EsIA o por el órgano ambiental en la DIA, se propone considerar de manera más habitual la presencia de la DAO en los proyectos de ingeniería civil que deben ser sometidos al procedimiento de EIA.

Aunque sería óptimo que todos estos proyectos contaran con una DAO, tendría especial relevancia su participación en aquéllos de mayor complejidad debido a sus dimensiones, las posibles afecciones a espacios de la Red Natura 2000, etc.

El trabajo que desarrolla la DAO puede contribuir a facilitar la labor del:

- Promotor: al existir una persona o equipo encargado exclusivamente de verificar que se cumplen los condicionados ambientales dispuestos en la DIA, y redactar los informes de seguimiento que correspondan, si así se exige en el PVA o en la DIA.
  De esta manera, se consiguen descentralizar las funciones relacionadas con el cumplimiento de dichos condicionados que son asumidas por el Director de Obra.
- Órgano sustantivo: al actuar como interlocutor entre éste y el Director de Obra. Según se alude en el artículo 18.1 del RDL 1/2008 el órgano sustantivo es el competente para realizar "el seguimiento y la vigilancia del cumplimiento de la DIA". El responsable por parte de este órgano comunicará a la DAO sus consideraciones y propuestas relacionadas con las cuestiones ambientales durante las fases en las que esté vigente el PVA. Dichas observaciones pueden tener un carácter técnico y en ellas se puede emplear una terminología propia de los procedimientos de EIA y un lenguaje científico-técnico. Por lo tanto, la DAO deberá trasladar dichas observaciones al Director de Obra de manera que tengan un enfoque operativo dirigido a la ejecución en la obra. Del mismo modo, intervendrá cuando el Director de Obra es el que realiza alguna notificación que debe poner en conocimiento del órgano sustantivo.
- Órgano ambiental: al contribuir a facilitar y a agilizar el acceso a la información sobre el seguimiento y la vigilancia del cumplimiento de la DIA y de la normativa ambiental aplicable. Según el artículo 18.1 del RDL 1/2008: "el órgano ambiental podrá recabar información" sobre el seguimiento y la vigilancia del cumplimiento de la DIA "así como efectuar las comprobaciones necesarias para verificar el cumplimiento del condicionado". El órgano ambiental, es el encargado de formular la DIA y velará para que ésta se cumpla. La presencia de una persona o equipo dedicado exclusivamente a garantizar el cumplimiento de los condicionados del EsIA y de la DIA, puede contribuir a que esta información se comunique al órgano ambiental de manera rápida y eficaz.

3. METODOLOGÍA

Con el objeto de analizar las referencias a la figura de la DAO en los procedimientos de EIA de proyectos de ingeniería civil cuya ejecución se haya o se esté realizando en el territorio español, se ha decidido consultar las DIA con resolución positiva y negativa publicadas en el BOE por:

- Ser documentos de fácil acceso a través de la página web www.boe.es. Según el artículo 12 del RDL 1/2008, las DIA de "proyectos que deban ser autorizados o aprobados por la Administración General del Estado serán objeto de publicación en el 'Boletín Oficial del Estado' ".
- Incluir un resumen del EsIA del proyecto. Esto permite que se puedan determinar no sólo los tipos de proyectos en los que el órgano ambiental (encargado de formular la DIA) es el que determina la necesidad de considerar la figura de la DAO, sino también aquéllos en los que el promotor incluye previamente esta figura durante la redacción del EsIA. En este estudio se analizarán de manera conjunta ambas situaciones.

Por lo tanto, se ha seguido la metodología aplicada por Barbero y Espigares (2010), basada en la recopilación de las "DIA formuladas por el órgano ambiental publicadas en el BOE". No obstante, se ha calculado de nuevo el número total de DIA publicadas desde 1989, y se ha ampliado el análisis hasta 2009.

Del total de DIA publicadas en el BOE, se han analizado, hasta 2009, aquéllas en las que se hace alusión a la DAO; por lo que el **período de estudio** está comprendido **entre 1996** (año en el que se publica la primera DIA en la que se cita a la DAO) **y 2009**. Para facilitar el análisis se han agrupado los proyectos en 12 tipologías. En la Tabla 1 se muestra la clasificación realizada y algunos ejemplos de los proyectos a los que representan.

Se han excluido del análisis los EsIA, por la dificultad de acceder a su consulta en el caso de los proyectos que no se encuentran en fase de información pública.

También se han obviado los proyectos en los que la decisión de disponer de una DAO por parte del promotor, se adopta durante la fase de obras del proyecto, debido a que no queda constancia en la DIA.

4. ANÁLISIS DE LOS DATOS

4.1. PRESENCIA DE LA DAO EN LAS DIA EN FUNCIÓN DE LA TERMINOLOGÍA EMPLEADA Y UTILIZADA PARA LA BÚSQUEDA EN EL BOE

Con el fin de determinar la terminología más empleada en las DIA publicadas en el BOE para referirse a la DAO, se ha realizado una búsqueda avanzada en la página web del BOE (Tabla 2).

Desde que se publicó en 1989 la primera DIA hasta 2009, se han emitido 1.317 DIA (Tabla 2). Para obtener este dato además de las DIA publicadas se han considerado sus modificaciones y omitido las publicaciones sobre corrección de errores. También se han excluido las Resoluciones por las que se ordena la publicación de algún apartado del Acuerdo de Consejo de Ministros sobre la DIA de un proyecto, debido a que en éstas se expone la aptitud de las alternativas seleccionadas y no se incluye un resumen del EsIA, ni se realizan nuevas aportaciones a este respecto (siendo en estos casos en los que podrían existir referencias a la figura de la DAO).

De acuerdo con los resultados de la Tabla 2, se determina que tres años después de haber sido publicada en España la primera normativa a nivel estatal sobre EIA (RDL 1302/1986), se publica en el BOE la primera DIA. Ésta era relativa al proyecto de construcción de una autovía. Sin embargo no es hasta 1996, cuando en los condicionados ambientales de una DIA de un proyecto de ingeniería civil, se establece que el promotor "dispondrá de una Dirección Ambiental de Obra". La DIA publicada también era del proyecto de trazado de una autovía.

TIPOLOGÍAS	PROYECTOS
Carreteras	Construcción de: autovías, áreas de servicio, rondas,…
Líneas de ferrocarril	Construcción de líneas de alta velocidad, soterramiento de vías, mejora de la red, integración urbana del ferrocarril,…
Presas	Construcción de: presas, azudes,…
Puertos marítimos	Ampliación de puertos, construcción de accesos,…
Aeropuertos	Construcción de aeródromos, ampliación de aeropuertos,…
Ríos	Acondicionamiento de ríos, restauración de las márgenes de ríos, encauzamiento de ramblas,…
Instalaciones Desaladoras de Agua Marina (IDAM) / Plantas de tratamiento de aguas residuales	Construcción de: desaladoras, conexión de desaladoras, depuradoras, conducciones de agua,…
Centrales hidroeléctricas	Aprovechamiento hidroeléctrico, construcción de minicentrales hidroeléctricas,…
Regadíos	Consolidación y modernización de regadíos.
Playas / Marismas	Remodelación de playas, saneamiento de marismas,…
Trasvases	Proyecto de transferencias autorizadas por el artículo 13 de la Ley 10/2001, de 5 de julio, del Plan Hidrológico Nacional.
Campo de prácticas de Protección Civil	Construcción del campo de prácticas de la Escuela Nacional de Protección Civil.
Subestaciones / Tendidos eléctricos	Construcción de: subestaciones eléctricas, líneas eléctricas,…

TABLA 1. Tipologías para la clasificación de los proyectos y ejemplos asociados.

De las DIA publicadas en el período de 1989 a 2009, el 23,6% (311 declaraciones de 1.317) incluyen entre sus condicionados ambientales la necesidad de disponer de una DAO. El reducido número de declaraciones en las que se consideran alguno de los términos con los que se designa a esta figura, puede ser consecuencia directa de que no está reglada por ninguna norma[7].

7 No se han encontrado referencias a la DAO en la normativa española y tampoco en el Diario Oficial o en la Jurisprudencia consultada en la web oficial de la Unión Europea (http://eur-lex.europa.eu/es/index.htm).

Del análisis realizado se deduce que se tiende a emplear una terminología común para designar a la DAO y así lo demuestra el hecho de que el término Coordinador Ambiental sólo aparece en cuatro DIA (la última de éstas fue publicada en 2007) y que en la mayoría se emplea el término "Dirección Ambiental" (Tabla 2).

4.2. EVOLUCIÓN TEMPORAL DE LA PRESENCIA DE LA DAO EN LAS DIA

Se ha analizado para el período entre 1996 y 2009, la evolución del número de DIA publicadas en el BOE; por un lado el

CONCEPTO EN TÍTULO[1]	CONCEPTO EN TEXTO[2]	Nº DE DIA PUBLICADAS	PERÍODO (en el que se han publicado las DIA)
"Declaración de Impacto Ambiental"	–	1.317	1989-2009
"Declaración de Impacto Ambiental"	"Dirección Ambiental"	145	1996-2009
"Declaración de Impacto Ambiental"	"Director Ambiental"	35	1998-2009
"Declaración de Impacto Ambiental"	"Dirección Ambiental" y "Director Ambiental"	127	1998-2009
"Declaración de Impacto Ambiental"	"Dirección Ambiental", "Director Ambiental" o ambos	307 (145+35+127)	1996-2009
"Declaración de Impacto Ambiental"	"Coordinador Ambiental"	4	2005-2007

TABLA 2. Resultado de la búsqueda en el BOE sobre las declaraciones de impacto en las que se cita a la DAO (www.boe.es).
Nota: De la búsqueda realizada en el BOE se concluye que en todas las DIA en las que se hace alusión a la DAO, independientemente del término empleado, la resolución del órgano ambiental ha sido positiva.
[1] Concepto de búsqueda en el título del documento de consulta.
[2] Concepto de búsqueda en todo el texto del documento de consulta.

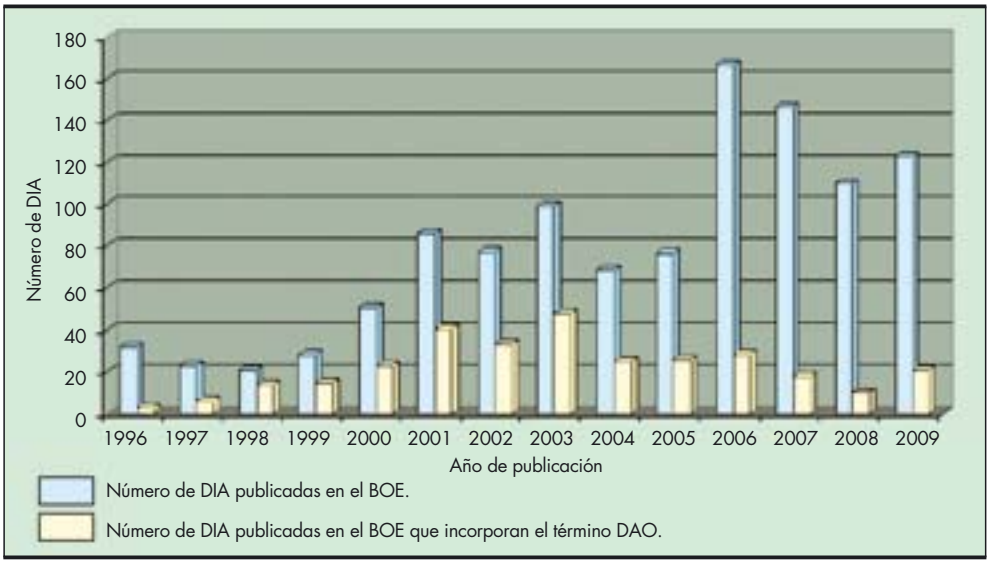


FIGURA 2. Evolución del número de DIA publicadas en el BOE y DIA que incorporan la figura de la DAO durante el período de 1996 (año en el que aparece por primera vez dicha figura en una DIA) a 2009. Elaborado a partir de datos de la página web del BOE.

número total y por otro las DIA que incorporan en sus condicionados la figura de la DAO (Figura 2).

En el año 2000 se observa el primer aumento destacado del **número de DIA publicadas en el BOE**. En 2001 el incremento se produce de manera más acusada y en 2006 el número de DIA formuladas por el órgano ambiental alcanza su máximo valor (167 DIA publicadas en el BOE) (Figura 2).

Esta situación puede estar relacionada con la aplicación de determinados Fondos Comunitarios como son los Fondos de Cohesión y los Fondos Europeos de Desarrollo Regional (FEDER) para el período 2000-2006, debido a que ambos contribuían a financiar determinadas actuaciones que suponían la ejecución de proyectos de ingeniería civil (www.dgfc.sgpg.meh.es).

Es posible que los órganos promotores pudieran estar alentados por estos fondos, por lo que iniciaron los trámites reglados del procedimiento de EIA con el objeto de beneficiarse de los mimos. No obstante, es una cuestión que sería necesario confirmar mediante, por ejemplo, un sistema de encuestas a los propios promotores, pero que sin embargo no tiene cabida en este estudio.

En 2007 y 2008 a pesar de que el número de DIA publicadas en el BOE es elevado, se reduce con respecto a 2006, sin embargo en 2009 se produce un incremento. En este período, de 2007 a 2009, no es posible relacionar la evolución del número de DIA con la aplicación de los Fondos Comunitarios (Fondos de Cohesión y FEDER) puesto que el período en el que éstos se aplican es de 2007 a 2013, y dicho período aún no ha finalizado.

A su vez, la aplicación del Plan Estratégico de Infraestructuras del Transporte para el período de 2005 a 2020, ha propiciado la ejecución de una batería de proyectos relacionados principalmente con carreteras y líneas férreas, que se ha traducido en un aumento notable de las DIA publicadas sobre estos proyectos en 2006 (Tabla 3).

Por otra parte, no se detectan patrones temporales en relación con el **número de DIA que exigen en sus condicionados el disponer de una DAO** (Figura 2). En 2003 se publica el mayor número de DIA que hacen referencia a la figura de la DAO (48). En los años sucesivos, aunque de manera irregular, se ha experimentado un descenso en la disposición de esta figura, alcanzando un mínimo en 2008 y produciéndose un ligero aumento en 2009 (Figura 2).

Atendiendo a estas consideraciones es posible establecer diferentes períodos en las relaciones entre el número total de DIA publicadas en el BOE y el número de DIA que contemplan la presencia de una DAO.

Entre 1996 y 1998, aunque el número de DIA publicadas disminuye, aumenta el número de declaraciones que hacen alusión a la DAO. Como se observa en la Tabla 3, en 1996 y 1997, sólo los proyectos de carreteras hacían referencia a esta figura y precisamente las DIA publicadas sobre este tipo de proyectos constituían más de la mitad del total de las declaraciones de impacto publicadas esos años. En 1998 comienzan a publicarse DIA de líneas ferroviarias que incluyen la figura de la DAO.

Durante los siguientes años hasta 2005, se observa que aunque no de manera proporcional, aumentos o reducciones del número de DIA publicadas en el BOE, se corresponden, respectivamente, con aumentos o reducciones del número de DIA en las que se cita a la DAO. Esto demuestra que paulatinamente los agentes implicados en el procedimiento de EIA de los proyectos (promotor, órgano sustantivo y órgano ambiental) comenzaban a tomar conciencia de los beneficios que les podía reportar el disponer de una DAO.

Esta situación se justifica en parte por el hecho de que entre 1996 y 2005 los proyectos de carreteras y en menor medida los de líneas de ferrocarril son las principales tipologías de proyectos sobre los que el órgano ambiental formula las DIA y es en este tipo de proyectos en los que existe una trayectoria prolongada en considerar la presencia de las DAO (Tabla 3).

En el período de 2006 a 2009, y de manera más acentuada en 2006, la diferencia entre el número total de DIA formuladas y las que consideran una DAO es mayor. Esta situación se explica por el hecho de que aunque continúa aumentando el número de DIA de carreteras, también lo hacen otros proyectos de ingeniería civil como: centrales hidroeléctricas, regadíos, tendidos eléctricos, etc. en los que todavía no está consolidada la incorporación de la DAO (Tabla 3).

4.3. PRESENCIA DE LA DAO EN LAS DIA EN FUNCIÓN DE LA TIPOLOGÍA DEL PROYECTO DE INGENIERÍA CIVIL

Previo al análisis de la Figura 3, es necesario hacer una alusión a la tipología de proyecto "Campo de prácticas de Protección Civil". Sólo se ha publicado una DIA sobre este tipo de proyectos, y ésta contiene una referencia a la figura del "Director Ambien-

Tipología del proyecto / Año	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009	TOTAL
Carreteras	16	15	11	14	18	34	20	18	8	6	36	27	22	23	268
	3	6	11	12	17	34	20	15	8	6	16	10	5	7	170
Líneas de ferrocarril	0	1	3	2	5	7	9	9	11	8	18	10	9	9	101
	0	0	3	2	5	6	9	9	11	8	4	1	2	4	64
Presas	5	4	1	3	4	7	2	5	2	8	5	2	2	8	58
	0	0	0	1	0	0	0	2	0	0	0	0	0	2	5
Puertos marítimos	3	0	3	0	4	6	6	8	8	1	3	4	4	2	52
	0	0	0	0	1	0	1	2	0	0	1	0	1	2	8
Aeropuertos	2	1	0	3	1	3	3	12	4	1	6	2	1	9	48
	0	0	0	0	0	1	3	12	4	1	5	0	0	2	28
Ríos	1	0	1	0	0	1	2	4	2	2	6	16	3	8	46
	0	0	0	0	0	0	0	1	1	2	1	4	0	0	9
IDAM / Plantas de tratamiento de aguas residuales	0	0	0	0	3	1	4	4	7	17	18	7	6	6	73
	0	0	0	0	0	0	0	1	0	4	0	1	0	2	8
Centrales hidroeléctricas	0	1	0	3	3	8	7	6	5	7	20	33	19	11	123
	0	0	0	0	0	0	0	1	1	3	0	0	0	0	5
Regadíos	0	1	0	2	2	2	1	4	6	2	18	15	20	8	81
	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1	1	0	0	1	4
Acondicionamiento de costas	1	0	0	0	0	1	1	6	1	0	3	2	2	3	20
	0	0	0	0	0	0	0	2	0	0	0	1	0	0	3
Trasvases	0	0	0	0	3	2	0	1	0	0	1	1	0	0	8
	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	1
Campo de prácticas de Protección Civil	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	1
	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	1
Subestaciones / Tendidos eléctricos	0	0	0	0	1	3	5	5	4	7	13	9	6	11	64
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1	2	1	5
TOTAL	28	23	19	27	44	75	60	83	58	59	147	128	94	98	943
	3	6	14	15	23	41	33	48	25	26	28	18	10	21	311

Número de DIA publicadas en el BOE. Número de DIA publicadas en el BOE que incorporan el término DAO.

TABLA 3. Número de DIA por tipología de proyecto y año de publicación en el BOE. Se han dispuesto por orden cronológico de aparición de una referencia a la figura de la DAO. Elaborada a partir de datos de la página web del BOE.

tal", por lo que el porcentaje de DIA que consideran esta figura en estos proyectos es del 100%. Aunque es importante que exista al menos un referente para esta tipología de proyectos, se omite su valoración para compararlo con otras, por considerar que no es significativo el número de DIA publicadas.

Con esta premisa y a partir de los datos recogidos en la Tabla 3, se determina que el mayor porcentaje de declaraciones que contemplan la necesidad de disponer de una DAO es sobre proyectos de **carreteras (63,43%)**, **líneas de ferrocarril (63,37%)** y **aeropuertos (58,33%)**. Para obtener los porcentajes se ha considerado el número de DIA que incluyen la figura de la DAO respecto al número de DIA publicadas sobre cada tipología de proyecto en el período de estudio (1996-2009).

A continuación se detallan algunas de las cuestiones que han motivado que en España los proyectos de **carreteras** sean los que presentan un mayor número (170) y porcentaje (63,43%) de DIA en las que se incorpora el término DAO:

- Son proyectos predominantes, en cuanto a número, frente a otras obras de ingeniería civil.

  En 1992 la red de carreteras en España estaba constituida por 158.324 km de vía y en 2008 era de 165.011 km (casi 6.700 km más), considerando las diferentes tipologías (de gran capacidad y el resto de la red) y sin discriminar el órgano competente (Administración General del Estado, comunidades autónomas (CCAA), diputaciones o cabildos) (www.fomento.es).

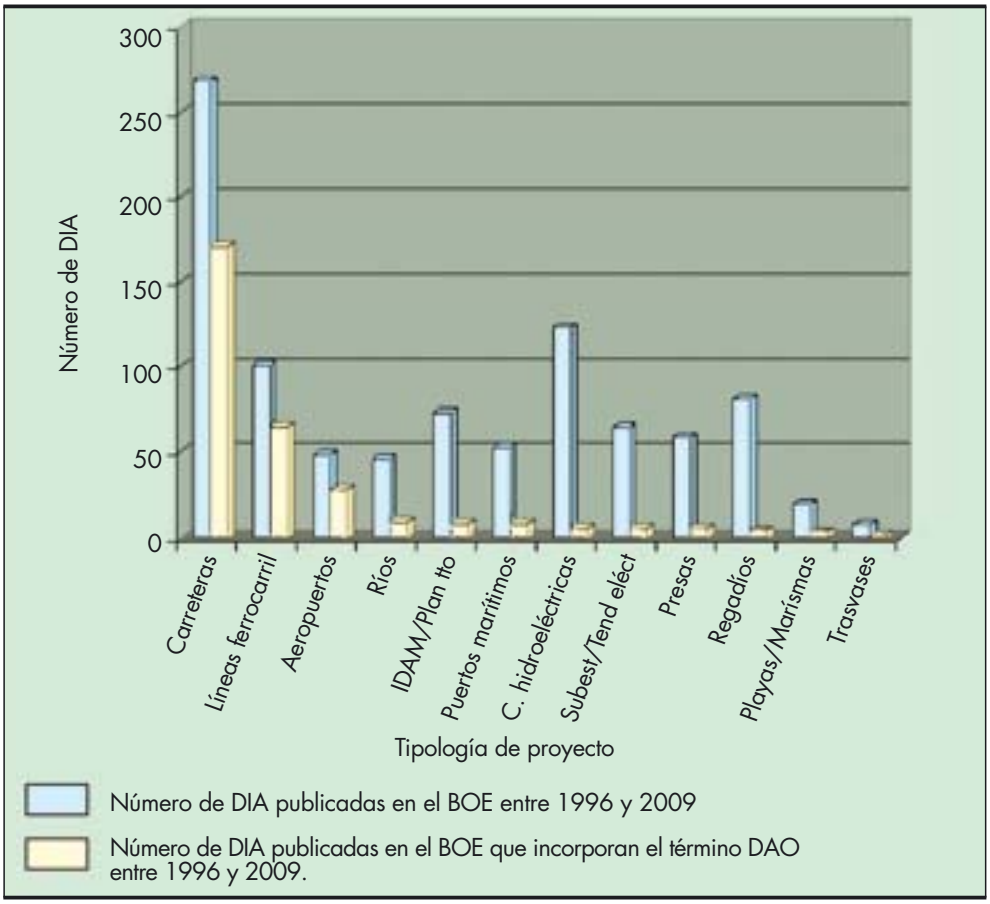


FIGURA 3. Número total de DIA y número de DIA donde se considera la figura de la DAO, en función de la tipología del proyecto en el período de 1996 a 2009. El orden de las tipologías se ha establecido de izquierda a derecha, de mayor a menor número de DIA en las que se cita a la DAO. Elaborado a partir de datos de la página web del BOE.

- Se ha publicado un número elevado de DIA en el BOE durante los últimos 20 años:
  - En el período de 1989 a 2009, se han publicado casi cada año, más de 10 DIA sobre carreteras (www.boe.es).
  - Hasta 2009 del total de proyectos sometidos al procedimiento de EIA y de los que se ha publicado DIA, el 29 % son relativos a proyectos de carreteras (www.boe.es).

Los proyectos relacionados con las **líneas de ferrocarril** ocupan la segunda posición en cuanto al número (64) y porcentaje (63,37%) de DIA que incluyen el término DAO (Tabla 3 y Figura 3).

La similitud entre estas tipologías de proyectos (carreteras y líneas férreas) en relación con la presencia de la figura de la DAO en las DIA, puede ser debida al hecho de que ambas son infraestructuras lineales de transporte.

La experiencia acumulada en la ejecución de proyectos de carreteras facilita la aplicación en los proyectos de líneas de ferrocarril. Los beneficios y conocimientos que se hayan ido adquiriendo al disponer de una DAO en los primeros, se puede interpretar como un potencial para ser aplicado en proyectos cuyos impactos ambientales asociados y las medidas preventivas, correctoras o compensatorias a aplicar, puedan ser similares, como es el caso de los proyectos de vías férreas.

Otra de las tipologías de proyectos de ingeniería civil con un elevado porcentaje de DIA que consideran la presencia de una DAO durante el desarrollo del proyecto, son las que se refieren a los **aeropuertos**.

A partir de la Figura 3 se puede afirmar que a pesar de que los proyectos de aeropuertos ocupan la novena posición en cuanto al número de DIA publicadas (48), son la tercera tipología de proyectos con más DIA en las que se considera a la DAO (28). Esto indica que se trata de una tipología en la que se incorpora con asiduidad a la Dirección Ambiental durante el desarrollo de los proyectos.

Estos resultados coinciden con la información aportada por Gómez y Gómez (2007), según la cual el Ministerio de Fomento "en las obras correspondientes a carreteras" y organismos como ADIF (Administrador de Infraestructuras Ferroviarias) o AENA (Aeropuertos Españoles y Navegación Aérea) "vienen convocando Concursos Públicos de Asistencia Técnica para Dirección Ambiental de Obra". La información aportada en la Figura 3, permite mostrar cuantitativamente estos resultados y compararlos con las demás tipologías de proyectos en cuyas DIA se alude a la DAO.

Con respecto a otros proyectos de ingeniería civil, tales como los de desaladoras, plantas de tratamiento de aguas residuales, disposición de tendidos eléctricos, restauración de playas y marismas, etc. se puede afirmar que no es habitual considerar la incorporación de una DAO, como así lo demuestra el reducido número de DIA publicadas en las que se incluye dicha figura (Figura 3).

Del análisis de las DIA consultadas en el BOE para el período de estudio, se deduce que algunos proyectos de gran envergadura como son por ejemplo los relativos a: centrales térmicas, refinerías, minería, etc. **no incluyen la figura de la DAO**. Sin embargo, es necesario considerar que aunque no se aluda explícitamente a la DAO en la declaración de impacto,

tal vez sí **existe un equipo o una persona encargada exclusivamente de las cuestiones ambientales**. En este caso, a diferencia de lo que ocurre con la DAO, esta asistencia es designada por el Director de Obra, y no por el promotor.

Ejemplo: "Resolución de 21 de julio de 2009, de la Secretaría de Estado de Cambio Climático, por la que se formula declaración de impacto ambiental del proyecto C-32: ampliación de la capacidad de almacenamiento estratégico de crudos en la refinería de Cartagena, Murcia" (www.boe.es).

Apartado 6.1 de la DIA: "La Dirección de Obra designará un responsable de la ejecución del PVA con una cualificación ambiental adecuada".

4.4. PRESENCIA DE LA DAO EN LAS DIA EN FUNCIÓN DE LA COMUNIDAD AUTÓNOMA DONDE SE EJECUTA EL PROYECTO

Para realizar este análisis se ha tenido en cuenta la siguiente premisa: si la ejecución del proyecto sometido a EIA afecta a más de una comunidad autónoma, se considera una DIA por cada una de las comunidades afectadas por el mismo proyecto.

Ejemplo: "Resolución de 26 de mayo de 2003, de la Secretaria General de Medio Ambiente, por la que se formula declaración de impacto ambiental sobre el estudio informativo 'Autopista de Peaje Cartagena-Vera (Murcia y Almería)', de la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento" (www.boe.es).

En este caso, para el estudio se ha considerado una DIA de un proyecto que se ejecuta en Andalucía y otra de un proyecto que se ejecuta en la Región de Murcia.

Del total de DIA publicadas desde 1996 a 2009, el 57% son de proyectos que se ejecutan en Castilla y León, Andalucía, Comunidad Valenciana, Castilla-La Mancha o Cataluña. Asimismo, en estas CCAA es donde se ejecuta el mayor número de proyectos en cuyas DIA se considera la necesidad de disponer de una DAO (Figura 4 y Tabla 4).

El número de DIA de proyectos que se ejecutan en Cantabria, Canarias, País Vasco, *Illes Balears*, La Rioja, Comunidad Foral de Navarra y en las Ciudades Autónomas de Melilla y Ceuta, es el más reducido del ámbito nacional (igual o inferior en todos los casos a 26 DIA). Además, en estas comunidades y ciudades autónomas es donde se ejecutan el menor número de proyectos en cuyas DIA se cita a la DAO.

5. CONCLUSIONES

Después del análisis realizado, se puede concluir que aunque la figura de la Dirección Ambiental de Obra se comenzó a integrar en el desarrollo de proyectos hace más de 10 años, todavía no es frecuente su consideración por los promotores (en los EsIA) o por el órgano ambiental (a través de las DIA publicadas en el BOE) en los proyectos de ingeniería civil que se someten al procedimiento de EIA.

A pesar de que la DAO es una figura no reglada a nivel normativo, la legislación actual no imposibilita que el promotor disponga de una DAO ni limita en ningún caso las funciones que le pueden ser atribuidas.

La participación de la Dirección Ambiental en los proyectos puede contribuir al aumento de la eficacia en la aplicación de los condicionados de la DIA y de los requisitos del EsIA, así como de la normativa ambiental aplicable

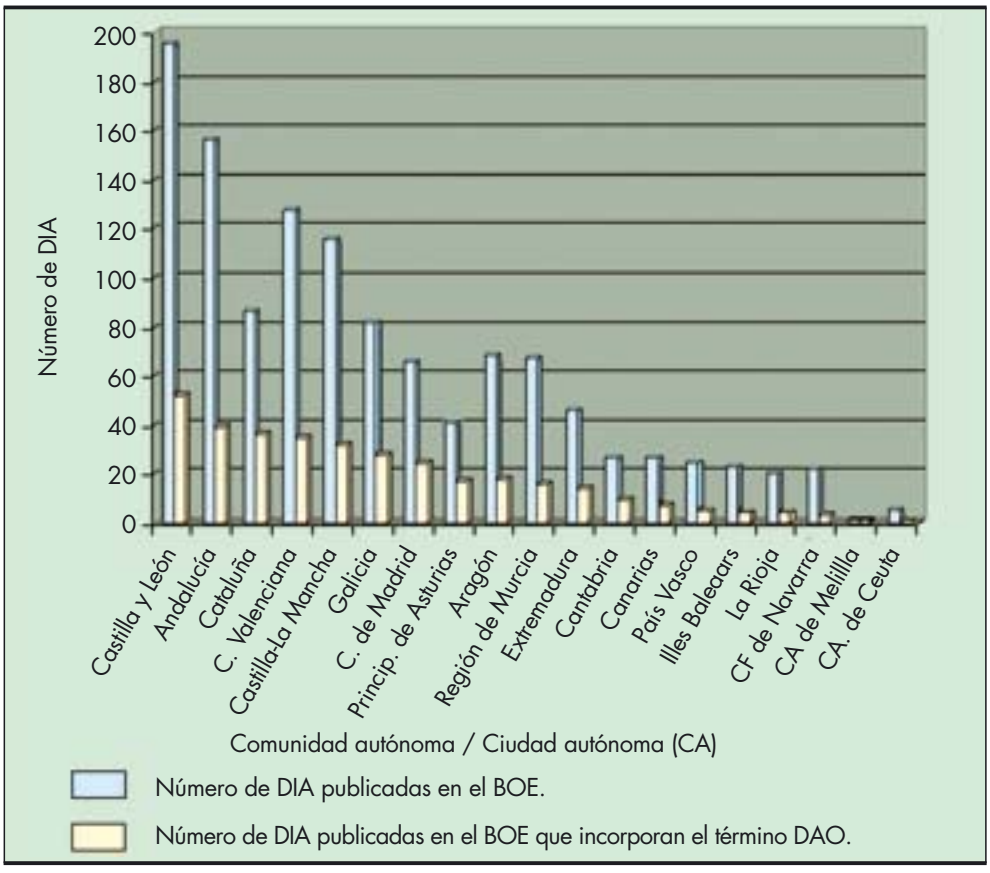


FIGURA 4. Número total de DIA y número de DIA que hacen referencia a la DAO en función de la comunidad autónoma donde se ejecuta el proyecto en el período de 1996 a 2009. Elaborado a partir de los datos de la página web del BOE.

Comunidad autónoma	Nº de DIA publicadas en el BOE	Nº de DIA publicadas en el BOE que incorporan el término DAO	Porcentaje de DIA publicadas en el BOE que incorporan el término DAO (%)(*)
Castilla y León	195	52	15,2
Andalucía	156	39	11,4
Cataluña	86	36	10,5
Comunidad Valenciana	127	35	10,2
Castilla-La Mancha	116	32	9,3

TABLA 4. Número total de DIA y número y porcentaje de DIA que incorporan el término DAO referido a la comunidad autónoma afectada por el proyecto en el período de 1996 a 2009. Elaborado a partir de los datos de la página web del BOE.
(*) Referido al número total de DIA publicadas que incluyen el término DAO sobre proyectos que se ejecutan en España.

durante la fase de construcción y explotación en la que esté vigente el PVA. Además, facilita la labor de los diferentes agentes implicados en el procedimiento de EIA (promotor, órgano sustantivo y órgano ambiental) y permite descentralizar las funciones vinculadas con las cuestiones ambientales atribuidas al Director de Obra; por lo que se recomienda su participación en las diferentes tipologías de proyectos de ingeniería civil sometidos a EIA.

De la consulta realizada en el BOE sobre la terminología empleada para hacer referencia a la DAO se concluye que en la mayoría de las DIA se emplea el término "Dirección Ambiental" frente al de Director o Coordinador Ambiental (este último término apenas se ha utilizado en las DIA). Con la designación de "Dirección Ambiental" se hace hincapié en la necesidad de disponer de un equipo que secunde las decisiones del Director Ambiental para dar cumplimiento a los requisitos del EsIA y de la DIA.

A partir del análisis realizado en función de la evolución temporal de la presencia de la DAO en las DIA y de la tipología de los proyectos, se concluye que las DIA de proyectos de carreteras fueron las primeras en incorporar la exigencia de disponer, por parte del promotor, de una Dirección Ambiental. Esto sirvió como precedente para otros proyectos, inicialmente, de aquellos cuyos impactos y medidas preventivas, correctoras o compensatorias, pudieran ser análogas, como es el caso de los proyectos de líneas férreas.

En los proyectos de infraestructuras lineales de transporte (carreteras y líneas de ferrocarril) se ha ido incrementando su presencia, aunque ésta no ha sido constante durante el período de estudio (1996 a 2009).

Cabe señalar el elevado porcentaje de DIA de proyectos no relacionados con las infraestructuras lineales de transporte en las que también se considera la necesidad de disponer de una DAO, como es el caso de los aeropuertos.

Desde 1999 se ha incrementado la variedad de tipologías de proyectos de ingeniería civil sometidos a EIA en los que se considera necesaria la labor de una DAO designada por el promotor. Sin embargo, su incorporación en estos proyectos no es continua durante el período de estudio.

Hasta 2009, el mayor número de DIA publicadas en el BOE en las que alude a la figura de la DAO, se corresponde con las tres tipologías de proyectos mencionados (carreteras (170), líneas de ferrocarril (64) y aeropuertos (28)).

Con relación al análisis en función de la comunidad autónoma donde se ejecuta el proyecto, existe una relación positiva entre el número de DIA de proyectos que se refieren a la DAO y el número total de proyectos que se someten al procedimiento de EIA en cada comunidad. Sin embargo, Cataluña es una excepción a este respecto debido a que aunque no es una de las CCAA con mayor número DIA formuladas por el MARM, es la tercera comunidad con mayor número de DIA en las que se hace referencia a la DAO.

6. BIBLIOGRAFÍA

ÁLVAREZ LLOVERA, R. (2002). *Integración de los planes de vigilancia ambiental en el sistema de gestión ambiental*. I Congreso de Ingeniería Civil, Territorio y Medio Ambiente, Madrid. p. 1733-1744.

BARBERO RODRÍGUEZ, J. y ESPIGARES PINILLA, T. (2010). Aplicación de la evaluación de impacto ambiental en España en el periodo 1989-2008: El caso de los proyectos de carreteras. *Ingeniería Civil*, nº 157, p. 57-67.

CASTRO FRESNO, D. y AJA SETIÉN, J.L. (2005). *Organización y control de obras*. Servicio de Publicaciones de la Universidad de Cantabria. Cantabria. p. 287-298.

GARCÍA URETA, A. (2006). *La potestad inspectora de las Administraciones públicas.* Marcial Pons, ediciones jurídicas y sociales S.A. Madrid. p. 13-61; 331-338.

GIL-ALBARELLOS MARCOS, R. (2009). *Fase de construcción. Prevención, minimización y corrección de impactos. Dirección Ambiental de Obra*. Jornadas sobre Evaluación de Impacto Ambiental de las Infraestructuras en el Medio Natural, Madrid.

GÓMEZ OREA, D. (2002). *Evaluación de Impacto Ambiental.* Mundi-Prensa. Madrid. p. 693-710.

GÓMEZ OREA, D. y GÓMEZ VILLARINO, M. (2007). *Consultoría e Ingeniería Ambiental: Planes, programas, proyectos, estudios, instrumentos de control ambiental, dirección y ejecución ambiental de obra, gestión ambiental de actividades*. Mundi-Prensa. Madrid. p. 419-478.

MATAS LÓPEZ, R.M. (2009). *Línea de Alta Velocidad Madrid - Castilla-La Mancha - Comunidad Valenciana – Región de Murcia*. 9º Congreso Nacional de Medio Ambiente (CONAMA), Madrid.

MINISTERIO DE MEDIO AMBIENTE Y MEDIO RURAL Y MARINO (2008). *Prescripciones técnicas para el seguimiento y evaluación de la efectividad de las medidas correctoras del efecto barrera de las infraestructuras de transporte*. Documentos para la reducción de la fragmentación de hábitats causada por infraestructuras de transportes, número 2. O. A. Parques Nacionales. Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino. Madrid. p. 15-26.

www.boe.es

www.dgfc.sgpg.meh.es

www.eur-lex.europa.eu/es/index.htm

www.fomento.es

Caracterización de las mezclas bituminosas con NFU extendidas en el tramo de la carretera EX-370, de Plasencia a Montehermoso

BALTASAR RUBIO (*), MARISA CARMONA (**), JOSÉ Mª ÁVILA (**), RAFAEL JIMÉNEZ (*), SILVIA IZQUIERDO (**) y LEONARDO ENRIQUEZ (*)

RESUMEN El Plan Nacional de neumáticos fuera de uso y recientemente, el Plan Nacional Integrado de Residuos (PNIR), establecieron como una aplicación prioritaria en la gestión de los neumáticos fuera de uso, su empleo en la fabricación de mezclas bituminosas. Sin embargo, hasta el año 2006 no se había realizado en la Comunidad de Extremadura ninguna experiencia en carreteras con el polvo de caucho de neumático fuera de uso (NFU). Es por ello que el Instituto Tecnológico de Rocas Ornamentales y Materiales de Construcción (INTROMAC) y la empresa ARAPLASA solicitaron y obtuvieron una ayuda para desarrollar el proyecto intitulado "Diseño y Desarrollo de Mezclas Bituminosas con polvo de Neumáticos", englobado en el III Plan Regional de Investigación, Desarrollo Tecnológico e Innovación de abril de 2006. En dicho proyecto intervino también como colaborador externo para evaluar el comportamiento del tramo de ensayo, el Centro de Estudios del Transporte del CEDEX.
El principal objetivo de este proyecto era ofrecer al sector de la construcción de la Comunidad de Extremadura, el conocimiento necesario para profundizar en el diseño, fabricación y puesta en obra de nuevas mezclas bituminosas, utilizando polvo de NFU, contribuyendo a fomentar el desarrollo sostenible gracias al uso de residuos de otros procesos industriales en obras públicas.
En este artículo se presenta el estudio de los materiales básicos y la dosificación de la mezcla bituminosa con polvo de neumático incorporado mediante vía seca, así como de la mezcla sin caucho utilizada como referencia. Además, se exponen los datos relativos a la fabricación, puesta en obra y control del tramo de refuerzo llevado a cabo en la carretera EX-370, tramo Plasencia-Montehermoso, de la Comunidad de Extremadura y finalmente, los resultados de caracterización de las dos mezclas bituminosas tipo AC22S puestas en obra, mediante testigos extraídos del pavimento, y a través de medidas de regularidad y textura superficial obtenidas con el perfilómetro láser y mediciones de ruido de rodadura con el equipo CPX.

CHARACTERIZATION OF BITUMINOUS MIXTURES CONTAINING CRUMB TYRE RUBBER, USED IN THE PLASENCIA-MONTEHERMOSO EXPERIMENTAL PAVEMENT SECTION

ABSTRACT *The use of crumb rubber from scrap tyres in the production of bituminous mixtures was established as a priority application for this waste material in both the National Plan for Scrap Tyres and more recently, the Integrated National Plan for Waste Materials. However, by 2006 no experience of use in road construction had been carried out yet in the Extremadura Community. For this reason, the project called 'Design and Development of Bituminous Mixtures using Crumb Tyre Rubber' was presented by INTROMAC and ARAPLASA and approved as a part of the 3rd. Regional Plan for R&D&I in April 2006. The CET- CEDEX also took part in the project as an external collaborator, by assessing the characteristics of the experimental pavement section constructed.*
The main objective for this project was to offer the construction industry in Extremadura a better knowledge, useful data and experience on the design, production and extension of new types of bituminous mixtures containing crumb rubber tyre, thus making a contribution to the promotion of a sustainable development by the use of a waste residue on public works.
This article describes a case study, namely the construction of an overlay section in the road EX-370, between Plasencia and Montehermoso, in the Extremadura Community, with an overview on the basic materials study, the mixture design, with the addition of crumb rubber following a dry process, and the design of a reference mixture used for comparison. It also includes field data related to the mixture production, paving and quality assessment operations. Finally, more characterization data form the two AC22S mixtures placed, obtained via testing of cores, and other finished pavement properties (such as surface regularity and roughness measurements by laser profilometer, noise measurements by CPX equipment), are also provided.

Palabras clave: Mezcla bituminosa, Neumáticos fuera de uso, Caucho, Ensayos, Auscultación.

Keywords: Bituminous mixture, Crumb tyres, Rubber, Testing, Roughness, Macrotexture.

(*) Centro de Estudios del Transporte, CEDEX.
(**) Instituto Tecnológico de Rocas Ornamentales y Materiales de Construcción (INTROMAC).

1. INTRODUCCIÓN

El polvo de caucho procedente de los neumáticos fuera de uso puede incorporarse a las mezclas bituminosas por dos procedimientos generales denominados vía húmeda y vía seca (1). El primero consiste en adicionar dicho material a un betún asfáltico para obtener un betún con caucho, que se utiliza posteriormente en la fabricación de la mezcla bituminosa. El segundo consiste en introducir el polvo de caucho de NFU en la amasadora de la planta de fabricación de mezcla bituminosa después de la dosificación de los áridos.

En el proceso por vía húmeda el polvo de caucho, de tamaño de partículas inferior a 1 mm, se mezcla con el betún a una temperatura elevada, de forma que se produce una interacción físico- química entre ambos componentes. Las propiedades del ligante obtenido dependen de la naturaleza y composición del betún y del polvo de caucho, así como de las proporciones relativas de ambos componentes, del tamaño de las partículas de caucho y del tiempo y temperatura de mezclado.

En el proceso por vía seca, el polvo de caucho actúa en parte como árido, pero las partículas más finas interaccionan con el betún, modificando sus propiedades y consiguiéndose así mejorar el comportamiento de la mezcla bituminosa. Las propiedades y características de las mezclas bituminosas a las que se ha incorporado polvo de caucho dependen de la cantidad de polvo de caucho añadida y de su superficie específica, así como de las condiciones de fabricación de la mezcla bituminosa (tiempo y temperatura de amasado) y de las condiciones de puesta en obra (tiempo de maduración y sistema de compactación).

En España, las experiencias prácticas sobre el empleo de polvo de NFU en mezclas bituminosas se iniciaron en el año 1994 en Cataluña, en carreteras vecinales pertenecientes al término municipal de Vacarisses, empleando la vía seca con mezclas semidensas (2). Posteriormente en 1997 en la carretera B-140 a la entrada de Sabadell (3), si bien hasta la fecha hay recogidas otras varias referencias españolas (4-5). Respecto a la vía húmeda, el primer betún modificado con polvo de caucho de NFU, se desarrolló a escala industrial en el año 1996, existiendo numerosas experiencias posteriores (6-10). En el año 2002 se impulsó nuevamente el empleo de polvo de caucho en la fabricación de mezclas bituminosas, debido a la publicación del Plan de Neumáticos Fuera de Uso, así como de la Orden Circular 5bis/02, en la que se prescribía la prioridad en el empleo de los materiales procedentes del reciclaje de neumáticos en las mezclas bituminosas, siempre que su uso fuese técnica y económicamente viable. Posteriormente, en el año 2007se publicó el Manual de empleo de caucho de NFU en mezclas bituminosas (1), que recogía el estado del arte en cuanto a conocimientos y experiencias de nuestro país en este campo, de cara a utilizar adecuadamente este material, definiendo las condiciones técnicas que permitieran su empleo para conseguir los beneficios potenciales de la técnica. Asimismo, la publicación de la O.C. 21/2007 por parte de la Dirección General de Carreteras (11), en la que se recogían las especificaciones y se definían las aplicaciones de los betunes-caucho, ha regulado e incrementado su uso, que ha sido finalmente corroborado de forma explícita en la O.C. 24/2008 (12), donde se modifican los artículos 542 y 543 referentes a mezclas bituminosas en caliente para adaptarlos a la nueva normativa europea.

En Extremadura, hasta el año 2006 no se había realizado ninguna experiencia en carreteras con empleo del polvo de caucho procedente de NFU, por lo que Instituto Tecnológico de Rocas Ornamentales y Materiales de Construcción (INTROMAC) y la empresa ARAPLASA solicitaron y obtuvieron una ayuda para desarrollar el proyecto intitulado “Diseño y Desarrollo de Mezclas Bituminosas con polvo de Neumáticos”, englobado en el III Plan Regional de Investigación, Desarrollo Tecnológico e Innovación de abril de 2006, con número de expediente PDT06A063. En dicho proyecto intervino también como colaborador externo el Centro de Estudios del Transporte del CEDEX. Para completar el proyecto se contó con la colaboración y participación activa de la Dirección General de Infraestructuras y Agua, perteneciente a la Consejería de Fomento de la Junta de Extremadura, con el objetivo de disponer de un tramo real de prueba en el que poner en práctica los desarrollos del proyecto.

El principal objetivo de este proyecto era ofrecer al sector de la construcción y a la propia Administración de la Comunidad de Extremadura, el conocimiento necesario para profundizar en el diseño, fabricación y puesta en obra de nuevas mezclas bituminosas, utilizando polvo de neumáticos fuera de uso (NFU), contribuyendo a fomentar el desarrollo sostenible, mediante el uso en obras públicas de residuos generados en otros procesos industriales.

En este artículo se presenta el estudio de los materiales básicos y la dosificación de la mezcla bituminosa con polvo de neumático incorporado mediante vía seca, así como de la mezcla sin caucho utilizada como referencia. Además, se exponen los datos relativos a la fabricación, puesta en obra y control del tramo de refuerzo llevado a cabo con estas mezclas en la carretera EX-370 de la Comunidad de Extremadura, entre Plasencia y Montehermoso. Finalmente, se incluyen los resultados de caracterización de las dos mezclas bituminosas tipo AC22S puestas en obra, mediante los testigos extraídos del pavimento, así como las medidas de regularidad y textura superficial con el perfilómetro láser y las mediciones de ruido de rodadura con el equipo CPX.

2. DOSIFICACIÓN DE LAS MEZCLAS BITUMINOSAS

En Extremadura, las mezclas bituminosas de uso generalizado como capa de rodadura son las mezclas tipo hormigón bituminoso semidensas AC22S, dado que son relativamente impermeables para poder proteger las capas inferiores y la explanada de la acción del agua. Además presentan unas características superficiales adecuadas al tipo de tráfico que soportan las carreteras de la Comunidad de Extremadura. Por ello, en el tramo de ensayo se eligieron dos mezclas bituminosas tipo AC22S, la primera con polvo de caucho incorporado por vía seca y la segunda, empleada como referencia, una mezcla convencional sin caucho.

A continuación se indican las características de los materiales básicos y la dosificación de las mezclas bituminosas:

- Ligantes

El ligante empleado en este estudio fue un betún asfáltico tipo B 50/70 suministrado por CEPSA-PROAS.

- Áridos

El árido grueso utilizado en la fabricación de las mezclas fue una grauvaca procedente de la cantera de Construcciones Araplasa situada en Plasencia, clasificado en tres fracciones 6/12, 12/20 y 12/32. Como árido fino se utilizó una arena 0/6 de naturaleza silícea, procedente de la gravera las Viñuelas, y como polvo mineral se empleó el procedente de los propios áridos. Los resultados de los ensayos de caracterización se indican en la Tabla 1.

Ensayo	Norma	Resultado
ARIDO GRUESO - GRAUVACA		
DESGASTE LOS ÁNGELES, %	UNE EN 1097-2	19
PULIMENTO ACELERADO	UNE EN 1097-8	60
ÍNDICE DE LAJAS, %	UNE EN 933-3	
Fracción 12/32		25
Fracción 12/20		26
Fracción 6/12		28
PARTÍCULAS FRACTURADAS,%	UNE EN 933-5	
Fracción 18/25		68
Fracción 12/18		86
Fracción 6/12		96
ARIDO FINO - SILICEO		
EQUIVALENTE DE ARENA	UNE EN 933-8	61
DENSIDAD APARENTE DEL FILLER	UNE EN 1097-3	0,55

TABLA 1. Características de los áridos.

- Polvo de neumático

Para fabricar y dosificar la mezcla bituminosa se ensayaron tres polvos de neumático de granulometrías 0/0,6, 0/0,8 y 0,8/2,5 mm, suministrados por la empresa RENECAL, seleccionándose como el más idóneo para su uso en el tramo, el de granulometría más fina.

- Mezclas bituminosas

Con los áridos descritos anteriormente se realizó la composición para encajar en el huso granulométrico AC22S, obteniéndose la granulometría que se indica a continuación en la Tabla 2 y en la Figura 1.

TAMIZ UNE, mm	HUSO AC22S		GRANULOMETRÍA
	mín	máx	MEZCLA AC22S
31,5	100		100
22,4	90	100	92
16	70	88	75
8	50	66	58
2	24	38	33
0,5	11	21	12
0,25	7	15	8
0,063	3	7	5,2

TABLA 2. Granulometría de la mezcla AC22S.

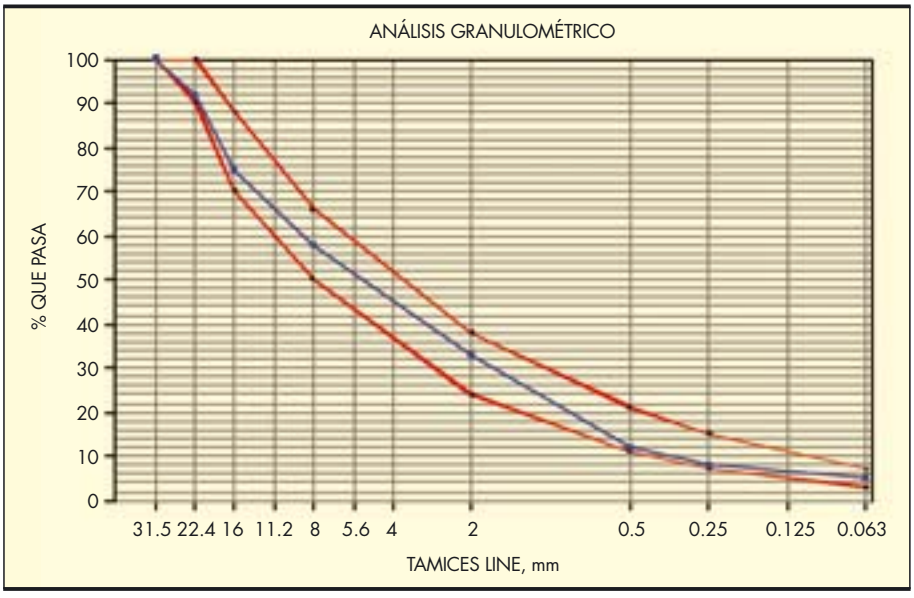


FIGURA 1. Curva granulométrica de la mezcla AC22S.

TIPO DE MEZCLA	AC22S Referencia	AC22S con caucho
Contenido óptimo de ligante, % s/a	4,8	5,3
Polvo de caucho,% s/a	-	1,0
Densidad mezcla, g/cm3	2,380	2,390
Estabilidad, kN	17,9	17,9
Deformación, mm	3,3	3,2
Huecos en la mezcla, %	5,9	5,9
Huecos en áridos, %	16,5	17,8

TABLA 3. Características de las mezclas AC22S.

La mezcla bituminosa convencional se dosificó mediante el análisis de huecos y la resistencia a las deformaciones plásticas a través del método Marshall, empleando probetas cilíndricas con contenidos crecientes de betún. En base a los resultados obtenidos y aplicando los criterios y las especificaciones recogidas en el artículo 542 del PG-3 para este tipo de mezclas, se determinó un contenido óptimo de ligante de 4,8% en masa sobre áridos.

Para dosificar la mezcla con polvo de caucho se empleó también el método Marshall, estudiando polvos de caucho con tres tamaños máximos 0,6, 0,8 y 2,5 mm, y empleando tres porcentajes distintos de polvo: 0,5, 1,0 y 1,5%, así como tres tiempos de maduración diferentes, para permitir que los maltenos del betún hinchen el polvo de caucho. De los resultados obtenidos se dedujo que cuando se emplea polvo de caucho de mayor tamaño de partícula y cuanto mayor es el porcentaje de caucho incorporado, más se reduce la estabilidad de la mezcla y más aumentan los tiempos de maduración. Por ello se seleccionó el material de menor tamaño de partícula y un contenido del 1%, así como un mayor contenido de ligante (5,3% s/a)

En la Tabla 3, se indican las características obtenidas en las mezclas para los contenidos óptimos de betún seleccionados.

Las características de ambas mezclas son similares y cumplen las especificaciones exigidas a este tipo de mezclas cuando se emplean para capa de rodadura.

Con los contenidos óptimos de ligante determinados, se evaluaron la resistencia a las deformaciones plásticas de las mezclas AC22S mediante el ensayo en pista de laboratorio a 60°C, empleando el dispositivo pequeño y el procedimiento B en aire, descritos en la norma UNE EN 12697-22. También se determinó el efecto del agua sobre la cohesión de las mezclas bituminosas, mediante el ensayo sensibilidad al agua, de acuerdo con el método UNE EN 12697-12, realizándose la rotura de las correspondientes probetas a una temperatura de 15°C. Los resultados de estos ensayos se indican a continuación en la Tabla 4.

La resistencia a la acción del agua tanto de la mezcla de referencia como la de la mezcla que incorpora caucho es buena, obteniéndose índices de resistencia conservada superiores al 80%. Respecto a la resistencia a las deformaciones plásticas, ambas presentan una buena resistencia, si bien en la mezcla que incorpora caucho todos los parámetros del ensayo de pista son inferiores a los correspondientes a la mezcla de referencia, lo que indica una mejor resistencia a las deformaciones permanentes de la primera.

TIPO DE MEZCLA	AC22S Referencia	AC22S con caucho
Contenido óptimo de ligante, % s/a	4,8	5,3
Polvo de caucho, % s/a	–	1,0
Sensibilidad al agua, UNE EN12697-12		
Resistencia a tracción indirecta al aire, MPa	2,087	2,500
Resistencia a tracción indirecta al agua, MPa	1,695	2,201
Resistencia conservada ITSR, %	81,2	88,0
Pista de laboratorio, UNE EN12697-22 procedimiento B		
Pendiente WTS, mm/1000ciclos	0,053	0,033
Deformación total RD, mm	1,9	0,8
Porcentaje de deformación PRD, %	1,1	1,6

TABLA 4. Resistencia a las deformaciones plásticas y sensibilidad al agua.

3. TRAMO DE PRUEBA

Tomando como base la dosificación realizada en el laboratorio, se procedió a establecer la fórmula de trabajo en la central de fabricación, estableciéndose para la mezcla que incorpora caucho una temperatura de mezclado de 175°C y un tiempo total de mezclado de 100 segundos, para conseguir una buena dispersión y mezclado del polvo de caucho con los demás componentes. Una vez dosificados los áridos calientes en la amasadora se incorporó el polvo de neumático, a continuación el filler y finalmente el ligante.

La central de fabricación utilizada para la fabricación de las mezclas fue una planta discontinua INTRAME, modelo UM-160 (Figura 2), con una producción máxima de 160 t/h,

FIGURA 2. Central de fabricación de mezcla bituminosa.

FIGURA 3. Aspectos de la puesta en obra y del tramo.

provista de 4 tolvas de alimentación en frío y otras 5 de clasificación de áridos en caliente. Dispone de dos silos para polvo mineral recuperado y de aportación. El polvo de caucho se dosificó y se aportó a la mezcla como si se tratase de un filler de aportación.

El tramo de prueba consistió en la aplicación de un refuerzo de 6 cm de mezcla bituminosa tipo AC22S con polvo de caucho, procedente de neumáticos fuera de uso, por vía seca (1% de polvo de caucho de 0-0,6 mm de tamaño nominal) y como control, una mezcla convencional similar, fabricada con betún de penetración tipo B 50/70. Las mezclas bituminosas se fabricaron el día 06 de noviembre de 2008 por la empresa ARAPLASA y se extendieron en la carretera EX-370 de Plasencia a Montehermoso entre los PPKK 12+300 a 12+700. La puesta en obra se realizó, después de un tiempo de maduración de unos 60 minutos (45 min de almacenamiento en camión + 15-20 min de transporte al tajo) mediante una extendedora sobre orugas DYNAPAC DF115C, y la compactación utilizando un equipo compuesto por un compactador de rodillos liso, de 11 toneladas, DYNAPAC, modelo 422 y un compactador de neumáticos DYNAPAC, modelo C271, con una presión de inflado de 8 kg/cm^2.

En la Figura 3 se muestran vistas de la extendedora, el equipo de compactación, una panorámica general del tramo y la textura de la mezcla.

Según los datos de tráfico correspondientes al año 2007, la intensidad media diaria de tráfico pesado (IMDp) correspondiente al tramo de prueba es de 395 vehículos pesados/día).

3.1. CONTROL DE CALIDAD

Durante la realización del tramo de prueba se tomaron muestras de mezcla bituminosa para determinar composición y características mecánicas. Los resultados de los ensayos de extracción (granulometría y contenido de betún), Marshall, sensibilidad al agua y pista de laboratorio se indican a continuación en las Tablas 5 y 6.

TAMIZ UNE, mm	AC22S Referencia	AC22S con caucho
31,5	100	100
22,4	92	96
16	75	76
8	58	52
2	33	26
0,5	12	11
0,25	8	9
0,063	5,2	6,3
Contenido de ligante,% s/a	4,7	5,2

TABLA 5. Granulometría y contenido de ligante.

Los resultados de los ensayos de control son similares a los obtenidos en la fase de proyecto y las diferencias existentes son atribuibles a los reajustes necesarios realizados en planta para establecer la fórmula de trabajo.

4. CAMPAÑAS DE MEDIDA

Los trabajos llevados a cabo en esta fase estaban encaminados a diseñar el plan de auscultación del tramo de prueba, con objeto de poder comparar las secciones del tramo ejecutadas con y sin polvo de neumático, evaluando las características superficiales del firme, y estudiando la evolución de las mismas con el tiempo.

Se realizaron dos campañas de medida: la primera en enero de 2009 y la segunda en septiembre del mismo año.

TIPO DE MEZCLA	AC22S Referencia	AC22S con caucho
Ensayo Marshall		
Densidad mezcla, g/cm³	2,387	2,387
Estabilidad, kN	17,9	14,7
Deformación, mm	3,2	2,8
Huecos en la mezcla, %	4,3	4,8
Huecos en áridos,%	15,2	16,3
Sensibilidad al agua UNE EN12797-12		
Resistencia conservada ITSR, %	81	83
Pista de laboratorio, UNE EN12697-22 procedimiento B		
Pendiente WTS, mm/1000 ciclos	0,050	0,086
Deformación total RD, mm	1,1	2,8
Porcentaje de deformación PRD, %	1,9	4,6

TABLA 6. Características de las mezclas AC22S.

En ambas campañas se extrajeron del pavimento, mediante sonda, testigos de 100 mm de diámetro, con los que se realizaron medidas de módulo resiliente y de resistencia a la fatiga, ambos a compresión diametral. Además el tramo de ensayo se caracterizó también mediante medidas de regularidad y textura superficial, con el perfilómetro láser, y de ruido de rodadura, con el equipo CPX.

4.1. MODULO RESILIENTE A TRACCIÓN INDIRECTA

La medida del módulo resiliente (a tracción indirecta) se ha realizado de acuerdo con el procedimiento recogido en la norma UNE- EN 12697-26, anexo C. El ensayo consiste en la aplicación de una carga de compresión diametral a la probeta, midiendo la variación de la longitud de su diámetro horizontal. La carga aplicada es un pulso de fuerza de 124 milisegundos de duración, seguido por un período de reposo de 3 segundos. La amplitud de la carga es la necesaria para producir en la probeta un aumento transitorio de 5 µm en la longitud de su diámetro horizontal.

La determinación del módulo resiliente se ha realizado mediante una prensa neumática de la marca COOPER RESEARCH, modelo NU14, contenida en una cámara termostática regulada a 20°C.

TIPO DE MEZCLA	AC22S Referencia	AC22S con caucho
1ª CAMPAÑA		
Densidad, g/cm³	2,340	2,346
Módulo a 20°C, MPa	3911	3691
2ª CAMPAÑA		
Densidad, g/cm³	2,358	2,382
Módulo a 20°C, MPa	8276	7948

TABLA 7. Módulos resilientes de las mezclas bituminosas con y sin caucho.

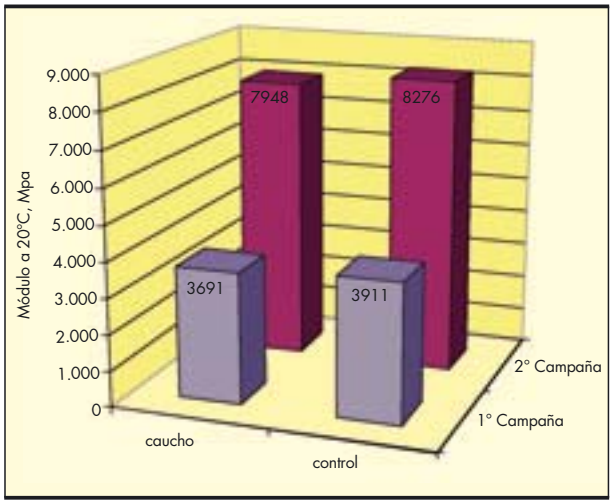


FIGURA 4. Módulos resilientes a 20°C de las mezclas AC22S.

Los resultados de los ensayos realizados en ambas campañas de medida se indican en la Tabla 7 y su representación gráfica, en la Figura 4.

En la Figura 4 se representan los valores medios de los módulos de las mezclas bituminosas con caucho y con betún B 50/70, correspondientes a las dos campañas de medidas.

En ambas campañas de medida, el módulo de la mezcla con polvo de caucho es ligeramente inferior a la de la mezcla de referencia (control) fabricada con betún convencional B 50/70. Es de destacar en estos resultados, el aumento considerable de los módulos experimentado por ambas mezclas en menos de un año de servicio, que es el tiempo transcurrido entre ambas campañas de medida. En este corto periodo de servicio los módulos prácticamente se han duplicado.

Es un hecho conocido que el envejecimiento del ligante y, si existe, la postcompactación experimentada en las mezclas por el tráfico, producen una rigidificación de las mezclas bituminosas, con el consiguiente aumento del módulo; pero entendemos que no es habitual que dicho aumento sea tan elevado.

4.2. FATIGA A TRACCIÓN INDIRECTA

La medida de la resistencia al agrietamiento de la mezcla bituminosa se evalúa mediante su ley de fatiga, que en este trabajo se ha realizado aplicando el procedimiento de tracción indirecta recogido en el anexo E de la norma europea UNE EN 12697-24.

Los ensayos de fatiga según el método indicado consisten en la aplicación de pulsos de carga constante de compresión diametral a la probeta, hasta provocar su fallo. En ellos se determina para cada pulso, la deformación máxima de extensión en el centro de la probeta, correspondiente a la carga de ensayo aplicada. El valor inicial (después de 100 pulsos) de dicha deformación es tomado como referencia para determinar el fallo de la probeta, ya que el ensayo se da por finalizado cuando la deformación aumenta hasta el doble de su valor inicial, lo que equivale a que su módulo resiliente inicial se haya reducido a la mitad.

La ley de fatiga en deformación se obtiene representando los valores de $\varepsilon_{x,\,max}$ y el número de ciclos hasta fallo N_f de cada probeta, en un gráfico doble logarítmico. La recta de regresión de $\log_{10}(\varepsilon_{x,\,max})$ frente a $\log_{10}(N_f)$ es la ley de fatiga.

$$\log_{10}(\varepsilon_{x,\,max}) = d + c \times \log_{10}(N_f)$$

TABLA 8. Resultados del ensayo de fatiga. 1ª campaña.

TIPO DE MEZCLA	DENSIDAD g/cm³	MÓDULO INICIAL A 20°C, MPa	LEY DE FATIGA		
			c	d	ε_6
AC22S con caucho	2,340	4291	–0,223	3,115	59
AC22S referencia	2,339	4709	–0,206	2,945	51

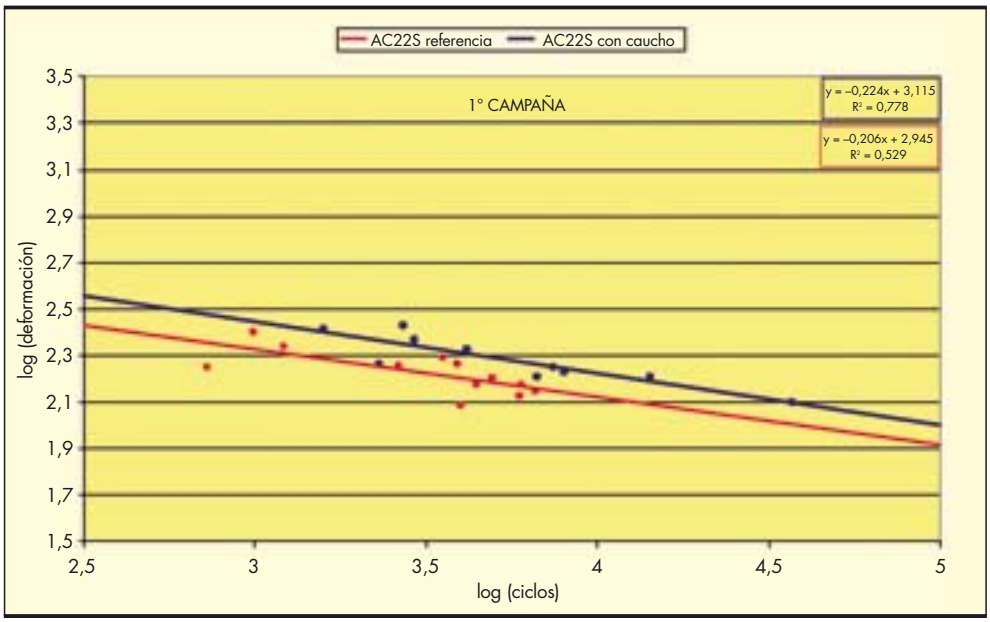


FIGURA 5. Leyes de fatiga en deformación AC22S con y sin caucho. 1ª campaña.

TABLA 9. Resultados del ensayo de fatiga. 2ª campaña.

TIPO DE MEZCLA	DENSIDAD g/cm³	MÓDULO INICIAL A 20°C, MPa	LEY DE FATIGA		
			c	d	ε_6
AC22S con caucho	2,340	8113	–0,224	3,011	47
AC22S referencia	2,347	8538	–0,206	2,918	48

Como parámetro para estimar la resistencia al agrietamiento por fatiga, se emplea el valor de la deformación correspondiente a una duración de ensayo de un millón de ciclos.

$$\varepsilon_6 = 10^{(d + 6 \times c)}$$

Los ensayos de fatiga sobre las mezclas empleadas en el tramo experimental se realizaron, siguiendo el procedimiento citado, mediante una prensa neumática NU14 de la marca COOPER RESEARCH, contenida en una cámara termostática regulada a 20°C. Se emplearon testigos extraídos del pavimento acondicionados a esta temperatura de ensayo durante 24 horas.

Los resultados de los ensayos realizados se indican a continuación la Tabla 8 para los testigos extraídos en la primera campaña. Las representaciones gráficas de las leyes de fatiga obtenidas se muestran en la Figura 5.

La mezcla AC22S con caucho presenta un valor de ε_6 ligeramente más elevado que la mezcla fabricada con betún B 50/70, lo que denota una resistencia a la fisuración ligeramente superior a la mezcla control; si bien hay que señalar que esta mayor deformación para un millón de ciclos puede ser debida al menor módulo de la mezcla con caucho respecto a la convencional.

En la Tabla 9 se indican los resultados de los ensayos de fatiga de los testigos de las dos mezclas bituminosas tomados en la segunda campaña, y su representación gráfica en la Figura 6.

Ambas mezclas presentan resistencias a la fisuración por fatiga muy similares. Los módulos iniciales de las dos mezclas AC22S, determinados en este ensayo de fatiga, son sensiblemente superiores a los correspondientes módulos de las mezclas de la primera campaña de medidas, lo que concuerda con el aumento de módulo resiliente señalado en el apartado anterior.

Con objeto de comparar los resultados entre las dos campañas de medida, en la Figura 7 se han representado todos los resultados.

De ellos se deduce que la mezcla con betún convencional presenta, en ambas campañas, resistencias al agrietamiento por fatiga muy similares, mientras que en la mezcla con caucho dicha resistencia ha disminuido ligeramente respecto al resultado de la primera campaña.

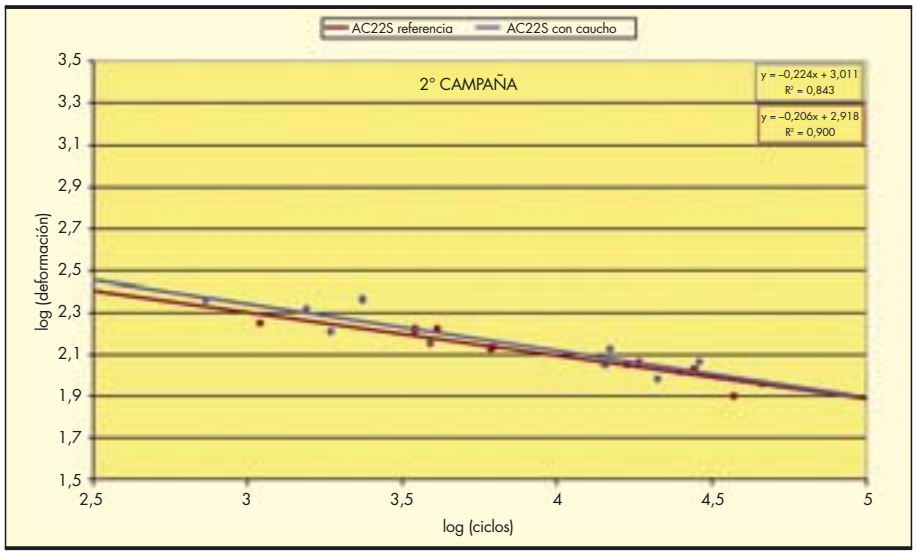


FIGURA 6. Ley de fatiga en deformación AC22S con y sin caucho. 2ª campaña.

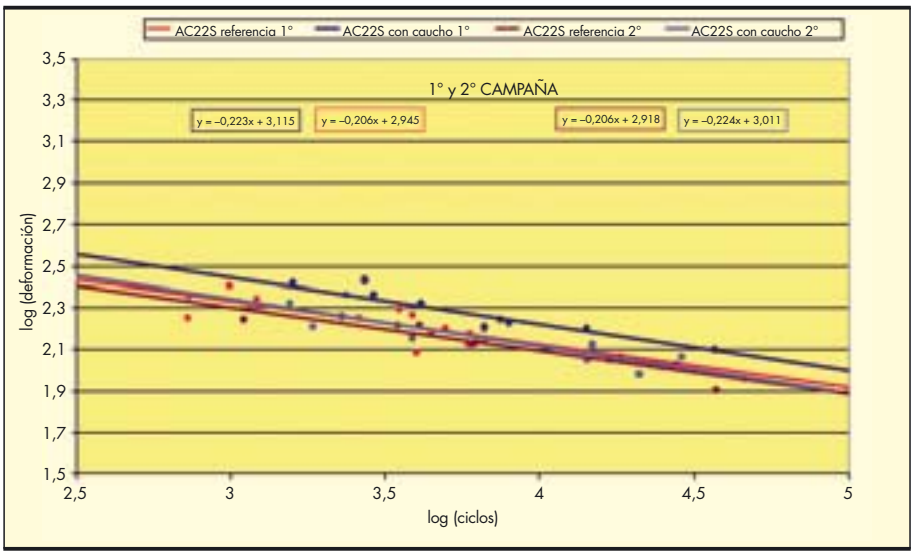


FIGURA 7. Ley de fatiga de las mezclas bituminosas AC22S. 1ª y 2ª campaña.

4.3. REGULARIDAD SUPERFICIAL Y MACROTEXTURA DE LAS MEZCLAS BITUMINOSAS

Las medidas de la regularidad superficial y de la macrotextura del pavimento se han realizado mediante el perfilómetro láser Greenwood Profilograph, del Centro de Estudios del Transporte del CEDEX, que se muestra en la Figura 8.

4.3.1. Regularidad superficial

La regularidad superficial se ha calculado de acuerdo con el procedimiento NLT-330 para el cálculo del Índice de Regularidad Internacional (IRI). Los resultados obtenidos en las dos campañas de medidas, realizadas en cada carril y en cada rodada, se indican en las Figuras 9 a 12.

En general, los dos kilómetros de carretera auscultados presentan una regularidad superficial buena, ya que en todos los carriles y rodadas se obtiene que el 100% de los hectómetros presenta un índice de regularidad internacional menor de 2, sensiblemente inferior a la exigencia en refuerzos que es de 3. No se detecta que en el tiempo transcurrido entre las campañas, se haya modificado este parámetro de medida de la regularidad.

FIGURA 8. Equipo Greenwood Profilograph, perfilómetro láser del CEDEX.

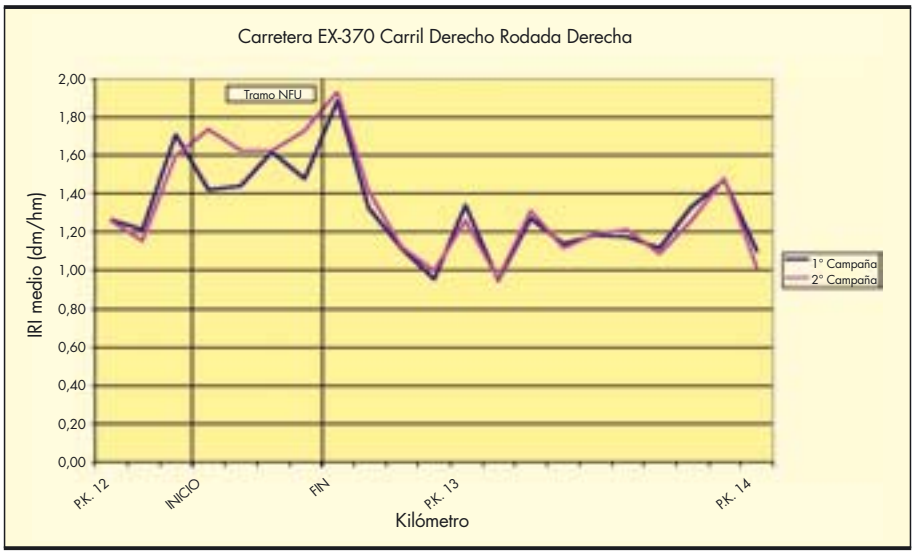


FIGURA 9. IRI carril derecho rodada derecha.

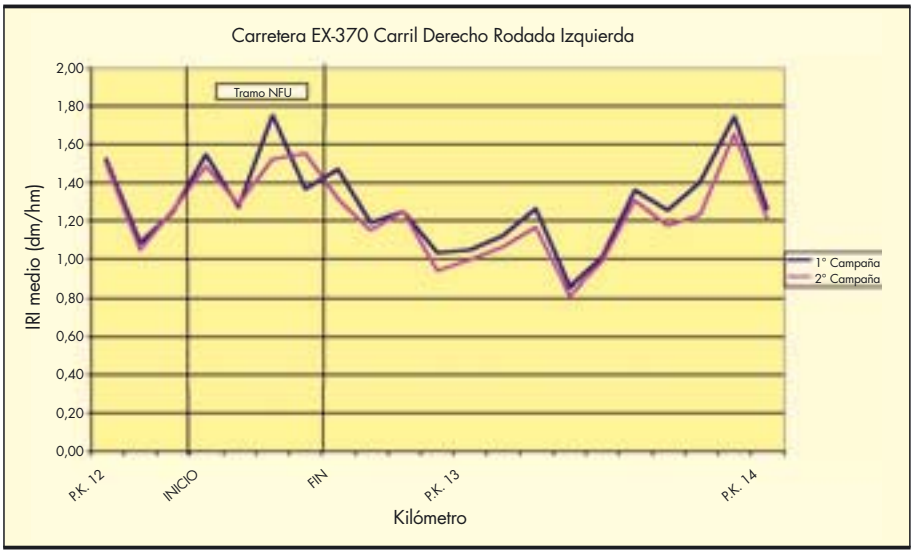


FIGURA 10. IRI carril derecho rodada izquierda.

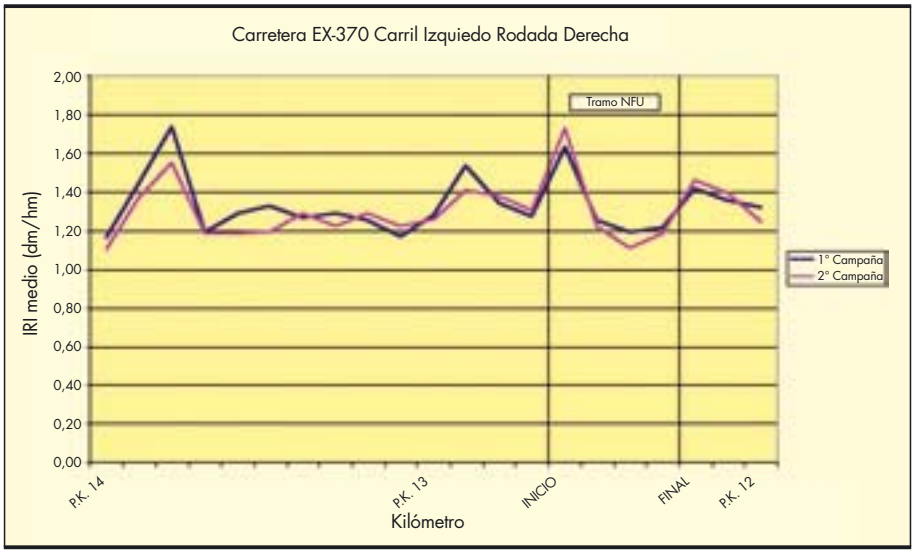


FIGURA 11. IRI carril izquierdo rodada derecha.

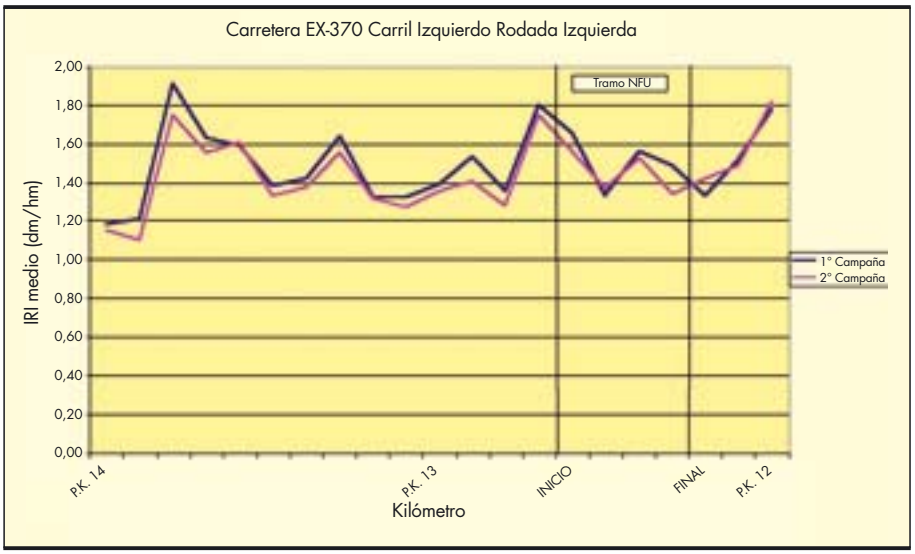


FIGURA 12. IRI carril izquierdo rodada izquierda.

4.3.2. Macrotextura

La medida de la macrotextura se ha determinado mediante la profundidad media del perfil MPD (Mean Profile Depth), definido como la diferencia entre la recta de regresión de los puntos del perfil y una paralela trazada por su punto más alto (ISO 13473). También se ha determinado el ETD (Estimated Texture Depth), mediante la ecuación, establecida en el CEDEX, que correlaciona el perfil con el valor de círculo de arena. Los resultados obtenidos para ambos parámetros en las dos campañas de medida se indican en las Figuras 13 y 14.

Los índices de textura determinados con el perfilómetro (MPD y ETD) son bajos, tanto en la sección con caucho como en la que no lo tiene, lo que pone de manifiesto que ambas mezclas presentan una textura superficial inferior a la que se obtiene habitualmente para este tipo de mezclas semidensas. La textura no se ha modificado sensiblemente entre las dos campañas de medidas, si bien parece que la textura tiende a aumentar en el tramo de NFU y algo más en el carril derecho. Habría que seguir la evolución e inspeccionar el tramo, ya que el aumento podría deberse a ligeros descarnamientos de la mezcla bituminosa.

4.4. RUIDO DE RODADURA

Los equipos de medición del ruido de rodadura emplean un procedimiento para cuantificar selectivamente este tipo de ruido, lo más cerca posible del contacto neumático-pavimento. El equipo del CEDEX (Figuras 15 y 16) utiliza un remolque que soporta dos cámaras semi-anecoicas independientes, en cuyo interior giran libremente las ruedas de referencia, con objeto de medir, simultáneamente, el ruido de rodadura en las dos rodadas del carril. Junto a cada rueda de referencia van montados dos micrófonos, cuyo diafragma está situado a 35 cm de distancia del centro de simetría de la huella de contacto entre neumático y pavimento.

Las medidas se han realizado a 50 y 80 km/h y el procesado de datos para el cálculo de los índices CPX se ha realizado de acuerdo con el proyecto de norma ISO/DIS 11819-2:2008.

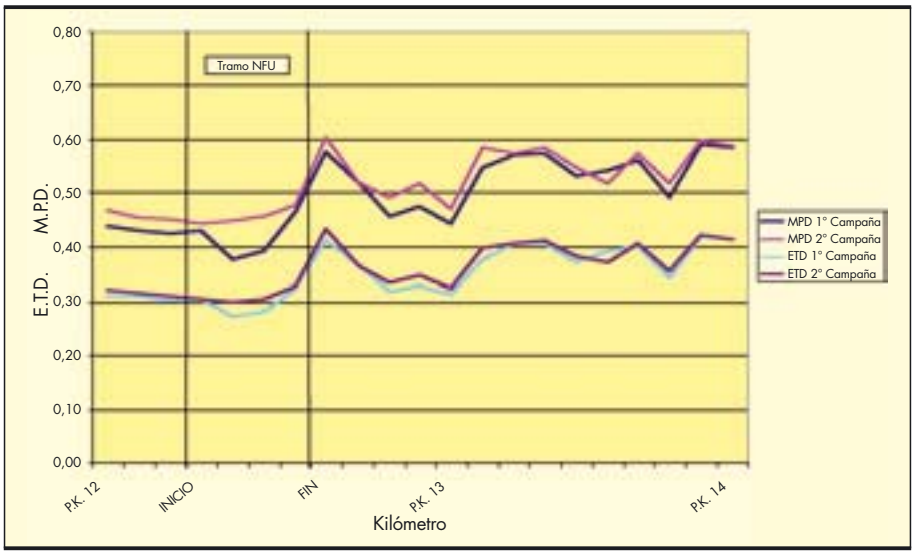


FIGURA 13. MPD Y ETD carril derecho.

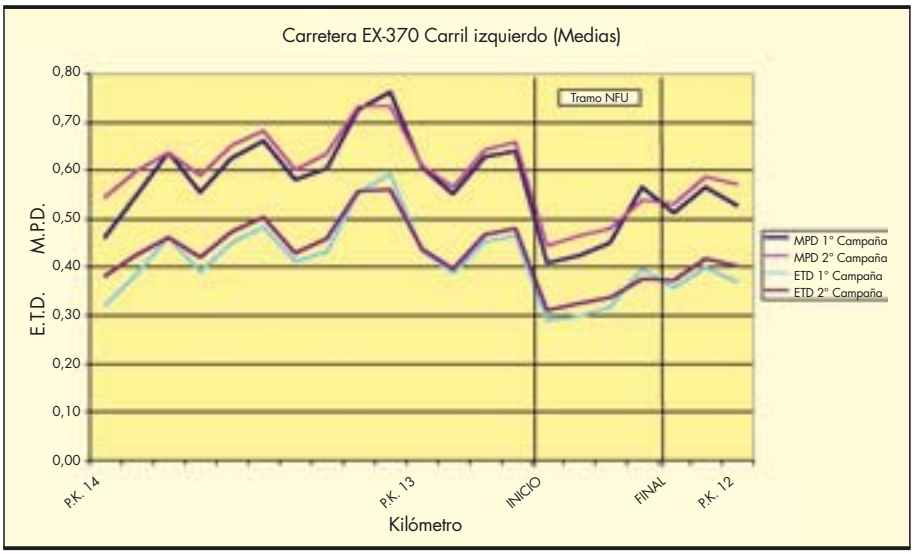


FIGURA 14. MPD Y ETD carril izquierdo.

FIGURA 15. Equipo de medida del CPX del CEDEX.

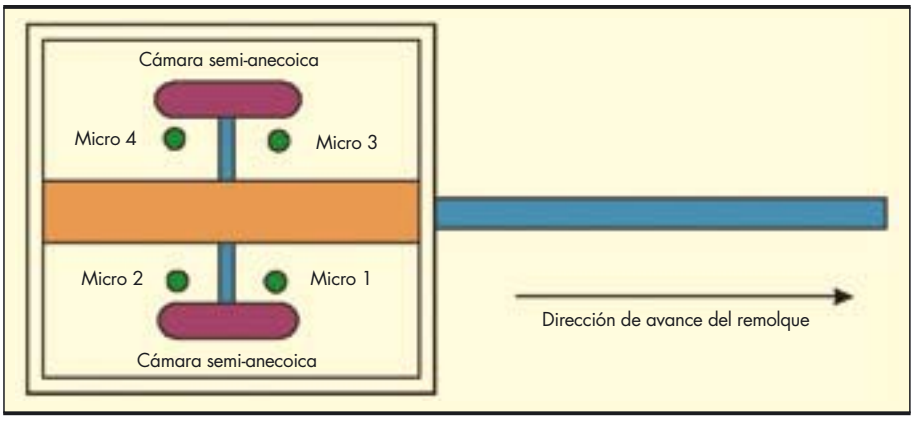


FIGURA 16. Croquis del remolque CPX del CEDEX.

CARRIL	Pk inicial	Pk final	RODADA DERECHA				RODADA IZQUIERDA				SECCIÓN
			CPXI [dB(A)]		Desv. típica		CPXI [dB(A)]		Desv. típica		
			50	80	50	80	50	80	50	80	
1	12,000	12,275	91,4	98,7	0,2	0,5	92	98,9	0,3	0,5	sin caucho
1	12,275	12,630	91,3	98,3	0,6	0,6	91,6	98,8	0,4	0,5	betún-caucho
1	13,000	14,000	90,7	97,9	0,7	0,7	90,7	98,1	0,6	0,6	sin caucho
2	14,000	13,000	90,4	97,6	0,4	0,5	91,6	99,1	0,6	0,6	sin caucho
2	12,630	12,275	90,6	97,7	0,4	0,7	91,8	99,1	0,4	0,4	betún-caucho
2	12,275	12,000	90,4	97,5	0,4	0,5	91,9	99,1	0,3	0,4	sin caucho

TABLA 10. Datos de CPX- 1ª campaña. Fecha de medida: 20 nov 2008.

CARRIL	Pk inicial	Pk final	RODADA DERECHA				RODADA IZQUIERDA				SECCIÓN
			CPXI [dB(A)]		Desv. típica		CPXI [dB(A)]		Desv. típica		
			50	80	50	80	50	80	50	80	
1	12,000	12,275	91,6	98,9	0,4	0,6	91,8	98,8	0,3	0,4	sin caucho
1	12,275	12,630	91,2	98,3	0,5	0,5	91,1	98,2	0,5	0,6	betún-caucho
1	13,000	14,000	91,1	98,4	0,5	0,6	91,1	98,4	0,5	0,5	sin caucho
2	14,000	13,000	91,7	99,2	0,4	0,5	91,9	99,4	0,5	0,6	sin caucho
2	12,630	12,275	91	98,2	0,4	0,6	91,4	98,8	0,3	0,4	betún-caucho
2	12,275	12,000	91,2	98,5	0,4	0,4	91,6	99,1	0,3	0,3	sin caucho

TABLA 11. Datos de CPX- 2ª campaña. Fecha de medida: 8 sept 2009.

En las Tablas 10 y 11 anteriores, se indican los datos de identificación de cada tramo y sus niveles de ruido de rodadura. Estos niveles se dan en forma de índices globales CPXI [dB(A)], para cada rodada y velocidad. En la Figura 17 se muestran gráficamente los valores medios de los índices globales para la sección con caucho y la sección control.

Los valores de CPX son muy similares entre las secciones con betún convencional y con caucho. No se aprecia una mejora del ruido de rodadura en la mezcla que incorpora caucho.

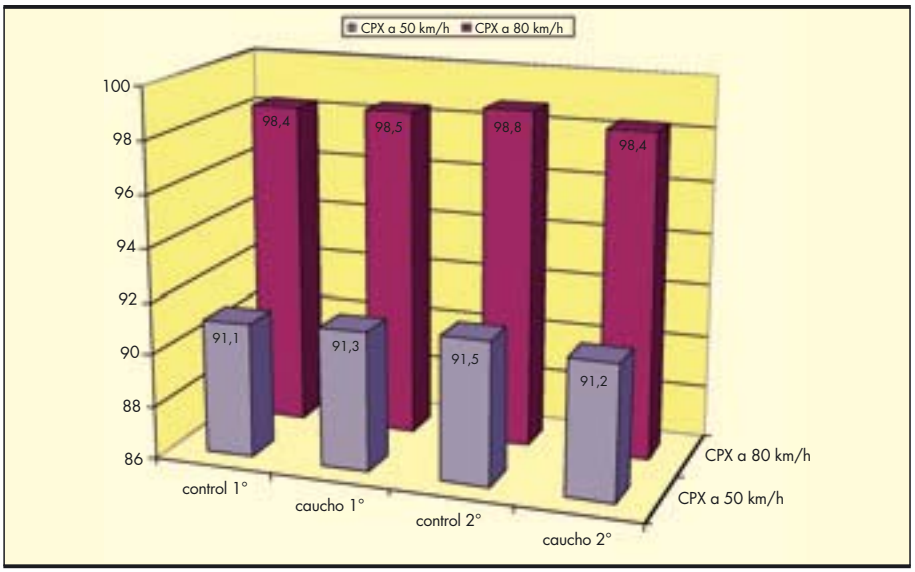


FIGURA 17. Valores medios de CPX en el tramo.

5. CONCLUSIONES

Del trabajo experimental realizado se deducen las siguientes conclusiones:

- La dosificación de una mezcla bituminosa con polvo de caucho incorporado por vía seca puede realizarse mediante los procedimientos habituales empleados en las mezclas bituminosas convencionales, si bien hay que tener en cuenta que es necesario aumentar la temperatura de mezclado en unos 15 a 20°C. Así mismo, se debe determinar el tiempo de maduración de la mezcla, que permita la interacción del caucho con el betún, con el fin de obtener una adecuada compactación y obtener mejores características mecánicas.
- La interacción del caucho con el betún se mejora si se reduce el tamaño de la fracción granulométrica de NFU. Así, con el empleo de polvo con tamaños inferiores a 0,6 mm, los tiempos de maduración son más cortos y efectivos.
- En la central de fabricación, el caucho se puede almacenar y dosificar como si se tratase de un fíller de aportación. El proceso de fabricación de la mezcla requiere trabajar a temperaturas más elevadas que las habituales para mezclas convencionales y aumentar el tiempo de mezclado.
- Después de su fabricación las mezclas necesitan de un tiempo de maduración, bien en un silo de almacenamiento o en el propio camión de transporte, antes de realizar su puesta en obra. En nuestro caso, este tiempo fue de aproximadamente una hora.
- Los parámetros Marshall y la resistencia a la acción del agua de la mezcla con caucho incorporado por vía seca son similares a los obtenidos con la mezcla de referencia. La resistencia a las deformaciones plásticas de la mezcla con caucho es mejor que la mezcla convencional de control.
- En las dos campañas de seguimiento realizadas, en enero y septiembre de 2009, el módulo resiliente a 20°C de la mezcla con polvo de caucho es ligeramente inferior al de la mezcla control fabricada con betún convencional B 55/70.
- Se constata un aumento considerable de los módulos de ambas mezclas (con caucho y de referencia) en menos de un año de servicio, que es el tiempo transcurrido entre las dos campañas de medida efectuadas. Este aumento de la rigidificación de las mezclas bituminosas podría atribuirse tanto al envejecimiento del ligante como a la postcompactación experimentada en las mezclas por la acción del tráfico. Sin embargo, no es habitual que dicho aumento sea tan elevado.
- Al inicio de la puesta en servicio del tramo, la mezcla AC22S que incorpora caucho presenta un valor de ε_6 ligeramente más elevado que el de la mezcla control fabricada con betún B 55/70. Esto denota una resistencia a la fisuración por fatiga ligeramente superior en la mezcla control; si bien hay que señalar que esta mayor deformación para un millón de ciclos puede ser debida también al menor módulo de la mezcla con caucho respecto a la convencional. En la segunda campaña de medida, ambas mezclas, con y sin caucho, presentan una resistencia al agrietamiento por fatiga muy similar.
- Tanto la mezcla con caucho como la mezcla convencional presentan una regularidad superficial buena, con valores del IRI sensiblemente inferiores a la exigencia recogida en el artículo 542 del PG-3 para este tipo de mezclas.
- Los índices de textura (MPD y ETD) determinados mediante el perfilómetro son bajos, tanto en la sección de mezcla con caucho como en la de mezcla control. Esto pone de manifiesto que ambas mezclas presentan una textura superficial inferior a la que se obtiene habitualmente para este tipo de mezclas semidensas.
- Los valores de CPX en las dos secciones, con mezcla convencional y con caucho, son muy similares, no existiendo diferencias significativas entre ellas, lo que indica que el polvo de caucho en esta mezcla bituminosa no mejora apreciablemente el nivel de ruido de rodadura.
- Aunque las diferencias de comportamiento entre la mezcla que incorpora polvo de caucho por la vía seca y la mezcla de referencia son poco significativas, el seguimiento del tramo de ensayo a medio plazo es posible que pueda ya indicar mayores variaciones entre las propiedades de ambas mezclas bituminosas.

6. AGRADECIMIENTOS

- Consejería de Economía, Comercio e Innovación - Junta de Extremadura.
- Dirección General de Infraestructuras y Agua - Consejería de Fomento - Junta de Extremadura.
- Construcciones ARAPLASA.

7. BIBLIOGRAFÍA

1. CEDEX, MINISTERIO DE MEDIO AMBIENTE, MINISTERIO DE FOMENTO 2007 “Manual de empleo de caucho de NFU en mezclas bituminosas”.
2. GONZÁLEZ, DAVID. 1996 “Estudio sobre el diseño y construcción de mezclas bituminosas en caliente con granos de caucho reciclado, empleando husos granulométricos españoles”. Tesis doctoral UPC.
3. VÁZQUEZ I RAMONICH, E. Y RUBIO GUZMÁN, B. 1998 “Mezcla bituminosa con polvo de neumáticos. Tramo de ensayo en la carretera B-140”. I Congreso Andaluz de Carreteras. Granada.
4. WITOSZEK, S.B., HERNÁNDEZ O.F., BENITO M.C. Y ALONSO F.M. 2004 “Diseño, desarrollo y seguimiento de un aglomerado asfáltico con polvo de caucho, procedente del reciclado de los neumáticos usados, e incorporado por vía seca”. VI Congreso Nacional de Firmes. León.
5. F.J. VERDÚ, A. CUENCA, J.M. BERENGUER, E. GRIÑAN. 2009 “Utilización de polvo de caucho NFU aportado por vía seca para la fabricación de mezclas bituminosas en caliente para capas de base y antifisuras”. IV Jornada Nacional ASEFMA.
6. GALLEGO, J. Y DE LOS SANTOS, L. 2003 “Mezclas bituminosas fabricadas con betunes de alto contenido de caucho. Aplicación al recrecimiento de un pavimento rígido en la A-7”. Revista de Obras Públicas, Nº 3439, p7-26.
7. PAYÁN DE TEJADA, F.J. 2004 “Empleo de polvo de neumáticos fuera de uso en mezclas de carreteras”. IX Jornadas de Conservación de Carreteras. Salamanca.
8. DE LOS SANTOS, L. 2004 “Mezclas bituminosas con betunes de alto contenido de caucho de neumáticos: tecnología, fabricación y comportamiento. Experiencia en la carretera Revilla-Puente Arce, Cantabria”. Jornadas Técnicas. Santander.
9. GARCÍA, C., DEL CERRO, J. Y ARGÜELLO, J. 2005 “Incorporación por vía húmeda de polvo de neumáticos usados a betunes convencionales para la fabricación de mezclas bituminosas en caliente”. I Jornada Técnica ASEFMA, p 375-387. Madrid.
10. PÉREZ LEPE, A., PÁEZ DUEÑAS, A. 2009 “Experiencias en el empleo de betún modificado con NFU por vía húmeda”. IV Jornada Nacional ASEFMA.
11. DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS - MINISTERIO DE FOMENTO 2007. Orden Circular 21/2007 “Sobre el uso y especificaciones que deben cumplir los ligantes y mezclas bituminosas que incorporen caucho procedente de neumáticos fuera de uso (NFU)”.
12. DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS - MINISTERIO DE FOMENTO 2008. Orden Circular 24/2008 “Sobre el Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de Carreteras y Puentes (PG-3). Artículos 542 y 543.

Identificación de flujos subterráneos en un medio hidrogeológicamente discontinuo de alta salinidad

ANTONIO PLATA BEDMAR (*) y JOSÉ LUÍS SALINAS RODRÍGUEZ (**)

RESUMEN El artículo describe la metodología empleada para la identificación de flujos subterráneos con condiciones de gran complejidad hidrogeológica, debido a la existencia de acuíferos o acuitardos multicapa discontinuos en la zona de trabajo. Por otra parte, la presencia en el sustrato de sales muy solubles (yeso, glauberita y halita) lo hace muy proclive a sufrir socavaciones en el caso de ser bruscamente drenado. Como consecuencia, la definición precisa del marco hidrogeológico se desvela primordial para acometer el diseño de obras subterráneas. En la investigación efectuada, el estudio se ha llevado a cabo con el apoyo de tres sondeos, lo que ha permitido muestrear las aguas a distintas profundidades, así como marcar las columnas piezométricas con yodo-131 para analizar flujos subterráneos. Las analíticas han incluido análisis químicos e isotópicos (tritio, deuterio y oxígeno-18).

IDENTIFICATION OF GROUNDWATER FLOWS IN A HYDROLOGICALY DISCONTINOUS ENVIRONMENT WITH HIGH SALINITY WATER

ABSTRACT *The present report describes the methodology used for the identification of groundwater flows under conditions of a high hydrogeological complexity derived from the presence of non continuous multilayer aquifers or aquitards. On the other side, the presence of a substrate formed by gypsum, glauberite and halite (very soluble rocks) increases the risk of forming holes and cavities in case a rapid draining of the rock formation takes place. For this reason, the performed hydrogeological investigation is considered very important, from a geotechnical point of view, for any underground work planned in the area. The characterisation of the groundwater flows in the studied area has been made by means of three boreholes, which have allowed the performance of systematic sampling at different depths, as well as the labelling of the water column using iodine-131 as a tracer. Chemical and isotopic analyses (tritium, deuterium and oxygen-18) have also been performed.*

Palabras clave: Hidrogeología, Geotecnia subterránea, Salmuera, Isótopos, Trazadores en sondeos.

Keywords: Hidrogeology, Underground geotechnical methods, Brackishwater, Isotopes, Tracers in boreholes.

1. INTRODUCCIÓN

La medida de flujos en sondeos mediante trazadores es una técnica precisa para acotar niveles de agua en el terreno y, a partir de esta información, para valorar su posible incidencia sobre excavaciones profundas. El marcado de la columna de agua de los sondeos se realiza habitualmente con salmuera, midiéndose la evolución de la conductividad que se produce como consecuencia de los flujos de agua cortados por los taladros. Sin embargo, este trazador no es eficaz cuando el medio hídrico es de elevada salinidad, debiéndose recurrir en este caso a un marcado con isótopos radiactivos. Suele utilizarse un isótopo de vida muy corta, habitualmente yodo-131, que tiene un período de semidesintegración de 8,02 días.

(*) CETA, CEDEX, jubilado CEDEX.
(**) Laboratorio de Geotecnia, CEDEX.

Por otra parte, la presencia de salmueras en la zona investigada, asociada a rocas salinas altamente solubles, puso de manifiesto la necesidad tanto de acotar la profundidad y posible desarrollo de los niveles de agua, como de evaluar la capacidad transmisiva de los acuíferos y sus posibilidades de recarga en el caso de ser drenados por una excavación. Para investigar estos últimos aspectos, además del procedimiento habitual de los ensayos de bombeo, se llevaron a cabo análisis químicos e isotópicos para determinar la interrelación entre los acuíferos y dilucidar la antigüedad de las aguas. En este caso concreto, se analizaron los contenidos de tritio, deuterio y oxígeno-18.

En una zona como la investigada, con acuíferos multicapa discontinuos asociados a una permeabilidad por fractura, es donde las técnicas empleadas adquieren la máxima importancia, ya que son las adecuadas para la identificación de las capas freáticas profundas, acotadas a partir de los flujos a ellas asociados. Por otra parte, el hecho de que se trate de aguas muy cargadas de sales determina una contaminación de los hidroniveles electro-acústicos habitualmente empleados para

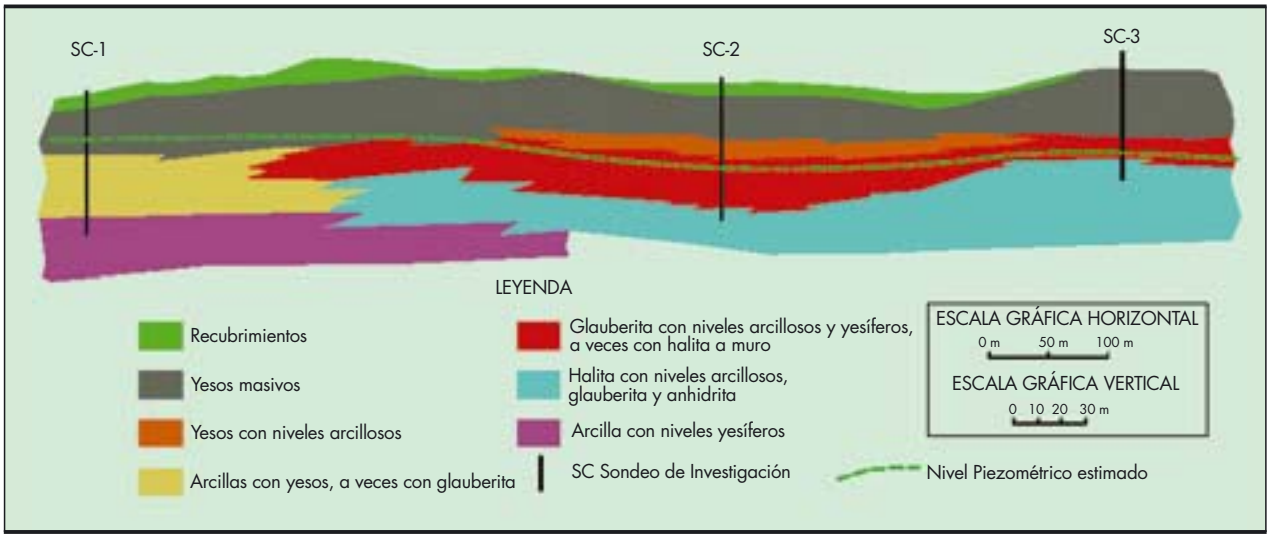


FIGURA 1. Perfil estratigráfico de la zona investigada (modificado del preparado por SENER).

medir la profundidad de los niveles piezométricos, lo que puede llevar a falsas medidas.

También, y de forma geotécnicamente muy trascendente, un drenaje brusco causado por una excavación profunda, puede desencadenar un arrastre y socavación de las unidades salinas. El resultado suele ser la formación de cavidades progresivamente crecientes que perturben tanto la estabilidad de la excavación como la operatividad futura de la obra. Para evitar esta posibilidad, es evidente que hay que adoptar procedimientos que minimicen el impacto de la excavación, en el sentido de preservar en lo posible las condiciones hidrológicas naturales. Para lograrlo, es imprescindible establecer con la mayor precisión posible el marco hidrogeológico, conociendo no sólo dónde es previsible cortar una capa freática, sino el caudal que pudiera ser drenado.

Las herramientas de trabajo utilizadas están descritas con detalle en la monografía *Técnicas Hidrogeológicas en Investigación Geotécnica*, escrita por los autores de este artículo (Monografía del CEDEX, M-78, 158 pp., 2003).

Los autores expresan su agradecimiento al Administrador de Infraestructuras Ferroviarias (ADIF), tanto por apoyar los trabajos hidrológicos acometidos como por las facilidades dadas para la publicación de este artículo.

2. MARCO GEOLÓGICO

La zona de estudio se ubica en terrenos arcillosos, yesíferos y salinos asociados a las facies evaporíticas miocenas de lo que hoy es la meseta sur peninsular, en la franja meridional de la Comunidad de Madrid. Los perfiles estratigráficos se caracterizan por una variabilidad lateral y vertical que hace compleja su geometría espacial.

En la Figura 1 se interpretan, agrupadas, las unidades geológicas más representativas. Los perfiles estratigráficos del terreno incluyen, en síntesis, potentes paquetes de yesos en la franja superficial (*unidad superior de yesos*), yesos y glauberita con arcillas a mayor profundidad (*unidad inferior de yesos*) y tramos arcillosos y/o halita y glauberita a muro de la franja investigada. Estas formaciones se acuñan lateralmente, no ocupando toda la zona de estudio.

Algunas de las unidades yesíferas están carstificadas, y, al tratarse de cuerpos de matriz no permeable, el agua sólo puede acceder a zonas profundas a través de los canales de disolución desarrollados a partir de litoclasas. En estas condiciones, y puesto que el grado de carstificación disminuye globalmente con la profundidad, puede presumirse que los flujos subterráneos han ser muy lentos.

El drenaje profundo descarga, en último término, en el río Tajo, si bien existen algunas surgencias locales de escasa entidad. Se exceptúan los manantiales de Ontígola, situados a algunos kilómetros al este de la zona de trabajo, que recogen aguas de la unidad superior de yesos del Mioceno, muy desarrollada en extensión en toda la región.

La Figura 1 presenta también la posición del nivel piezométrico, estimada a partir de los sondeos, en el conjunto de la zona investigada. Conviene resaltar que la posición real de la cota de agua en el terreno no tiene por qué coincidir con la que se mide en los sondeos. En el caso de acuíferos multicapa, la profundidad de la columna piezométrica es consecuencia de la interacción de los distintos niveles de agua cortados por los taladros. Sólo en el caso de un medio en el cual la superficie hidrostática se encuentre a la presión atmosférica (acuífero libre) es posible referirse con rigor a un nivel freático.

En la zona de trabajo, esta circunstancia sólo se produce en capas hídricas asociadas al acuífero superior. Pero cuando los sondeos cortan estratos más profundos con agua, el nivel que se mide es el resultante del equilibrio que se produce entre el agua que penetra por las paredes del taladro (a veces procedentes de tramos por encima de la columna de agua) y la que es evacuada del sondeo. Si el caudal evacuado es inferior al de aporte, el nivel piezométrico asciende hasta la cota marcada por el acuífero más superficial.

3. PLANTEAMIENTO DE LA INVESTIGACIÓN

Partiendo de la información hidrogeológica existente sobre la zona de estudio, en la cual quedaban claramente definidas las unidades estratigráficas existentes, se consideró que podían ser suficientes tres sondeos para establecer la relación existente entre unidades estratigráficas y flujos.

La situación de los sondeos perforados y las profundidades alcanzadas con los mismos se recogen en la Figura 1.

Los resultados obtenidos con los muestreos, realizados en las semanas inmediatamente posteriores a la conclusión de los

sondeos, mostraron que, en algún caso, no se había producido una renovación completa del agua de perforación, lo que "contaminaba" los contenidos químicos e isotópicos de las aguas muestreadas. Esta circunstancia es indicativa, por si sola, de la lentitud de desplazamiento de las aguas profundas, y, en consecuencia, la escasa tasa de renovación de las mismas.

Los sondeos se habían dejado equipados con tubería piezométrica, con objeto tanto de hacer un seguimiento de los niveles piezométricos como de tener la posibilidad de tomar muestras de agua. Este tipo de equipamiento permitió un nuevo muestreo de los sondeos algunos meses después.

Puesto que se trataba de cuantificar las magnitudes de los flujos subterráneos, se hicieron, en cada uno de los sondeos, ensayos de bombeo. Este tipo de pruebas permite estimar los caudales que podrían ser drenados por una excavación subterránea que cortase los acuíferos. Dado el carácter de la investigación y el tiempo y coste disponibles, no se realizaron pruebas de bombeo con el apoyo de piezómetros adicionales de control. Por otra parte, es evidente que los caudales que se miden son los totales correspondientes a los acuíferos cortados por cada sondeo, y no caudales individuales.

El desarrollo de las pruebas de bombeo no se describe en este artículo, cuyo objetivo es, como ya se ha señalado, analizar las técnicas empleadas para acotar los acuíferos existentes y la relación existente entre los mismos.

Con este propósito, se plantearon los siguientes trabajos:

- Perforar tres sondeos para investigar las condiciones hidrogeológicas de la zona en estudio, prestando atención preferente a las incidencias relacionadas con el agua producida durante el proceso de ejecución de los sondeos. Aprovechar para algunas de las pruebas un sondeo de gran diámetro existente en el área de trabajo.
- Muestrear las columnas de agua de los sondeos a diferentes profundidades y utilizar los ensayos de bombeo para tomar muestras, evaluar los caudales drenados y estimar, a partir de la curva de recuperación, las profundidades a que se producen aportes de agua. Estos aportes no procederían, necesariamente, de aguas subterráneas, sino que podrían, al menos en parte, tratarse de aguas de perforación retenidas en el entorno de los sondeos (aguas de retorno). De aquí que fuera necesario investigar esta posibilidad.
- Tomar muestras en las surgencias del entorno de la zona de estudio, así como en el lugar de procedencia del agua empleada para las perforaciones. En esta agua se disolvió sal común para tratar de que resultara menos agresiva para el terreno, dada la alta solubilidad de la glauberita y la halita.
- Obtener perfiles de resistividad y temperatura en los sondeos.
- Marcar las columnas de agua de los taladros con yodo-131 y proceder a la obtención de curvas de dispersión del isótopo, para relacionarla con flujos asociados a capas freáticas.
- Realizar analíticas químicas completas, así como valorar los contenidos de tritio (relacionados con la antigüedad de las aguas) y de los isótopos estables deuterio y oxigeno-18 (vinculados al origen y a las condiciones de infiltración del agua).

Como ya se ha señalado, la toma inicial de muestras de agua se completó con otra posterior, dado que las analíticas pusieron de manifiesto que, en algunos casos, no se había producido una renovación completa del agua utilizada en las perforaciones. Esta circunstancia ya era indicativa de una baja permeabilidad del terreno.

4. MEDIDA DE FLUJOS SUBTERRÁNEOS

4.1. CONSIDERACIONES GENERALES

El procedimiento de marcado se detalla en la referencia bibliográfica anteriormente citada. Se ha utilizado el trazador radiactivo yodo-131, en forma de ión yoduro, y la medida de su concentración se hizo mediante una sonda de gamma natural incorporada a un equipo de testificación de sondeos (*well logging*). La medida se realiza en forma de perfiles de rayos gamma de tipo continuo. Los resultados se expresan en cuentas o impulsos por segundo (cps).

Obviamente, la manipulación del isótopo requiere personal cualificado. En este caso, se contó con el apoyo de especialistas del Centro de Técnicas Aplicadas del CEDEX, en cuyos laboratorios se realizaron asimismo los análisis isotópicos de las aguas muestreadas. Para la obtención de las curvas de dispersión se contó con la empresa AGS (Análisis y Gestión del Subsuelo, SL).

Los cambios de concentración producidos en función del tiempo a lo largo de la columna de agua o en determinado tramo de la misma proporcionan información cualitativa y, en muchas ocasiones, semicuantitativa sobre los flujos existentes dentro del sondeo. En ausencia de flujos verticales, la disminución de la concentración de trazador en función del tiempo tiene lugar según una ley exponencial. La pendiente de la recta obtenida es una medida de la velocidad horizontal (velocidad Darcy) del flujo subterráneo. Esta velocidad (v) se deduce a partir de la ley exponencial de dilución y conduce en último término a la ecuación siguiente:

$$v = \frac{1{,}81d}{\alpha\, t_{1/10}}; \qquad (1)$$

donde d es el diámetro interno del sondeo, $t_{1/10}$ el tiempo necesario para que la concentración de trazador disminuya a la décima parte y α un coeficiente que es necesario introducir debido a la perturbación hidrodinámica del flujo subterráneo que se produce en las inmediaciones del taladro. Este coeficiente depende de las características constructivas del sondeo, incluyendo la permeabilidad del tubo de revestimiento del sondeo. En nuestro caso se ha utilizado una tubería piezométrica y un relleno de grava con una permeabilidad conjunta muy superior a la del terreno, pudiendo considerarse un valor aproximado de $\alpha = 3$.

Debe indicarse que, además del ensayo descrito para la medida del flujo subterráneo, se midieron también perfiles de radiación gamma natural (obviamente antes de la inyección del yodo-131) y de temperatura.

Además de en los sondeos, se consideró interesante realizar también la medida de flujos en un pozo existente junto al sondeo SC-2, puesto que el tramo hidráulicamente operativo de este sondeo se circunscribía al acuífero configurado por la unidad de yesos superiores, quedando por tanto individualizado de interferencias con posibles acuíferos más profundos.

4.2. RESULTADOS OBTENIDOS

4.2.1. Sondeo SC-1

Con el objeto de facilitar la interpretación de los resultados, se recoge la columna litológica simplificada de los materiales cortados por el sondeo:

0,0–3,4 m	Arenas limosas.
3,4–12,2 m	Arcillas margosas alternando con arenas yesíferas.
12,2–21,0 m	Yesos masivos con intercalaciones arcillosas. Huecos de disolución.
21,0–47,2 m	Arcillas oscuras con niveles de yeso. Tramos de glauberita.
47,2–50,3 m	Arcillas oscuras, yesos y algo de glauberita.
50,3–59,1 m	Arcillas marrones y grises y tramos de yeso.

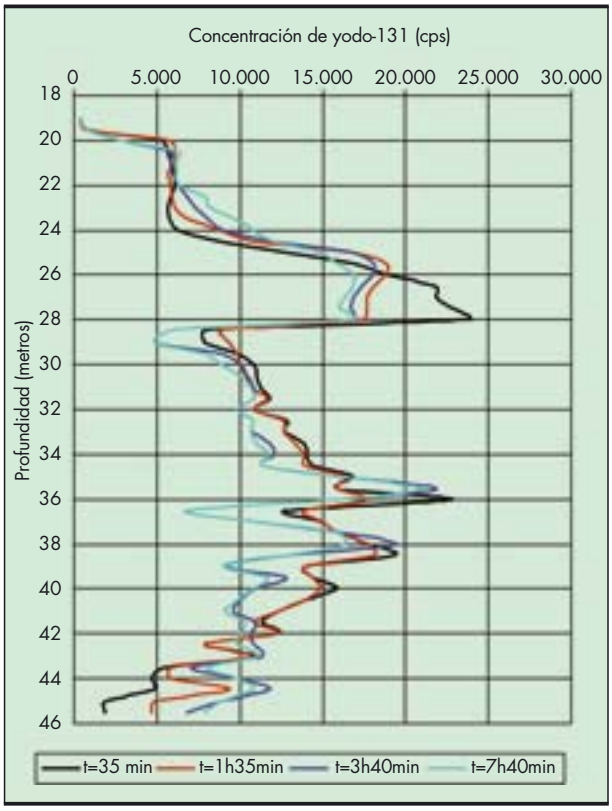


FIGURA 2. Resultados del ensayo para la medida de flujos realizado en el sondeo SC-1.

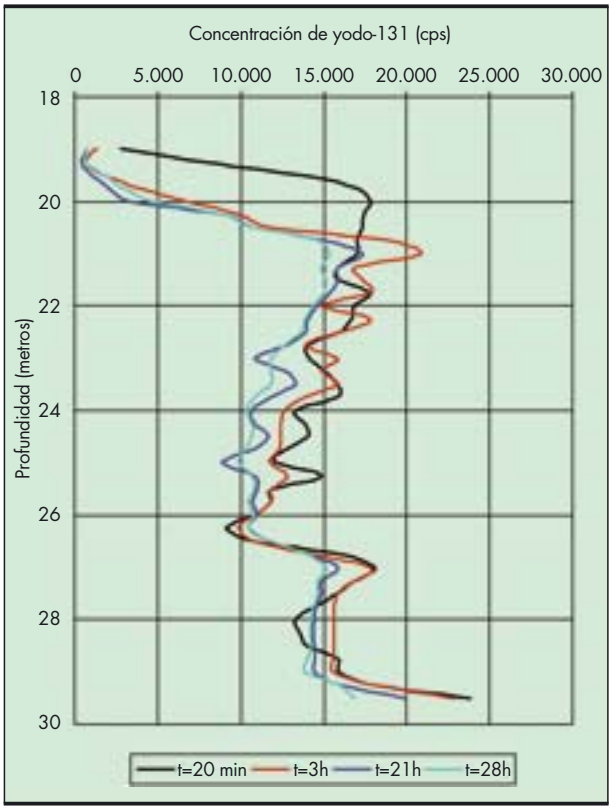


FIGURA 3. Resultados del ensayo para la medida de flujos realizado en el pozo S-103-035, emplazado junto al sondeo SC-2.

El ensayo de marcado de la columna de agua proporcionó los perfiles que se muestran en la Figura 2. En la testificación previa con un termo-resistivímetro se constató que la resistividad define de forma nítida el nivel de 21 metros, donde se produce el cambio en la columna litológica de yesos a arcillas. La temperatura del agua se mantiene en torno a 17°C, con un ligero aumento con la profundidad.

Los perfiles reflejan la ausencia de un flujo subterráneo relevante. Sólo se detecta una dilución significativa del trazador a 27 m, asociable a un flujo horizontal en los niveles de yeso-glauberita. La irregularidad inicial de la curva es consecuencia del proceso de marcado. Los picos de carácter negativo que se observan a 29,0 m y 36,5 m pueden ser debidos a la presencia de huecos, pero que no facilitan un flujo significativo.

Además de confirmar la baja permeabilidad de los materiales, el ensayo permite asegurar que no existe aporte de agua por encima de la cota piezométrica. Por otra parte, la prueba también subraya el carácter discontinuo de las capas hídricas (propio de cuerpos hidrogeológicos afectados por fracturas).

4.2.2. Pozo junto al sondeo SC-2

La columna litológica simplificada de este sondeo de gran diámetro, en el tramo provisto de rejilla permeable, es la siguiente (los datos proceden de SENER-ADIF):

11,0–14,0 m	Arenas finas limosas marrón claro.
14,0–21,0 m	Yeso blanquecino, con nódulos dispersos de yeso en aumento a partir de 18 metros.
21,0–26,0 m	Yesos arcillosos grises.
26,0–29,0 m	Arcillas yesíferas oscuras.

El perfil de resistividad del agua muestra una disminución de este parámetro a 26 m, coincidiendo con la profundidad de la formación arcillosa. La temperatura del agua se mantiene constante en un valor próximo a 17,2°C.

Los resultados obtenidos en el ensayo de marcado de toda la columna de agua se muestran en la Figura 3. Las curvas reflejan, con claridad, que los materiales interceptados por el sondeo por debajo de 20 m son, prácticamente, impermeables, localizándose la capa acuífera en el tramo superior de la columna. Este dato reafirma que el acuífero no lo configura una unidad estratigráfica saturada sobre una unidad impermeable, sino que aparece localizada en tramos estrechos. Hay que resaltar que los aportes de agua del pozo serían similares si el sondeo no hubiera profundizado más de 21 m.

4.2.3. Sondeo SC-2

La columna litológica de los materiales cortados por el sondeo es similar a la descrita para el pozo S-103-035:

0,0–5,5 m	Limos arenosos con bloques de yeso.
5,5–20,8 m	Yesos masivos con intercalaciones arcillosas.
20,8–34,0 m	Yesos con niveles de arcilla negra e indicios de glauberita.
34,0–52,1 m	Glauberita con intercalaciones de yeso.
52,1–60,0 m	Halita y niveles arcillosos con glauberita.

Los resultados obtenidos en el ensayo de marcado de la columna de agua con yodo-131 se recogen en la Figura 4. Los perfiles de concentración de trazador muestran, de forma inequívoca, la existencia de un tramo superior de la columna de agua con un flujo vertical descendente claramente definido, producido por la entrada de agua procedente de niveles superiores del sondeo.

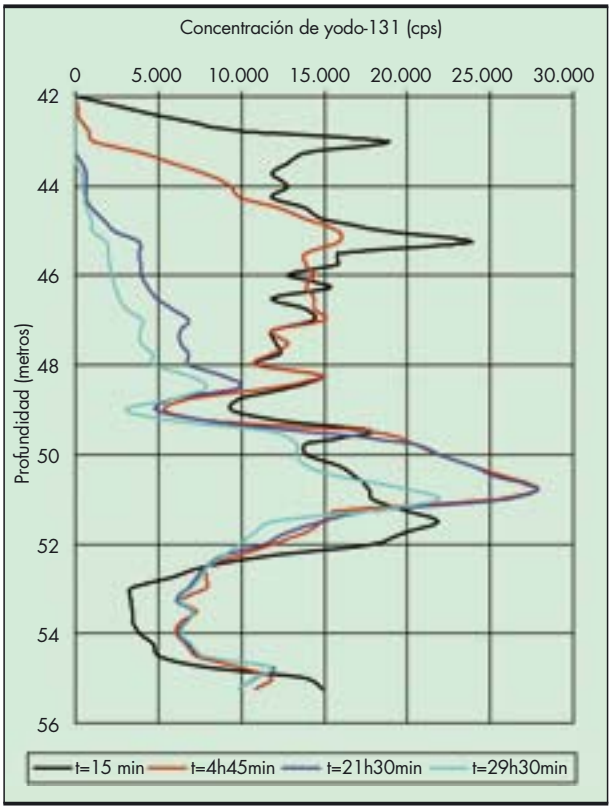


FIGURA 4. Resultados del ensayo para la medida de flujos realizado en el sondeo SC-2.

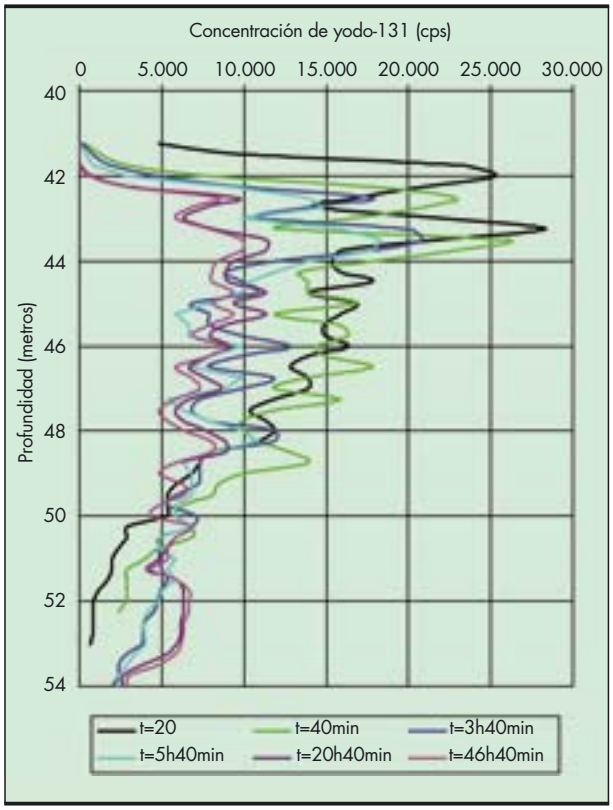


FIGURA 5. Resultados del ensayo para la medida de flujos realizado en el sondeo SC-3.

A partir de la disminución de concentraciones de isótopo en la parte superior de la columna de agua puede estimarse la velocidad del flujo vertical descendente. Estos descensos, medidos sobre la abscisa de 5000 cps, son, aproximadamente, de 0,94 m entre los perfiles primero y segundo, de 3,28 m entre los perfiles segundo y tercero y de 1,44 m entre los perfiles tercero y cuarto.

Por otra parte, los intervalos de tiempo transcurridos entre la medida de cada par de perfiles fueron, respectivamente, de 4 horas y 30 minutos, 16 horas y 45 minutos y 8 horas. Dividiendo las distancias expresadas en centímetros por los tiempos expresados en horas, se tienen, consecutivamente, los siguientes valores para la velocidad del flujo vertical descendente: 20,9 cm/h, 19,9 cm/h y 18,0 cm/h. Es decir, un valor medio próximo a 20 cm/h. Como la sección interna de la tubería de revestimiento (de un diámetro de 5 cm) es de 19,6 cm^2, el caudal del flujo vertical descendente es igual a 392 cm^3/h, o sea, unos 0,4 litros por hora. Este caudal podría ser algo mayor si se toma en consideración el flujo de agua que podría estar circulando entre la tubería piezométrica y el terreno, a través de la gravilla del relleno.

Los perfiles de la Figura 4 indican que la salida del trazador tiene lugar a través de una fractura o zona permeable situada a una profundidad de 49 m. El espesor de este tramo permeable es muy pequeño, sin duda menor de 50 centímetros. Por debajo se tienen materiales impermeables.

La forma irregular de los perfiles en la franja más profunda es consecuencia de una inyección defectuosa del trazador. La ausencia de flujo en este tramo se demuestra porque la concentración de trazador aumenta con el tiempo debido al proceso de homogeneización de la columna.

4.2.4. Sondeo SC-3

La columna litológica de los materiales cortados por el sondeo es la siguiente:

0,0–27,00 m Yesos masivos blanquecinos con intercalaciones arcillosas.
27,0–32,3 m Yesos con posibles intercalaciones de glauberita y niveles arcillosos.
32,3–42,4 m Yesos y glauberita con algunas intercalaciones de arcilla. A muro, cristales dispersos de halita.
42,4–55,5 m Halita con yesos y glauberita. Con algunos niveles arcillosos negruzcos.

Como era de esperar, la resistividad del agua se aproxima mucho a cero en el tramo de halita, debido al elevado contenido en ClNa. La temperatura se sitúa en un valor próximo a 17,5°C, es decir, muy parecida a la de los restantes sondeos investigados.

Los resultados obtenidos en el ensayo de marcado de toda la columna piezométrica con yodo-131 se muestran en la Figura 5.

Los perfiles de concentración de este isótopo ponen de manifiesto que las pérdidas de trazador se localizan en la zona de contacto entre la unidad de yesos y la de halita. A favor del contacto estratigráfico entre las dos formaciones se ha podido desarrollar por disolución un nivel permeable por el que circula el agua. La pérdida de isótopo puede producirse por un flujo horizontal a través de esta zona de contacto, aunque también podría contribuir un pequeño aporte de agua procedente de estratos superiores a la superficie piezométrica. No obstante, la elevada salinidad medida en una muestra de agua tomada en este sondeo (500 mS/cm de conductividad

eléctrica) parece descartar que este aporte pudiera ser relevante. El agua de esta muestra se encuentra saturada en halita (ver siguiente apartado), debido a lo cual sólo cabe la posibilidad de que circule en contacto con este tipo de materiales.

En el tramo ocupado por la halita por debajo de 42,4 metros, los perfiles de concentración de trazador muestran que a lo largo del período de 46 horas 40 minutos se ha producido una cierta homogeneización de este parámetro, derivado, presumiblemente, de la agitación producida durante la introducción de la sonda de medida.

La falta de trazador en el tramo más profundo del sondo se atribuye a un marcado defectuoso de la columna de agua. El aumento de concentración observado a lo largo del tiempo en este tramo es claramente indicativo de la ausencia en el mismo de un flujo subterráneo significativo.

Las pérdidas de trazador en el tramo comprendido entre 43 metros y el fondo (se deja de considerar la zona de contacto entre yesos y halitas) pueden cuantificarse sumando todos los valores que determinan los perfiles. Estas sumas dan un valor proporcional al área de los diferentes perfiles. Los valores obtenidos son, redondeando a mil, 403.000, 430.000, 356.000, 335.000, 315.000 y 296.000 cuentas por segundo. Despreciando los dos primeros valores, que corresponden a los 40 minutos iniciales después de la inyección, cuando el trazador no se encuentra aún distribuido de forma homogénea en la sección transversal del sondeo, la disminución de la concentración en función del tiempo es mínima. El valor del parámetro $t_{1/10}$ de la ecuación 1 ascendería a unas 600 horas. La velocidad del flujo calculada con este valor sería despreciable.

Este resultado confirma que la unidad de halitas en el entorno del sondeo SC-3 es, prácticamente, impermeable.

El nivel piezométrico se mantiene a una profundidad estabilizada próxima a 41,8 m, ligeramente por encima del flujo definido a una profundidad de 42,4 m. Por consiguiente, la posición de la superficie hidrostática en el taladro está acotada por la existencia de ese acuífero profundo.

Concordantemente con esta interpretación, se produjo una pérdida total del agua de perforación al cortar el tramo permeable.

5. COMPOSICIÓN QUÍMICA DE LAS AGUAS

5.1. CONSIDERACIONES GENERALES

La composición química del agua, junto con la composición isotópica (isótopos estables del agua deuterio y oxígeno-18) y el tritio son excelentes trazadores naturales del agua que proporcionan valiosa información sobre el origen del agua, relaciones o conexiones hidráulicas existentes entre distintos tipos o familias de aguas de la zona del estudio, interacción entre el agua subterránea y las fases minerales del terreno, etc.

La diferencia principal entre la composición química y la composición isotópica radica en que los componentes disueltos en el agua dependen de las formaciones a través de las cuales circula el agua, mientras que los isótopos mencionados forman parte de la propia molécula de agua y, por tanto, su concentración no se ve influenciada por la composición litológica del medio. El uso conjunto de estas herramientas permite conocer, a través de la caracterización de cada una de las familias o facies hidroquímicas que existen en la zona del estudio, los procesos que condicionan la circulación de las aguas subterráneas y su grado de interconexión con otras aguas subterráneas o superficiales.

Salvo casos excepcionales, los componentes químicos mayoritarios contenidos en las aguas subterráneas son los siguientes: Ca^{++}, Mg^{++}, Na^{+}, K^{+}, como cationes y Cl^{-}, $SO_4^{=}$, NO_3^{-}, $CO_3^{=}$ y CO_3H^{-}, como aniones. Asimismo el pH y la conductividad eléctrica del agua se consideran parámetros básicos para los estudios hidroquímicos, por lo que, aunque no se recogen aquí, también fueron medidos.

Puesto que el índice de saturación depende de forma compleja de la composición química completa del agua, así como del pH y de la temperatura, su determinación se hace a través de diversos programas de ordenador desarrollados al efecto, que se basan, generalmente, en la teoría de Debye-Hückel sobre la actividad iónica de los componentes disueltos.

No obstante, cuando se trata de salmueras, como es el caso presente, hay que recurrir a programas específicos para este tipo de aguas, tales como el conocido con las siglas PHRQPITZ, que fue creado por L.N. Plummer, D.L. Parkhurst, G.W. Fleming y S.A. Dunkle en el año 1988. Este programa incorpora ecuaciones de Pitzer para el cálculo de reacciones geohidroquímicas que tienen lugar en el caso de salmueras**.**

5.2. RESULTADOS OBTENIDOS

Como ya se ha señalado, se realizaron muestreos en los sondeos, a distintas profundidades y en fechas diferentes, así como en puntos superficiales de agua en el entrono de la zona investigada. Los análisis químicos se efectuaron en el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX.

El motivo que indujo a efectuar un segundo muestreo de las aguas de dos de los sondeos en meses posteriores fue la constatación de discrepancias en las concentraciones de tritio y en la composición química del agua, derivadas de la lenta renovación del agua de perforación dentro de estos sondeos. El problema de interpretación afectaba, fundamentalmente, a los datos obtenidos en el sondeo SC-3, distorsionados por la presencia de agua del sondeo, que no había sido todavía renovada cuando se realizó el primer muestreo. También se consideró conveniente realizar un nuevo muestreo del sondeo SC-2, con el propósito de mejorar el conocimiento de la franja saturada, dado que ésta se emplazaba, presumiblemente, en formaciones de glauberita y de halita, que son las más conflictivas desde el punto de vista geotécnico, debido a su elevada solubilidad.

Se tomaron cuatro muestras de agua en los sondeos SC-2 y SC-3. Dos de ellas se extrajeron en el tramo en que se había constatado circulación de agua, en las proximidades del nivel piezométrico, y las otras dos en zonas más profundas. Se perseguía con los muestreos a diferentes profundidades una mejor definición de la columna de agua del taladro a efectos de valorar la posible variación de los contenidos químicos e isotópicos en relación con el entorno.

También se tomó muestra de la surgencia existente en la población de Ontígola, la más importante de la región, así como de la represa alimentada por el propio manantial (el llamado "mar" de Ontígola). De ahí procedía el agua empleada para la perforación de los sondeos (con el añadido de sal común), a pocos kilómetros del emplazamiento de los mismos.

Resultaba de especial interés contrastar los nuevos análisis efectuados con aguas del sondeo SC-3, en lo referente a composición química y contenido de tritio.

Las Tablas 1, 2 y 3 recogen un resumen de la composición química de las aguas muestreadas, con la inclusión de los componentes químicos más significativos. Cuando no se indica la profundidad de toma de muestra, el agua procede de la franja superior de la columna piezométrica del sondeo.

5.2.1. Composición química del sondeo SC-1

En este sondeo se tomaron muestras a profundidades diferentes y en fechas distintas.

Conc. (mg/l)	Agua de perforación (julio 2006)	Agua tomada a 20 m (agosto 2006)	Agua tomada a 40 m (agosto 2006)	Agua tomada a 53 m (agosto 2006)	Agua antes del marcado (octubre 2006)
Na^+	1.038	1.451	1.411	1.431	1.336
SO_4^{2-}	2.071	3.996	3.939	4.013	4.260
Cl^-	1.596	1.429	1.408	1.362	1.595
Mg^{++}	190	442	427	418	431
Ca^{++}	593	547	531	520	472
HCO_3^-	1,5	220	217	224	231

TABLA 1. Composición química resumida de las aguas del sondeo SC-1.

Conc. (mg/l)	Agua de perforación (agosto 2006)	Agua tomada al final del bombeo (10/08/06)	Agua a 52 m durante fase de recuperación (10/08/06)	Agua tomada a 48 m (23/01/07)	Agua tomada a 52 m (23/01/07)
Na^+	2.991	3.859	24.500	6.665	89.370
SO_4^{2-}	2.213	8.805	49.468	15.766	30.850
Cl^-	4.638	1.604	4.474	986	92.889
Mg^{++}	195	435	429	544	415
Ca^{++}	657	427	527	434	444
HCO_3^-	2	–	383	273	209

TABLA 2. Composición química resumida de las aguas del sondeo SC-2.

Conc. (mg/l)	Agua de perforación (agosto 06)	Agua de bombeo (28/08/06)	Agua de final del bombeo (28/08/06)	Agua de recuperación a 48 m (28/08/06)	Agua tomada a 45 m (28/10/06)	Agua tomada a 42 m (23/01/07)	Agua tomada a 48 m (23/01/07)
Na^+	2.418	63.785	71.386	42.353	112.613	81.983	114.222
SO_4^{2-}	2.389	23.387	23.987	20.656	45.880	42.509	46.654
Cl^-	4.042	69.636	78.261	40.086	145.197	87.737	145.565
Mg^{++}	214	447	569	307	973	1.028	1.042
Ca^{++}	692	223	268	306	251	388	240
HCO_3^-	246	318	470	567	227	300	229

TABLA 3. Composición química resumida de las aguas del sondeo SC-3.

Como puede verse en la Tabla 1, los resultados obtenidos difieren muy poco entre sí, lo cual indica que la columna de agua del sondeo es químicamente homogénea.

5.2.2. Composición química del sondeo SC-2

Se analizaron cuatro muestras de agua, con resultados muy dispares entre sí, como refleja la Tabla 2. Los más fiables corresponden a la última de las muestras.

5.2.3. Composición química del sondeo SC-3

En este sondeo se analizaron varias muestras, con analíticas que se resumen en la Tabla 3. Tres de las muestras se tomaron durante el ensayo de bombeo y recuperación posterior del nivel de agua dentro del taladro.

Las muestras extraídas durante el bombeo dieron valores muy similares entre sí. No los dieron la muestra tomada durante la fase de recuperación y el agua muestreada, dos meses después, antes del ensayo con trazador.

La heterogeneidad química sugiere que la restitución del nivel piezométrico se realiza por entrada en el sondeo de aguas con distinta composición química. Más adelante se discutirá la posible aportación de aguas procedentes de la perforación del propio sondeo.

Llama la atención el elevado contenido salino observado en la muestra tomada dos meses después, con una conductividad (500 mS/cm, corregida a 25°C) unas 10 veces superior a la del agua del mar, sin duda consecuencia de la disolución de halita. Por otra parte, los valores más bajos de la concentración de los iones CO_3H^- y Ca^{++} se explican por la precipitación de CO_3Ca producida por el aumento de la concentración de Ca^{++} relacionada con la disolución de yesos (efecto del ión común).

5.3. INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS

Las elevadas salinidades del agua se justifican por la composición litológica de los materiales y por la reducida magnitud de los flujos del agua subterránea. Los balances iónicos reflejan la presencia, entre los componentes disueltos en el agua, de elevadas concentraciones en exceso de los iones $SO_4^=$, Na^+ y Mg^{++}. Las concentraciones de estos dos cationes no pueden equilibrarse estequiométricamente con la contribución de los iones Cl^- y CO_3H^-. Esto se explica por la presencia en el medio de componentes minerales tales como glauberita ($SO_4Na_2.SO_4Ca$) y, tal vez, epsomita ($SO_4Mg.7H_2O$), hexahidrita ($SO_4Mg.6H_2O$), mirabilita ($SO_4Na_2.10H_2O$), tenardita (SO_4Na_2) y algunos otros. La presencia de estos materiales evaporíticos se justifica por la génesis de los mismos, que está relacionada con la evaporación de aguas almacenadas en régimen lacustre durante el Mioceno.

Las Figuras 6 y 7 muestran, respectivamente, los diagramas de Piper y Schoeller-Berkaloff obtenidos a partir de valores químicos seleccionados de la primera fase de toma de muestras. Corresponden, en el caso de las aguas extraídas en los sondeos, a valores medios de las muestreadas en el SC-1, al agua de bombeo del SC-2 y a la tomada en el SC-3 antes del ensayo con trazador. El segundo diagrama refleja una cierta similitud de composición química entre los sondeos SC-1, SC-2 y el agua de perforación, procedente de los manantiales de Ontígola. Este dato confirma que esta última procede, como era de esperar, de las aguas de renovación relativamente rápida existente en el acuífero conformado por los yesos masivos

El agua muestreada en el sondeo SC-3 apunta a una procedencia distinta. La representación recoge la analítica realizada dos meses después de concluido el sondeo, y refleja un tipo de agua claramente diferenciable de los anteriores. El alto contenido en sales, mayor que el ya en sí mismo importante de la muestra tomada inmediatamente después de concluir el sondeo, podría reflejar una proporción más elevada de agua con un tiempo superior de residencia en el terreno, en contacto con halita, en esta muestra. Esta interpretación concuerda con la presencia en el terreno de agua procedente de la perforación, de una salinidad inferior, incorporada a las aguas extraídas durante el bombeo, y que habría sido en gran parte desplazada cuando se realizó el segundo muestreo. Esta posibilidad se analizará más adelante.

La Figura 8 presenta, de forma gráfica, los datos recogidos en la Tabla 2, correspondientes al sondeo SC-2.

A la vista de las analíticas, cabe destacar los siguientes aspectos:

- La composición del agua de perforación es similar a las utilizadas en los otros sondeos.
- Las curvas que reflejan el contenido en iones de las aguas tomadas durante las pruebas de bombeo tienen formas semejantes entre sí y con las correspondientes a la muestrada a 48 m en enero de 2007. Sin embargo, el contenido iónico varía. Esta variación se debe a que el agua extraída durante el proceso de recuperación tiene un mayor contenido en sulfato y cloruro sódico. Por el contrario, durante la fase de bombeo (que se efectuó por encima de la unidad de halitas) la proporción de estas sales disminuye. El agua posteriormente tomada a 48 m, en el entorno de la franja con circulación de agua, tiene una composición muy parecida a ésta última, con un incremento del contenido en sulfato sódico, procedente sin duda de la glauberita.
- La elevada concentración salina del agua extraída a 52 m, dentro de la formación de halitas masivas, indica que se trata de un agua que no está siendo renovada, lo que

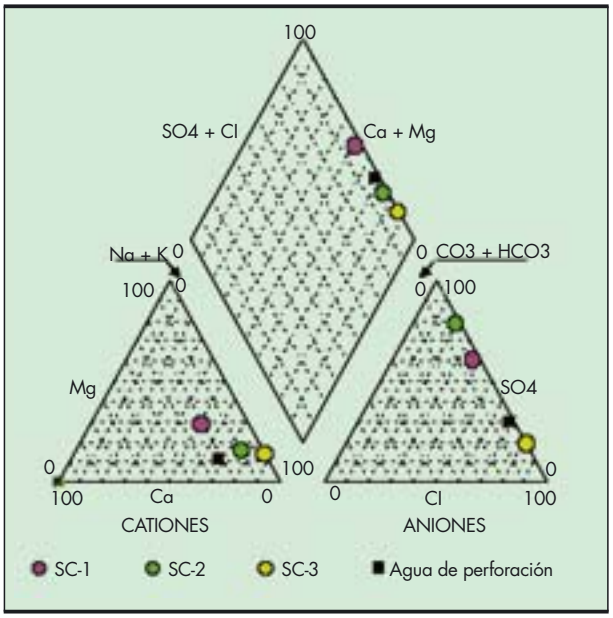


FIGURA 6. Diagrama de Piper.

FIGURA 7. Diagrama de Schoeller-Berkaloff.

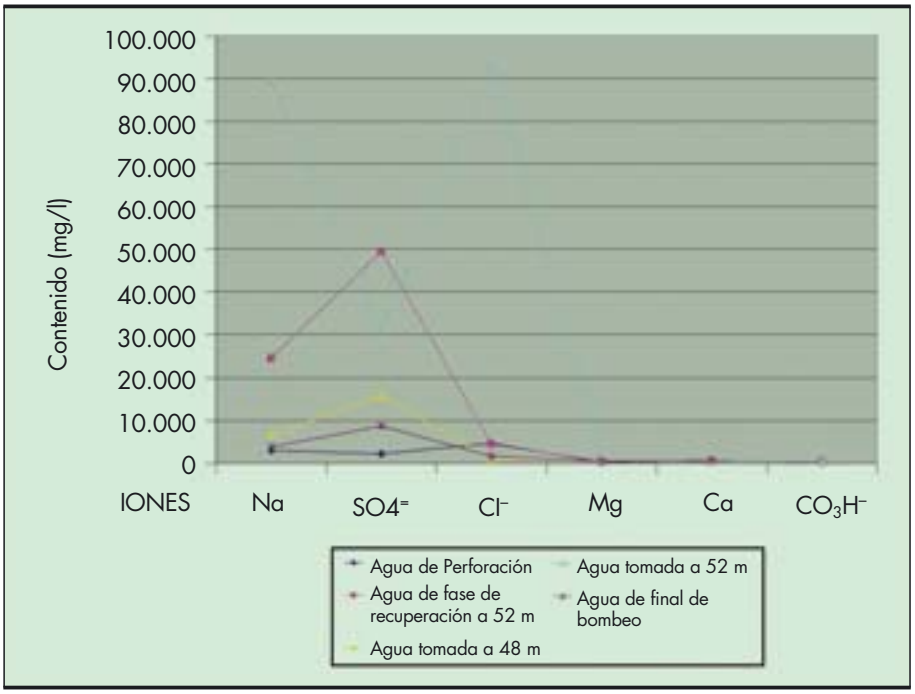


FIGURA 8. Contenidos químicos principales de las aguas del sondeo SC-2.

justifica que se cargue de sales. Es decir, se confirma la estanqueidad, en este punto, de la unidad de halitas.

A su vez, la Figura 9 recoge los datos incluidos en la tabla 3, correspondientes a las aguas extraídas del sondeo SC-3.

El análisis comparativo de los valores permite destacar las siguientes conclusiones:

- El agua de perforación presenta similares características a las empleadas en los sondeos SC-1 y SC-2.

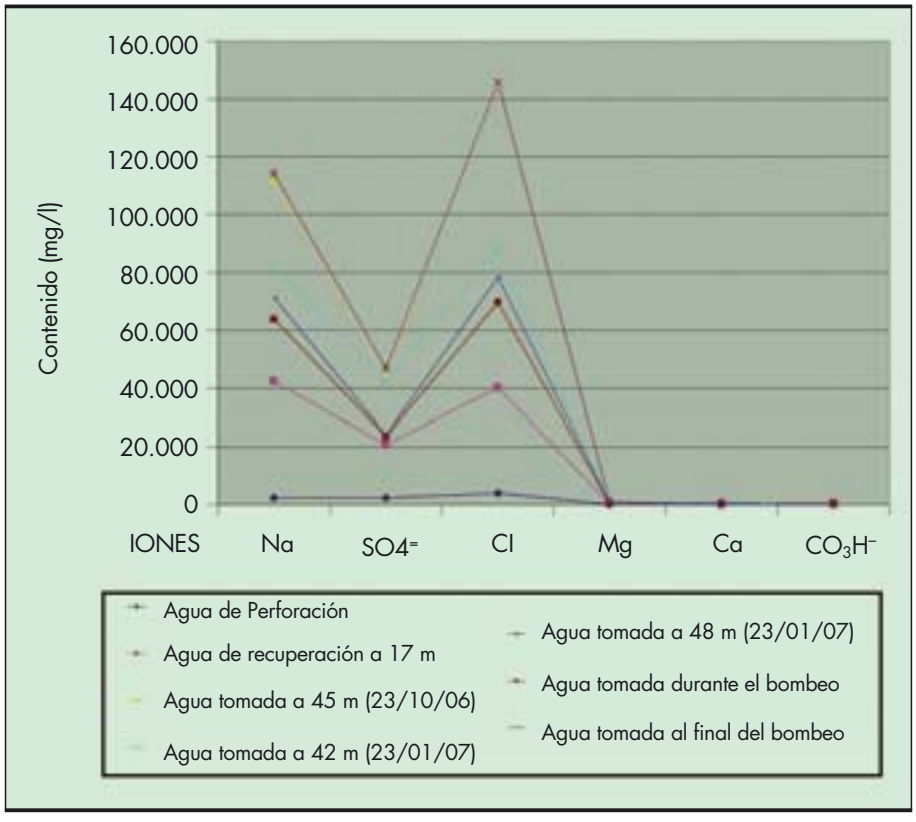


FIGURA 9. Contenidos químicos principales de las aguas del sondeo SC-3.

- Las aguas recogidas por debajo de la franja de flujo tienen un contenido salino muy superior al resto, alcanzando la saturación en halita. Las dos muestras, tomadas con tres meses de diferencia, conservan la misma composición química. Se trata de aguas en reposo en contacto con halitas. Este dato confirma la muy baja permeabilidad o impermeabilidad de la unidad de halitas en el punto muestreado.
- El agua extraída a 42 m, en el entorno del acuitardo profundo, tiene un contenido de sales inferior al agua del fondo del sondeo, justificado por haber sido tomada dentro de la franja de flujo, con agua que se renueva en una zona con un menor contenido en cloruro sódico. Posteriormente se verá que el contenido de tritio muestra que no contiene mezcla de los acuíferos superiores.
- Las aguas tomadas durante el ensayo de bombeo tienen una composición similar. El contenido salino es inferior al del agua freática profunda, ya que incorporan agua de perforación, menos salina, que contaminaba el sondeo en el momento del ensayo. Durante la fase de recuperación el contenido salino todavía desciende más, apuntando a una mayor contribución a la misma del agua de perforación; además, posiblemente, de agua procedente de los niveles superiores.
- Contrastando la composición química de las aguas bombeadas con la del acuitardo profundo, se deduce que el caudal neto de agua que circula por el mismo es inferior al establecido a partir de las transmisividades calculadas con los ensayos de bombeo y de recuperación del nivel. La aportación neta de agua freática queda acotada por los contenidos de tritio, contemplados más adelante.

6. ISÓTOPOS ESTABLES DEL AGUA: DEUTERIO Y OXÍGENO-18

Los isótopos estables del agua deuterio (^{2}H) y oxígeno-18 (^{18}O) proporcionan información sobre el origen del agua y sobre las relaciones de distintos tipos de aguas que puedan existir en un entorno determinado.

La composición isotópica del agua se expresa en la forma de desviaciones isotópicas con respecto a un patrón internacional representativo del agua marina media, que se toma como cero de la escala. Lo más interesante es que, una vez que el agua se infiltra en el terreno, su composición isotópica se mantiene constante, salvo que se produzcan procesos de intercambio isotópico con las rocas del medio, lo cual sólo ocurre por encima de 150ºC (aguas termales) y afecta sólo al oxígeno-18, o intercambio con gases del subsuelo, por ejemplo metano. Todos estos factores hacen que, si dos muestras de agua tienen una composición isotópica diferente, puede afirmarse que tienen un origen distinto o que se alimentan a través de mecanismos de recarga diferentes. También lo inverso suele ser cierto.

La Tabla 4 recoge los resultados obtenidos con algunas de las aguas muestreadas. Los errores de los análisis correspondientes a la desviación estándar son ±0,15‰ para $\delta^{18}O$ y ±1,5‰ para δD. La columna cuarta de la tabla muestra los excesos de deuterio calculados a partir de la ecuación que representa a las aguas meteóricas mundiales (línea recta de la Figura 10). Se observa que las cuatro muestras primeras de la tabla tienen valores de ΔD muy inferiores de 10, llegando a ser, incluso, negativos en algunos casos. Como se verá más adelante, esto se explica por la evaporación del agua antes de su infiltración en el terreno. Los valores de ΔD para las muestras del sondeo SC-3 son mucho mayores de 10, valor éste propio de la mayoría de las precipitaciones del globo.

Por otra parte, en la Figura 10 se representa el diagrama que relaciona a las desviaciones δD y $\delta^{18}O$ de todas las muestras analizadas. A efectos comparativos, se incluyen puntos representativos de las aguas subterráneas de las proximidades de Madrid (pozos del canal de Isabel II) y de la llanura manchega acuífero en formaciones carbonatadas).

Los cinco puntos que corresponden al agua de perforación, pozo de bombeo, sondeo SC-1 y sondeo SC-2 se encuentran muy próximos entre sí, lo cual sugiere que se trata, básicamente, del mismo tipo de agua (en la figura sólo se ven cuatro puntos enmarcados por un círculo, porque dos de ellos se superponen). Esta circunstancia es coherente con el resultado aportado por la composición química, como puede apreciarse en el diagrama de Schoeller-Berkaloff de la Figura 7.

Por otra parte, la posición en el diagrama de estos puntos con respecto a la línea meteórica global indica que se trata de aguas altamente evaporadas. Una evaporación tan elevada requiere que no se produzca una infiltración directa del agua de lluvia, de forma que es necesario admitir que se trata de aguas que han permanecido en superficie durante dilatados períodos de tiempo.

Por lo que se refiere a las dos muestras tomadas en el sondeo SC-3, la composición isotópica es atípica. El hecho de que los puntos se encuentren situados a la izquierda de la línea meteórica mundial obliga a descartar la evaporación previa del agua antes de infiltrarse en el terreno. Por otra parte, aguas subterráneas con la composición isotópica encontrada en estas dos muestras no pueden proceder de la infiltración de aguas pluviales inalteradas. Los puntos se encuentran dentro del diagrama en una posición vertical por encima del punto que sería de esperar para la zona del estudio. Esto plantea problemas para explicar el origen de esta agua a partir de los resultados obtenidos. Para concretar una explicación plausible se requerirían más datos, que confirmaran o no las analíticas y que aportaran información complementaria. En todo caso, esta problemática no resulta trascendente para el estudio planteado.

PROCEDENCIA	δD (‰)	$\delta^{18}O$ (‰)	ΔD (‰)
Agua de perforación	–44,9	–5,76	1,18
Sondeo SC-1 (1) Sondeo SC-1 (2)	–47,1 –44,8	–5,95 –5,75	–0,46 1,20
Pozo de bombeo	–45,6	–5,51	–1,52
Sondeo SC-2 (3)	–44,9	–5,43	–1,46
Sondeo SC-3 (2) Sondeo SC-3 (3)	–35,8 –35,1	–8,18 –7,52	29,64 25,06

TABLA 4. Resultados de los análisis de los isótopos estables deuterio y oxígeno-18.
(1) Muestra tomada unas semanas después de concluir la perforación.
(2) Muestra tomada antes del marcado con yodo-131, de dos a tres meses después de terminar la perforación.
(3) Muestra tomada durante el ensayo de bombeo.

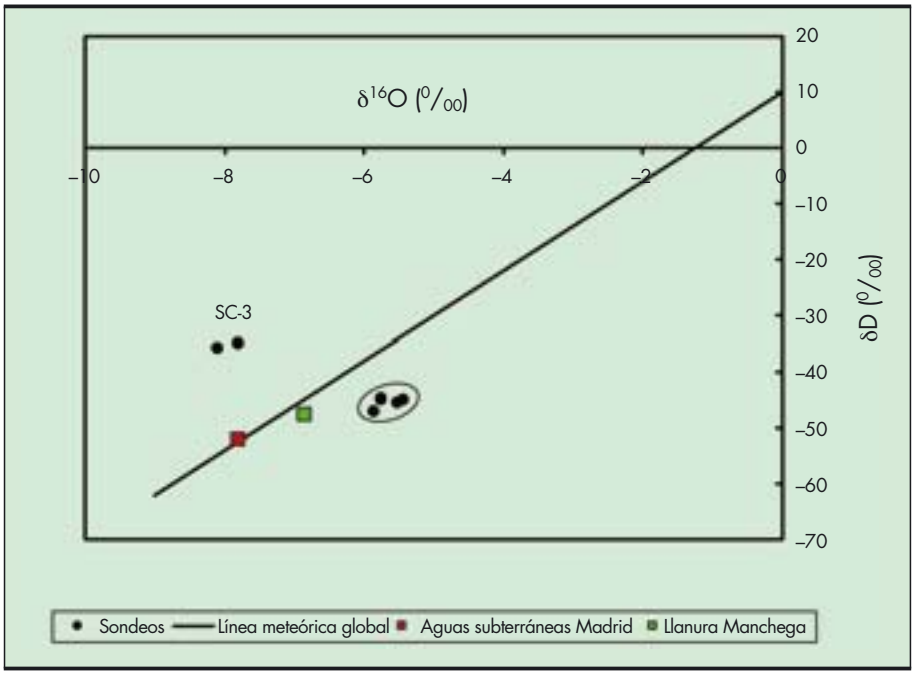


FIGURA 10. Diagrama que relaciona las desviaciones δD y $\delta^{18}O$ de las aguas.

La información aportada por el contenido en tritio de las aguas se ha hecho prevalecer sobre los de oxígeno-18 y deuterio, puesto que resulta más relevante para los objetivos del trabajo planteado (fundamentalmente, acotar la existencia de circulación y valorar las posibilidades de recarga). Por este motivo, no se ha considerado preciso efectuar un nuevo muestreo y una nueva analítica de las aguas de los sondeos SC-1 y SC-2.

7. TRITIO

7.1. CONSIDERACIONES TEÓRICAS

El tritio (^3H o T) es el isótopo del hidrógeno de número de masa 3, por tanto, contiene en su núcleo un protón y dos neutrones. Es un isótopo radiactivo que se desintegra por emisión de partículas beta de baja energía (18 kilo-electrón-voltios, keV) con un período de semidesintegración de 12,33 años. La mayor parte del tritio actual se ha originado en los años inmediatamente posteriores a 1953, como consecuencia de las pruebas termonucleares realizadas en la atmósfera. Este tritio ha producido el marcado natural de todas las aguas meteóricas del globo y, por tanto, también de los acuíferos donde se produce una renovación rápida del agua. Esa circunstancia, unida al corto período de semidesintegración del tritio, hace de este isótopo una importante herramienta para una datación de aguas subterráneas recientes.

Las concentraciones de tritio suelen expresarse en unidades de tritio (UT). Para poderlas interpretar de forma correcta, es necesario conocer los contenidos de tritio de las precipitaciones de las últimas décadas en el área considerada. Estas concentraciones son conocidas en España gracias a las medidas directas realizadas por el CEDEX desde el año 1970.

De acuerdo con los datos contrastados, una concentración comprendida entre 3 y 5 UT puede interpretarse como agua procedente de las precipitaciones de los últimos 23 años. Valores mayores de 5 UT reflejan la presencia de agua de precipitaciones del período 1956 a 1982. La ausencia de tritio indica que se trata de aguas anteriores a 1953. Concentraciones intermedias comprendidas entre algo más de 0 y 3 UT indicarían que se trata de una mezcla de agua anterior a 1953 con agua posterior a este año.

7.2. CONTENIDOS DE TRITIO DE LAS AGUAS MUESTREADAS

Los análisis de tritio realizados a partir de las aguas tomadas en las dos campañas de muestreo se presentan en las Tablas 5 y 6.

Lo primero que se observa en los datos recogidos en la Tabla 5, correspondiente a un primer muestreo, es la existencia en algunas de las muestras de concentraciones de tritio mucho más elevadas que los valores medios corregidos por desintegración radiactiva en las precipitaciones de los últimos 30 años. Unas concentraciones tan elevadas como la del agua de perforación sólo podrían explicarse admitiendo que se trata de aguas procedentes mayoritariamente de precipitaciones producidas durante la década de los años 60. Otra posibilidad es que una fracción significativa del agua de perforación contuviera aguas procedentes del río Tajo. Las aguas de este río, de acuerdo con los muestreos que sistemáticamente realiza el CEDEX, se encuentra enriquecida en unas 200 UT por vertidos efectuados por la Central Nuclear de Trillo. El tipo de reactor nuclear de este Central (reactor de agua hirviendo) hace

PUNTO DE MUESTREO	UNIDADES DE TRITIO
SC-1 (octubre 2006)	4,06
SC-2 (agosto 2006)	4,00
Pozo próximo a SC-2 (agosto 2006)	4,24
Agua de perforación SC-3 (agosto 2006)	24,94
SC-3A (final de bombeo) (agosto 2006)	18,38
SC-3B (octubre 2006)	9,41

TABLA 5. Contenidos en tritio de las aguas muestreadas en la campaña del año 2006.

PUNTO DE MUESTREO	UNIDADES DE TRITIO
Manantial de Ontígola	50,93
Presa de Ontígola	31,85
Agua de perforación sondeo SC-1 (julio 2006)	32,87
Agua de perforación sondeo SC-2 (agosto 2006)	32,12
Sondeo SC-2 (Prof. 48 m)	0,03
Sondeo SC-2 (Prof. 52 m)	13,12
Sondeo SC-3 (Prof. 42 m)	2,71
Sondeo SC-3 (Prof. 48 m)	9,23

TABLA 6. Contenidos en tritio de las aguas muestreadas en la campaña del año 2007. Fecha: 23 de enero de 2007, excepto las indicadas.

que se produzcan importantes concentraciones de agua tritiada, que son vertidas periódicamente al río. Este hecho es bien conocido y no representa riesgo alguno para la población ni para la fauna y la flora. Por tanto, bastaría con la presencia de una fracción de, aproximadamente, el 10% de agua procedente del río Tajo para explicar el valor de 24,9 UT encontrado en el agua de perforación[1].

Por su parte, los valores próximos a 4 UT encontrados en las muestras SC-1, pozo de bombeo y sondeo SC-2 indican que se trata en estos casos de aguas procedentes de precipitaciones posteriores a 1982.

En el sondeo SC-3, el valor de 18,4 UT en la muestra tomada al final del bombeo indicaría la presencia de, aproximadamente, un 65% de agua de perforación[1].

Ese valor habría disminuido al 24% en la fecha en que se realizó un segundo muestreo, unos dos meses después del primero, cuando se obtuvo un contenido de 9,4 UT (SC-3B). Este hecho refleja, por sí mismo, la existencia de un flujo extremadamente lento dentro del sondeo. En este flujo iría decreciendo la aportación de las aguas de perforación, más tritiadas y menos salinas que las del acuífero, como se vio anteriormente. Hay que señalar que el tomamuestras (de tipo abierto) se bajó hasta casi el fondo del taladro, localizándose el flujo significativo sólo en la parte superior del mismo.

Una primera consideración de las aguas muestradas en la surgencia y en la represa de Ontígola confirma, además de la similitud de su composición química, los inusualmente altos contenidos en tritio de las mismas. Las aguas de perforación, como era de prever al proceder de la presa de Ontígola, comparten estas características (el aumento del contenido en cloruro sódico se explica por la adición de sal antes de inyectarlas en los sondeos).

Las 50,9 U.T. registradas en las fuentes de Ontígola bajan a 31,8 U.T. en las aguas de la represa, emplazada unos 2 km aguas abajo. Es lógico que disminuya el contenido en tritio, puesto que al arroyo deben incorporarse aguas de otra procedencia (en especial, de escorrentía). La composición química experimenta, sin embargo, pocas variaciones. Por otra parte, si se considera que el agua muestreada en el pozo próximo al sondeo SC-2 es representativa de la del acuífero en la unidad yesífera superior, hay que significar el mayor contenido en sulfato sódico de esta última y un contenido en tritio muy inferior. Estos indicios apuntan a que las aguas no están genéticamente vinculadas, aunque discurran por terrenos geológicamente parecidos.

El agua tomada en el entorno de la franja permeable del sondeo SC-2 es anterior al año 1953 (Para determinar la edad con mayor precisión habría que medir el contenido de carbono-14, análisis complejo que no se requiere para el objetivo de este trabajo.) Por otra parte, la concentración de tritio encontrada a 52 metros (13,1 UT) se debe a la persistencia de agua de perforación dentro de la unidad de halitas. Este dato ratifica la práctica impermeabilidad de la unidad geológica en esta zona.

Las conclusiones a que llega con el sondeo SC-3 son parecidas. La evacuación del agua de perforación se produce también a través del flujo existente entre las unidades de glauberitas y yesos y de halitas masivas. El flujo que discurre por los conductos de disolución desarrollados en ese contacto es muy bajo y, debido a ello, el descenso de la concentración de tritio se produce de forma lenta. Al igual que sucede en el sondeo SC-2, es muy probable que las concentraciones de tritio del agua profunda se harían casi cero con un tiempo suficientemente largo. Aunque, como se desprende de los análisis efectuados, en seis meses ha bajado de 18,38 U.T. (contenido isotópico del agua de bombeo) a 2,71 U.T.

La proporción de tritio de la muestra extraída dentro de la unidad de halita denota que se mantiene, todavía, el agua de perforación. Este dato concuerda con la interpretación de los análisis químicos, en el sentido de reflejar la significativa estanqueidad de la unidad estratigráfica.

Finalmente, hay que resaltar que el contenido en tritio de las aguas del acuífero superior, emplazado en la unidad de yesos, es sensiblemente superior al del acuitardo profundo. Este dato indica que las aguas de recarga, procedentes de los niveles más altos del sustrato, requieren mucho tiempo para descolgarse hasta los tramos inferiores. Es decir, una recarga rápida sólo puede estar asociada a un drenaje relacionado con taladros o excavaciones, que pongan en comunicación hidráulica las distintas capas freáticas.

8. RESUMEN Y CONCLUSIONES

- El artículo describe los procedimientos empleados para acotar flujos subterráneos en un marco de gran complejidad hidrogeológica. La abundancia de sales solubles confiere alta trascendencia geotécnica a las aguas subterráneas, ya que parte del substrato se manifiesta sensible a degradarse como consecuencia de drenajes indeseados eventualmente producidos por excavaciones.
- La zona de estudio está configurada por una secuencia estratigráfica miocena de génesis lacustre caracterizada por frecuentes cambios de facies. En su conjunto, el sustrato lo integra una unidad de yesos masivos superiores, yesos y glauberita con arcillas a niveles inferiores y tramos arcillosos y/o halita y glauberita a niveles más profundos. Estas últimas formaciones son muy evolutivas en presencia de agua.
- La investigación hidrológica se llevó básicamente a cabo mediante tres sondeos, que fueron sistemáticamente muestreados a diversas profundidades, realizándose tanto análisis químicos como isotópicos de las aguas (tritio, deuterio y oxígeno-18). Se efectuaron ensayos de bombeo, no descritos en este artículo. De manera principal para el objetivo de los trabajos, se efectuó un marcado de las columnas de agua para la identificación de flujos.

[1] En el caso de una mezcla de dos componentes conservativos a y b para formar un componente c, la fracción x con la cual contribuye el componente a se obtiene por medio de la expresión siguiente: $xC_a + (1-x)C_b = C_c$, siendo C la concentración.

- Los sondeos se perforaron hasta alcanzar formaciones litológicas profundas. En dos de ellos, se penetró en la unidad estratigráfica de halita. En estos sondeos, el nivel piezométrico resultó ser mucho más profundo que el que debería tener si estuviera asociado al nivel freático conformado por los yesos de la unidad estratigráfica superior. Esta circunstancia, por sí misma, implica la existencia de un tramo o tramos profundos, relativamente permeables, que determina que el nivel de agua no alcance la posición correspondiente al acuífero superior.
- En concreto, este abatimiento del nivel piezométrico se produce en los sondeos SC-2 y SC-3, que cortan la unidad de halita, mientras que en el SC-1, que no la corta, el nivel se encuentra en la posición asociada a los yesos superiores. De esta circunstancia se infiere que existe un tramo permeable en las proximidades del contacto entre la unidad de yesos y glauberita con la de halita. La presencia de un tramo permeable profundo se confirma por cuatro hechos convergentes en su existencia: posición del nivel piezométrico, pérdida total del agua de perforación (sondeo SC-3), evolución de los perfiles de dilución del trazador y secuencia de recuperación en los ensayos de bombeo.
- Las columnas de agua de los sondeos fueron marcadas con yodo-131, midiéndose la dispersión en el tiempo de la concentración de isótopo. A partir de estos datos pudieron acotarse las profundidades de las capas de agua, y, en algunos casos, su magnitud, así como los litotipos a que estaban asociadas.
- Los flujos subterráneos detectados confirman que el agua se mueve por fracturas o estrechos tramos fracturados, así como por contactos estratigráficos, que facilitan la circulación de agua. Esta ultima circunstancia se produce en el sondeo SC-3, donde se detectó un significativo flujo subterráneo en el contacto entre la unidad inferior de yesos y la de halita, a 42,4 m de profundidad. En el sondeo SC-2, el nivel permeable se localiza a 49,1 m, 2 metros por encima de la unidad de halita. Por su parte, en el sondeo SC-1 se identifica un tramo permeable a 27 m de profundidad, teóricamente dentro de la unidad de yesos.
- El hecho de que la permeabilidad esté asociada a fracturas por las que circula o ha circulado agua, y de que estas discontinuidades mecánicas puedan afectar a todo el tramo subterráneo investigado, implica que, en principio, no pueda descartarse la presencia de agua en cualquiera de las formaciones litológicas que contengan materiales solubles que no estén aisladas por materiales arcillosos. No obstante, la probabilidad de cortar vetas de agua aumenta hacia las formaciones yesíferas superiores, en las que, sin embargo (como sucede en el entorno del sondeo SC-1), pueden existir sectores sin agua.
- Los caudales máximos que pueden drenar las capas de agua, de acuerdo con los datos contrastados y asumiendo la heterogeneidad del marco hidrogeológico, se estiman del orden de algunas decenas de litros/hora.
- Aunque no se ha detectado, ni parece probable que exista, un flujo de agua cuantioso, en presencia de materiales solubles y degradables un drenaje no controlado eventualmente provocado por una excavación produciría, previsiblemente, una erosión del terreno por arrastre y socavación.
- Todas las unidades geológicas estudiadas estratigráficamente por encima de las formaciones arcillosas podrían tener tramos permeables, no habiéndose constatado su existencia en la unidad de halita. No obstante, la zona de transición entre esta unidad y la de yesos y glauberita suprayacente parece especialmente sensible a configurar un tramo de relevancia geotécnica, dadas su posible permeabilidad y la presencia de sales muy solubles.
- Los análisis químicos e isotópicos ayudan a deslindar la procedencia de las distintas aguas existentes en los sondeos. De acuerdo con los análisis de tritio, el agua recuperada en el bombeo del sondeo SC-1 incluía parte de agua de perforación, que sólo sería evacuada con posterioridad del entorno del taladro por el flujo subterráneo existente. Por el contrario, el agua muestreada en el sondeo SC-2 corresponde a agua subterránea profunda, con una aportación complementaria del acuífero superior. En este caso, el agua inyectada en el terreno durante la perforación se evacuó fuera del entorno del sondeo, previsiblemente porque se perdió a una cota superficial muy transmisiva.
- Los contenidos isotópicos de las primeras aguas muestreadas en el sondeo SC-3 presentan interrogantes en su interpretación. En concreto, los contenidos en isótopos estables apuntan a que estas aguas son diferentes al resto de las tomadas en los otros sondeos y a las aguas de perforación. Sin embargo, los contenidos en tritio indican que las aguas de bombeo están contaminadas por las de perforación. Una analítica posterior al bombeo refleja que, con gran lentitud, las aguas de perforación estaban siendo desplazadas por las del acuífero profundo.
- Las conclusiones alcanzadas confirman la práctica impermeabilidad de la unidad de halita en las zonas de ensayo, dado que los contenidos químicos y/o isotópicos no varían en el tiempo, mostrando que se trata de aguas que no se renuevan dentro de los taladros.
- Por el contrario, lavadas ya de las aguas de perforación, las muestras extraídas a las profundidades en que se emplazan los acuítardos profundos presentan unos contenidos en tritio muy bajos, propios de aguas infiltradas con anterioridad a 1953. También serían significativamente inferiores a los correspondientes a los de las capas freáticas superiores, que contienen aguas infiltradas más recientemente. A efectos prácticos, esta antigüedad refleja la imposibilidad de una recarga natural si eventualmente se drenaran capas permeables profundas, una vez agotadas.
- En el sondeo SC-3, en el que las primeras pruebas mostraron una apreciable circulación de agua en el contacto entre las unidades de glauberita y de halita, el seguimiento de la evolución del contenido de tritio de esta capa acuífera confirma la escasa cuantía de los caudales que se podrían drenar en el caso de ser cortada por una excavación. Sin embargo, la alta solubilidad y degradabilidad de los materiales hace que la presencia de este acuitardo haya de ser tomada en consideración.
- La composición química de las aguas profundas emplazadas a muro de la unidad de yesos y glauberita es diferente en los sondeos SC-2 y SC-3. Probablemente se trata de aguas antiguas que siguen caminos diferentes, asociados al régimen de fracturación del terreno, delimitando un marco hidráulicamente discontinuo. Este hecho confirmaría que, al igual que se ha constado para las aguas que se mueven por la unidad superior de yesos, deben existir tramos sin vetas de agua.
- Tanto la metodología como las técnicas de trabajo utilizadas se revelan adecuadas para dilucidar la problemática geotécnica planteada, a efectos de acotar la geometría y cinemática de las aguas subterráneas, en un marco hidrogeológico complejo, para a evitar o hacer frente a eventuales drenajes de capas salinas.

Una visión comparada de la ordenación de la costa en España

FERNANDO PÉREZ BURGOS(*) y JOSÉ M. DE LA PEÑA OLIVAS (**)

RESUMEN En este artículo se presenta los objetivos y primeros resultados de trabajo del comité de trabajo de "Tratamiento y gestión de la costa." de la Asociación Técnica de Puertos y Costas del PIANC, en ella están integrados un grupo de profesionales de esta rama pertenecientes a diversas entidades públicas y privadas, trabajando con el patrocinio de la Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y del Mar.

COMPARED VISION OF THE COASTAL MANAGEMENT IN SPAIN

ABSTRACT *In this article one appears the objectives and first results of work of the group of work of "Treatment and management of the coast." of the Technical Association of Ports and Coasts of the PIANC, in it they are integrated a group of professionals of this branch pertaining to diverse public and deprived organizations, working with the sponsorship of the Main directorate of Sustainability of the Coast and the Sea.*

Palabras clave: Ordenación de la costa.

Keywords: Management of the Coast.

1. INTRODUCCIÓN

Aunque la autoría de este artículo se ha plasmado en dos personas, la realidad es que ella es más amplia, debiéndose extender a todos los miembros del comité de trabajo de "Tratamiento y gestión de la costa" de la Asociación Técnica de Puertos y Costas del PIANC, que está formada por: Fernando Pérez Burgos, Dolores Ortiz Sánchez, José Ramón Martínez Cordero, Lidia Pérez, José Antonio Osorio, Paula de Miguel Lería y Paloma Lorente Vázquez-Gaztelu de la Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y del Mar; Jurgi Areizaga Casares y Jorge Flores Guillén, de Kv Consultores, José Manuel de la Peña Olivas del CEDEX; Jon Arocena López y Marta de Regoyos de Iberinsa; y Laura Brizuela Sainz y Luis Moreno Blasco de Intensa-Inarsa.

El objetivo principal de este comité de estudio es, en esencia, la comparación y análisis de los diferentes instrumentos de ordenación de la costa que existe a lo largo del litoral español, y su influencia en la ejecución de las actuaciones más habituales en la franja costera.

Y el objetivo principal de este artículo es mostrar los trabajos que se van realizando por este grupo tan numeroso de técnicos que intentan representar el espectro social de esta profesión inquieto y dedicado a estudiar, pero, principalmente amar y cuidar nuestras costas, dando la bienvenida a cualquier técnico que se sienta representado y quiera participar en estos trabajos.

Para ello, a continuación se muestran dos parcelas de la labor emprendida por esta comisión: La primera es introductoria, a modo de preámbulo y filosofía que se quiere transmitir; La segunda, es más pragmática y muestra el método de trabajo elegido para llevar a cabo los fines perseguidos, que como se verá, no es baldío, ya que la diversidad del tratamiento de la costa en cada comunicad autónoma y la búsqueda de las variables más características para su comparación es compleja y no fácil de solucionar, y en muchos aspectos todavía no lo está; ya que el quehacer diario obligan a adaptarse, dentro de una metodología general, las diferentes técnicas y variables comparativas.

2. PRECEDENTES

Antes de entrar en tratar lo que supuso la entrada en vigor de la actual Ley de Costas de 1988, resulta interesante analizar los precedentes de esta Ley, y la base técnica y de estudio que comportó antes de entrar en vigor. Y el precedente y ejemplo más claro de todo ello se halla en la llamada "Política de Costas. Plan de Actuaciones 1983-1990" que se hizo público y editó en 1985.

En su preámbulo, el ministro de entonces del MOPU, Julián Campo, escribía:

> "Es sobradamente conocida la importancia que tiene la costa en la vida económica y social de nuestro país.
>
> La franja costera constituye un patrimonio público, tanto de zona marítima como de playa, de un alto valor por las grandes posibilidades que ofrece, pero escaso, y sobre todo muy frágil, sensible, y de difícil recuperación, en su equilibrio físico...
>
> .... Pero este patrimonio tan valioso se ha visto sometido a un proceso de deterioro creciente...

(*) Ingeniero de Caminos Canales y Puertos, Jefe de la Demarcación e Costas del País Vasco, Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y del Mar, Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino.

(**) Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Coordinador del Programa Técnico Científico de Dinámica Litoral del Área de Costas del Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX.

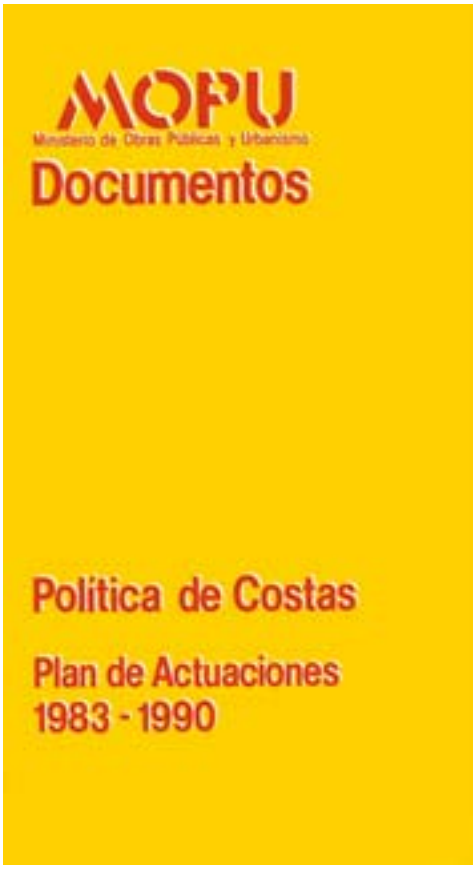


FIGURA 1. Portada del libro sobre la política de Costas de 1985, primer plan de actuaciones tras la democracia.

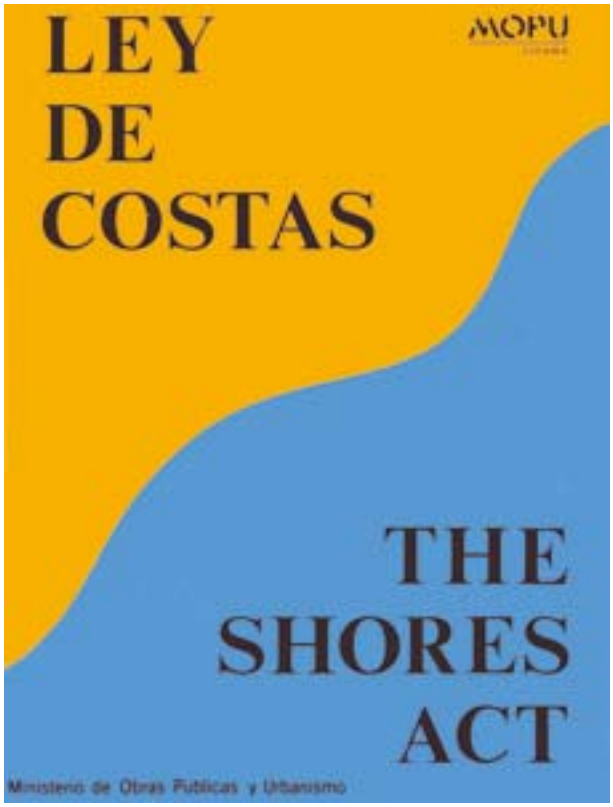


FIGURA 2. Portada de la edición de 1989 del MOPU de la Ley de Costas de 1988.

... Los criterios definidores del Plan de Actuaciones en la costa son, fundamentalmente, la protección de la franja costera, la recuperación del carácter público del dominio público de la costa y la rentabilidad social de las inversiones.
Sus objetivos son la defensa, mejora y regeneración de las costas y playas, para conseguir su recuperación social y económica así como el desarrollo de las funciones de gestión y tutela del dominio público, potenciando los medios de control y vigilancia... "

Este Plan, con un soporte técnico y científico importante, tras un análisis pormenorizado del sector, al final de las consideraciones generales indica que: "... La actual política de costas parte, en primer lugar, de la Constitución [art. 2, 45.2, y 132.1]... Principios que han de conducir la actuación de la Administración, tanto la Central como de la Autonómica y de las Corporaciones Locales...". Todo ello lleva a la necesidad de una nueva ley, que según se indica, entonces, 1985, su Anteproyecto ya estaba elaborado. Y que fue aprobada por las Cortes y promulgada el 28 de julio de 1988.

3. CONCEPTOS GENERALES

Cuando comenzamos a estudiar y analizar cómo debemos tratar la costa, inevitablemente debemos recordar las palabras con que empieza la Ley de Costas española de 1988, que textualmente en su "Exposición de motivos" dice:

"España tiene una gran longitud de costa... pero escaso ante las crecientes demandas que soporta, y muy sensible y de difícil recuperación en su equilibrio físico.
Nuestra costa está muy afectada, como ocurre con otros países del mundo, por un fuerte incremento de la población y consiguiente intensificación de usos turísticos, agrícolas, industrial, de transporte, pesquero y otros...
... A esta situación se ha llegado, en general, en actuaciones inconexas, sin la necesaria coordinación entre la legislación del dominio público marítimo y la del suelo, sin tener en cuenta la interacción tierra mar; ni la necesidad de establecer medidas que garanticen la conservación de estos espacios singularmente sensibles al deterioro, ni los costes externos a la propia acción ni la rentabilidad o valor social del medio... "

Estas palabras con que se exponía la necesidad de ordenar y articular una ley para mejorar en medio litoral, siguen tan actuales como 21 años después. Y al principio expuesto con claridad por Cicerón de que "para ser libre hay que ser esclavo de las leyes", se le contrapone alguna asociación de "afectados por la ley de costas", cuyos intereses profundos sabrán los que promueven este tipo de iniciativas. Pero lo cierto es que con ser una "anécdota" bastante poco gratificante no es en sí un problema, si no más bien una consecuencia de una filosofía que desde el día 29 de julio de 1988, día que entró en vigor, apareció un nuevo deporte: Cómo sortear la Ley 22/1988 de Costas. A estos "deportistas" les ha favorecido en su afán competitivo la gran cantidad de entes, variables, e intereses que confluyen en esta franja costera que llamamos litoral. El espíritu de esta Comisión es intentar "aclarar ideas" y ordenar principios de actuación para facilitar eso que tan pomposamente se ha llamado "Gestión de Costas", y a veces para mayor concreción de lo que queremos llamamos "Gestión Integral de la Costa" o "Gestión Integrada de la Costa". Recuerdo que en el año 1996 comenzamos en el CEDEX los primeros trabajos sobre esta cuestión; aplicado como prueba piloto a un tramo de la costa castellonense, y también recuerdo como a lo largo de los años que han

transcurrido cada vez se ha puesto de moda estos conceptos que a veces, por familiares, no reflexionamos sobre los principios básicos que los sustentan. Pero que resulta necesario, especialmente cuando nuestro trabajo sobre el "Tratamiento y Gestión de la Costa" comienza a andar.

Las "Directrices sobre Actuaciones en Playas" de la Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y del Mar (DGSCM) identifican de la playa tres funciones básicas para el ser humano: 1) Como defensa de costa, 2) Como hábitat de diversas especies, y 3) Como lugar de esparcimiento y uso público. Pero, para poder garantizar que la playa las cumple, hay que administrar este espació: ordenándolo, manteniéndolo, alterándolo para su mejora, haciendo compatible los usos, etc., esto es; gestionando la playa. Pero al gestionarla o administrala nos aparecen dos primeros problemas: 1) Su funcionamiento depende también del entorno que está rodeado, esto es; del borde litoral y la plataforma costera, y 2) Existen otras actividades y tratamientos legales inmersos en ello, que conlleva a que haya diversas autoridades con competencias. Pero además, se une que a lo largo del litoral español, las diversas autoridades tienen, en ocasiones, diferentes criterios del propio concepto de la playa. Si nos vamos metiendo tierra adentro de la playa, nos encontramos primero, lo que se ha dado en llamar el borde costero, que también tiene la DGSCM unas "Directrices para el Tratamiento Costero", que tiene unas "circunstancias", que diría Ortega y Gasset, muy similares a la playa. Si seguimos penetrando nos hallamos en lo que llama la Ley de Costas, cap. II, "servidumbre de protección" que como su nombre indica debiera proteger la integridad de la playa y por tanto su uso debiera ser compatible en todo momento con las funciones asignadas a ella; pero, suele ser más bien el "pastel a la puerta de un colegio", y para su dominio se puede hacer "cosas galácticas", cuando su gestión condiciona el devenir de las playas y sus funciones, siendo siempre administrado por otra autoridad diferente de la playa, ignorándola o desconociendo sus funciones y comportamiento en muchas de las ocasiones, cuando debiera ser la primera interesada en que las funciones la playa las cumpliera "a raja tabla" ya que detrás viene ella, y si desaparece o se deteriora puede venir "el tío Paco con las rebajas" y pasar a ser playa lo que antes era servidumbre, a no ser que se le aplique una dosis de escollerado longitudinal, pudiendo siempre culpar a alguien, como el cambio climático, de cualquiera de los males que haya traído "el tío Paco", pudiendo crear comisiones, al más puro estilo de Sagasta, que estudien el problema. Si seguimos caminado tierra adentro, nos topamos con lo que la Ley de Costas, cap. IV, "Zona de influencia", cuyo nombre nos está indicando que es: La franja próxima a la playa que influye, de alguna forma, en su devenir, y por tanto, al administrarla se debe tener en cuenta las alteraciones y condicionantes que se están ejerciendo sobre la playa, soliendo ser la misma autoridad que administra la servidumbre de protección.

Pero, volviendo a la orilla del mar, la costa no es toda playa ni es una franja natural; Si no que existen otras estructuras que lo condicionan, y en la mayoría de las ocasiones muy profundamente como son las estructuras portuarias, necesarias también para la actividad y riqueza del país, ya sean comerciales, pesqueros o de recreo; pero que deben contemplar en su actividad y administración las interacciones que produce sobre la costa y en sus fenómenos físicos, dinámica litoral, sedimentos, calidad e las aguas, etc., siendo las autoridades que los administran y gestionan diferentes, en ocasiones no con demasiado mimo y cariño.

Como vemos, el administrar la costa no es cosa de uno, sino más bien de todas las administraciones que deben considerar como suyos todos los problemas que en ella aparezcan, exigiendo una cierta solidaridad y cariño. Las administraciones,

FIGURA 3. Playa del Riuet en la costa gerundense donde un muro separa la duna, competencia autonómica, de la playa, competencia estatal, cuyas consecuencias son evidentes.

en su necesidad de ordenar y administrar sus competencias van creando "normas de convivencia" o normativas que la ayuden a ello; pero nos encontramos que no todas ellas son armónicas con las otras, especialmente cuando nos trasladamos de una comunidad autónoma a otra; variando el ámbito de aplicación, difiriendo de los diferentes conceptos básicos como playa, borde costero, playa natural, ría, playa urbana, etc; siendo diferentes los objetivos que marcan los planes de actuación y hasta sus prioridades; las formas de propuesta de actuación y su financiación. Pero ello produce que se limite las actuaciones del gestor y en ocasiones, con visiones similares de la costa no se coordinen las acciones o la menos se tengan en cuenta.

4. METODOLOGÍA DE TRABAJO Y COMPARACIÓN DOCUMENTAL

En la primera andadura de esta Comisión, ha parecido pertinente hacer una revisión, comparación y análisis de los diferentes instrumentos que se tiene para la ordenación del litoral que existe en el territorio español y la influencia que ejercen en le devenir diario de sus administradores, Desde este punto de vista a continuación vamos a tratar los instrumentos de ordenación del litoral español y su influencia en la ejecución de actuaciones costeras, haciendo hincapié en los siguientes puntos:

1. Instrumento legal por el que se rigen las CC.AA para la ordenación del litoral, y en su caso las corporaciones locales, como planes de ordenación.
2. Dentro de los instrumentos legales, ¿cómo se contemplan los diferentes tipos de costa y, dentro de ello, el tratamiento de las diversas zonas del litoral: costa o playa, borde costero, servidumbre de protección, y zona de influencia.
3. Objetivos de los planes y sus prioridades; las propuestas de actuación, estrategias y modelos de financiación de esas políticas de actuaciones.
4. Limitaciones impuestas a las actuaciones costeras más habituales:
   a. Sobre la playa: Regeneraciones, obras de defensa, regeneraciones ambientales, equipamientos, accesibilidades...
   b. Sobre el borde litoral: Paseos marítimos, senderos, equipamiento y edificaciones vinculadas al usuario de la playa; edificaciones vinculadas con el litoral...
   c. Sobre actividades náuticas.

Para ello se prepara una ficha-resumen de cada instrumento, a realizar para cada Comunidad Autónoma con costa.

En ella, como primera aproximación, se incorporan, entre otros, los siguientes campos:

- Datos identificatorios del instrumento: título completo, año de entrada en vigor, marco legal de aprobación –en su caso-, años de las posibles revisiones o actualizaciones, número de páginas…
- Datos generales:
  - Ámbito de aplicación.
  - Definición que se da a diferentes conceptos básicos, como playa, borde costero, litoral o costa, ría, playa natural (a elegir, según instrumento)…
  - Objetivos que marca el plan y prioridad de los mismos (por ejemplo, si turismos está por encima del medio ambiente, ...).
  - Propuesta de actuaciones del instrumento y modo de financiación de ellas.
- En particular, y este es uno de los puntos importantes, se analiza cómo el instrumento en cuestión contempla y limita la ejecución de las actuaciones costeras habituales. Estas, de forma resumida, pueden ser: regeneración de playas, paseos marítimos, senderos, recuperaciones ambientales (de marismas, campos dunares), equipamientos (edificaciones vinculadas al usuario de playa –aseos, centros de interpretación, miradores– y aparcamientos), accesos a playas, puertos deportivos, otras instalaciones para embarcaciones…Esta división se considera suficiente (una opción sería utilizar la clasificación de la Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y del Mar relativa a indicadores de las actuaciones programadas).

  Este estudio, en su caso, se plantea desagregado para las principales áreas que contemple el instrumento (en playas, en rías, en zonas protegidas, …).
- Este análisis puede extenderse de igual manera no solo a actuaciones u obras marítimas sino a otras actividades (límites a deportes náuticos, a servicios de temporada…) u obras puntuales que tienden a colocarse cerca o sobre la costa (desaladoras, salinas, dragados,…), todas ellas vinculadas con el mar pero no a cualquier tipo de infraestructura o uso no relacionado con el día a día de los comisionados (por ejemplo, no parece necesario, en una primera aproximación, analizar la posibilidad de desarrollos urbanísticos).
- Se decide incidir únicamente, para empezar, en los denominados instrumentos de ordenación del litoral (léase, Plan de Ordenación del Litoral xxx, Estrategia xxx…), incluyéndose la Ley de Costas como otro instrumento más, y obviándose planes ambientales o de otro tipo (cómo los de ríos, zonas húmedas, parques…), aunque incidan en la costa.
- Se puede dar un primer un análisis crítico del instrumento analizado así como las observaciones que se estimen conveniente.

El objetivo final es tener un conjunto de fichas homogéneas que permitan una primera comparación general del tratamiento que se le da al litoral en el ámbito de las Comunidades Autónomas, Corporaciones locales y Estado Central. Desde luego, la diversidad morfológica del litoral español hace que sea muy difícil esa homogeneidad.

Si se observa desde un modo global las características de las costas españolas (MOPU, 1985), se aprecia que las costas que pueden denominarse sedimentarias, formadas por materiales que han sedimentado tras ser movilizados por la dinámica marina, forman cerca de 2.000 km de costa, que genéricamente se le ha denominado playas, aunque el resto de la costa puede que tenga actividad sedimentaría pero de mucha menor intensidad.

% DE LONGITUD DE PLAYA RESPECTO AL TOTAL NACIONAL (1991'2 km)		
Comunidad Autónoma	**Km**	**Porcentaje**
Pais Vasco	29	1,5
Cantabria	46,8	2,4
Asturias	56,2	2,8
Galicia	277,8	13,9
Andalucía	593.6	29,8
Murcia	92,8	4,7
Valencia	274,9	13,8
Cataluña	262,9	13,2
Baleares	100,6	5,0
Canarias	256,6	12,9

TABLA 1.

Las comunidades autónomas con mayor porcentaje de costa respecto al total nacional son por este orden: Andalucía, con cerca de 65% de sus costas; Valencia, con cerca del 60%; Cataluña con casi el 45%; y Murcia con casi el 37%. El resto de las comunidades autónomas no tiene ninguna el 20% de sus costas de playas; siendo la comunidad autónoma con menos porcentaje, las Baleares con un 7,5%. Aunque si se mira por longitud de playa y el porcentaje de cada una de las comunidades autónomas respecto del total daría lo mostrado en las Tablas 1 y 2 y Figura 4.

Esta variedad en su estructura morfológica, así como el clima... hace que cada comunidad autónoma y hasta ayuntamiento hayan tenido que adaptarse en su ordenamiento a la realidad propia. Pero, una vez hecha esta salvedad, para comparar este ordenamiento territorial costero se ha decidido por unas fichas resumen que, aunque no con detalle, si se tenga una visión inicial comparada de conjunto y en el ámbito que se mueve el técnico o cualquier persona dedicada a esa labor.

Este proceso de toma de datos y elaboración de fichas resumen se encuentra en proceso de adquisición de datos y elaboración de fichas resumen dividiéndose en equipo de trabajo para abordar los ítems son mostrados en la Tabla 3.

Como ejemplo final se muestra la ficha resumen (Tablas 4 y 5) preliminar relativa al País Vasco, debiendo recordar que el ámbito y tratamiento de medio ambiente puede incrementar los puntos de la ficha o hasta una aneja; si bien ningún elemento o variable representativa debe tratarse con mayor profundidad que las restantes.

5. CONCLUSIONES

Es difícil en el comienzo de esta andadura y planteamiento metodológico dar conclusiones, y desde luego nunca concluyentes; pero dentro de los trabajos preliminares que se han ido realizando, podrían destacarse estos puntos de interés:

1. La gran diversidad en el tratamiento y ordenación del borde costero, no solamente en los criterios, sino también en su profundidad normativa.
2. Falta, en general, de soporte técnico-científico en el tratamiento del borde costero.
3. Gran opacidad entre las diversas administraciones y descoordinación a la hora de realizar y aplicar las normativas.
4. Marcos legales diferentes para tratamientos similares.

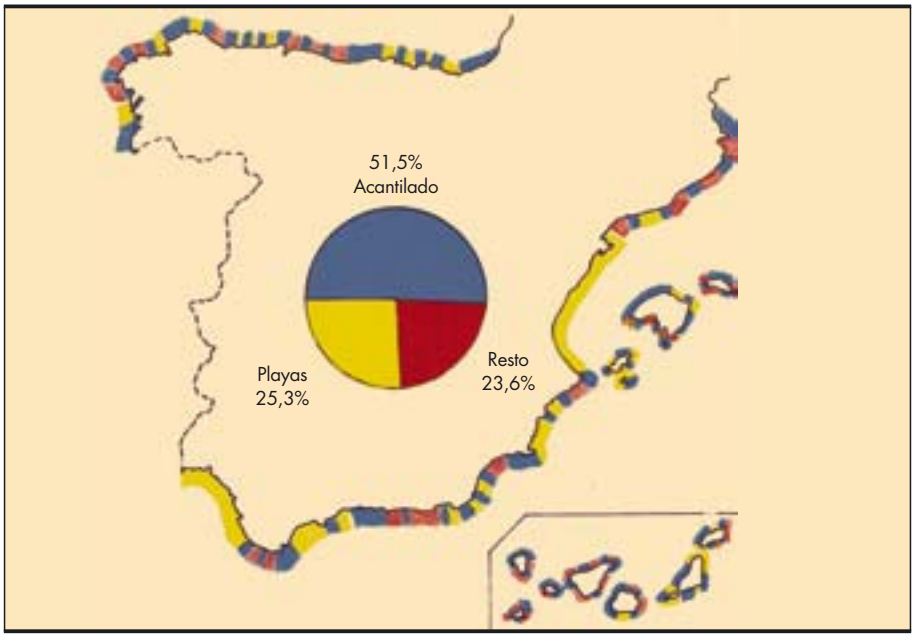


FIGURA 4. Tipo de costa en España (MOPU, 1985).

Constitución de la Costa	Acantilado		Playas		Resto	
	Longitud (Km)	%	Longitud (Km)	%	Longitud (Km)	%
País Vasco	154,4	60,4	29,0	11,4	72,1	28,2
Cantabria	129,3	45,87	46,8	16,5	106,7	37,7
Principado de Asturias	309,2	62,2	56,2	11,3	131,5	26,5
Galicia	818,6	47,6	277,8	16,1	623,7	36,3
Andalucía	177,9	19,4	593,6	64,7	145,7	15,9
Región de Murcia	100,6	39,9	92,8	36,8	58,6	23,2
Comunidad Valenciana	126,8	26,7	274,9	58,0	72,5	15,3
Cataluña*	213,9	35,8	262,9	44,0	120,5	20,2
Baleares	995,5	74,2	100,6	7,5	245,6	18,3
Canarias	994,9	64,4	256,6	16,6	293,9	19,0
TOTAL	**4.021,1**	**51,0**	**1.991,2**	**25,3**	**1.870,8**	**23,7**

TABLA 2. Cuadro de longitudes de costa por tipos y comunidades autónomas (MOPU, 1985). *En Cataluña en considerada en el apartado del resto de los 14,2 km del mismo fluvial del uso del mismo. FUENTE: Planes Indicativos de Usos del Dominio Público Litoral. Dirección General de Puertos y Costas (MOPU).

Preámbulo	Asturias
Cataluña	Asturias
Comunitat Valenciana	País Vasco- Español
Región de Murcia	Canarias
Andalucía (Ceuta y Melilla)	Baleares
Galicia	Ley de Costas

TABLA 3.

6. AGRADECIMIENTOS

Este trabajo se enmarca dentro de la línea de actuación de la Asociación Técnica de Puertos y Costas del PIANC en España, a la cual los participantes de este comité agradecen la oportunidad que se les brinda. También se agradece el patrocinio de la Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y del Mar, y la colaboración desinteresada del CEDEX, Iberinsa, Kv Consultores, e Intensa-Inarsa en este proyecto tan atractivo.

7. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo (1985). *Política de Costas. Plan de Actuaciones 1983-1990*; Servicio de Publicaciones, Secretaría General Técnica del MOPU.

Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo (1989). *Ley de Costas. The Shore Act*; Servicio de Publicaciones, Secretaría General Técnica del MOPU.

Peña, J.M.y Sánchez, V. (2008). *Asistencia técnica para la redacción de dos instrucciones para la Dirección General de Costas*; Centro de Estudios de Puertos y Costas, CEDEX (informe nº 22-408-5-001 para la D.G. de Costas).

FICHA DE APOYO AL TRABAJO DE ANÁLISIS DE DOCUMENTOS

Datos generales del documento:						
Denominación:	PLAN TERRITORIAL SECTORIAL DE PROTECCIÓN Y ORDENACIÓN DEL LITORAL DE LA COMUNIDAD AUTÓNOMA DEL PAÍS VASCO (en adelante, PTSPOL)					
Marco Legal:	Aprobado por DECRETO 43/2007, de 13 de marzo, por el que se aprueba definitivamente el citado.					
	Observaciones:					
Antecedentes:	La normativa de la Comunidad Autónoma, denominada "Directrices de Ordenación Territorial", capítulo 8, apartado 7C, prevé, en su apartado, Directriz de Medio Física, la redacción del citado PTSPOL.					
	Observaciones:					
Plazos:	Entrada en vigor (año):	2007	Vigencia:	Indefinida	Revisiones programadas:	Cada 8 años
	Observaciones:	Según artículo 7 de las Normas de Ordenación, transcurridos 8 años de su vigencia el Gobierno Vasco "resolverá sobre la oportunidad de proceder a su revisión", e incluso antes si se dan algunas circunstancias (alteraciones significativas de conservación o normativas).				
Características del órgano promotor y del equipo redactor	Se redactó por un equipo técnico formado por un Arquitecto, 5 geólogos, 2 biólogos, dos técnicos informáticos y un ingeniero agrónomo y se tramitó por la Consejería de Medio Ambiente y Ordenación del Territorio.					
Distribucción y tamaño	Documento formado por Memoria informativa (Análisis, Información y Valoración del Medio Biofísico, Medio Socioeconómico y Territorial). Diagnóstico, Memoria Justificativa, Normas de Ordenación, Estudio económico-financiero y programa de actuación, Afecciones al planeamiento urbanístico municipal y Planos de Información y Ordenación. Se presenta en 2 tomos: el primero con la literatura, de 426 páginas a doble columna (recuérdese que va en bilingüe, por lo que se volumen sería de 208 páginas) y otro segundo de 15 planos DIN A-1.					

Datos particulares del documento:	
Ámbito geográfico de aplicación:	Según su artículo 3 del Decreto 43/2007, al ámbito de ordenación es la Zona de Influencia definida por la Ley de Costas ("franja de anchura mínima de 500 metros medidos a partir del límete interior de la ribera del mar"). Según el citado documento, incluye 62 municipios, con población cercana a 1.250.000 habitantes (el 60% del total) en una superficie de unos 1.100 km^2 con más de 500.000 viviendas. No es cierto lo que dice el mencionado Decreto respecto al ámbito de aplicación. El propio PTS delimita un ámbito mayor, al incluir el medio marino (definido como medio submareal delimitado por una franja de anchura variable comprendida entre la línea de bajamar escorada o máxima viva equinoccial y la isobata de 50 m), según artículo 2 de las Normas de Ordenación. Sin embargo, más tarde, en su artículo 32 y siguientes de las Normas de Ordenación, parece que dejan sin valor esta regulación, al señalar que en el medio marino, las directrices generales se proponen para "orientar la consecución de objetivos genéricos del Plan, cuyo desarrollo y aplicación, competen a otro tipo de instrumentos jurídico administrativos." (Ver observaciones generales al final del documento)
Objetivos del documento y prioridades:	El PTSPOL tiene por objeto genérico establecer un marco básico de referencia para integración de políticas territoriales y actuaciones urbanísticas auspiciadas tanto por la Administración Local como por administraciones y organismos supramunicipales. Dicho marco especificará tanto las líneas fundamentales de acción estratégica como las concreciones necesarias para conseguir la máxima eficiencia y sinergia del conjunto de actuaciones a realizar en el litoral. Siempre bajo la perspectiva de su necesaria protección, conservación, mejora y racionalización de los usos que soporta. Como objetivos generales (no cito los particulares, por su extensión), el Plan señala los siguientes: 1. Definir la ordenación de la franja litoral desarrollando la planificación de ámbito superior. 2. Concretar un programa de coordinación administrativa que permita compatibilizar los Planes Sectoriales y Programas de la Administración del Estado, Comunidad Autónoma y Corporaciones Locales. 3. Consensuar un Programa de Actuación integrado que recoja las distintas iniciativas administrativas, urbanísticas y de recuperación del espacio litoral, tanto desde el punto de vista de la responsabilidad competencial entre los distintos organismos e instituciones implicadas como desde la responsabilidad económico-financiera de las inversiones que se plantean.

TABLA 4. Ejemplo de ficha resumen preliminar para el estudio comparado del tratamiento de la ordenación de la costa a lo largo del litoral español (cara 1) correspondiente al País Vasco.

Análisis del documento:

Definición de algunos conceptos técnicos o no, relevantes:

La memoria justificativa del PTSPOL señala que si se adoptasen criterios de configuración más amplios. geomorfológicos, de influencia de procesos, económicos, de delimitación de unidades ambientales homogéneas, etc. quedaría determinada una franja costera que podría superar en ocasiones los 3 km de anchura. Criterios que ignora para elegir el citado, por entender contraproducente respecto a otra ordenación territorial. Esta zona sería el "litoral": zona de influencia de los procesos litorales.

Línea de costa: según memoria de ordenación, se ha tomado la obtenida a escala 1:10.000 como nivel cero del mar, referido al NMMA.

Margen costero: espacio que comprende el medio terrestre propiamente dicho y el espacio marítimo-terrestre y el espacio marítimo-terrestre.

Margen de ría: ídem, pero referido a la zona próxima a las rías que se extiende desde la desembocadura hasta donde se haga sensible la influencia de mareas.

Medio marino: medio submareal delimitado por una franja de anchura variable comprendida entre la línea de bajamar escorada o máxima viva equinoccial y la isobata de 50 m. (no se señala cero de referencia, vamos lo habitual incluso entre ingenieros, por lo que habrá que suponer que es desde el NMMA).

Playa urbana: aquella zona con valor ambiental importante, uso de recreo intensivo claramente consolidado, situada en entorno de núcleos urbanos y/o turísticos-recreativos, que está, por tanto, muy transformada.

Playa natural: la situada en enclave de elevado valor paisajístico en un entorno poco transformado que mantiene carácter predominantemente natural o rural, alguna dificultad de acceso y soporta un uso moderado.

Limitaciones a las actuaciones costeras y portuarias

	Tipo de actuación	(1)	(2)	(3)	Leyenda
1	Construcción de nuevos puertos		X		(1) no se menciona o libre
2	Ampliación o modificación de puerto y otras instalaciones marinas		X		
3	Obras de defensa costera: escolleras, diques...		X		(2) actuación limitada
4	Construcción de paseos marítimos		X		
5	Construcción de sendas litorales	X			(3) actuación prohibida
6	Regeneración de playas		X		
7	Dragados		X		Poner una X donde corresponda
8	Ejecución de equipamientos playeros (aparcamientos, accesos...)		X		
9	Recuperaciones ambientales	X			

Observaciones:

La primera propuesta que hace el Plan es la de prohibir o limitar determinadas actuaciones en determinados ámbitos. No parece necesario copiar las sábanas-matrices que incluye, pero se intuye que en áreas de especial protección (playas naturales) no se puede tocar una piedra, incluso aunque se disponga de Evaluación Ambiental completa, con su Declaración, y en las menos protegidas (playas urbanas, por ejemplo), puede hacerse lo que se quiera (hasta donde deje la vigente Ley de Costas). Por ello habrá que comprobar el ámbito en el que se pretende la actuación.

Para el caso de obras portuarias, si se aprobara Plan de Puertos (todavía no lo hay), se estaría a lo que dijera el citado nuevo Plan. Para el resto de actuaciones, éstas son posibles en todos los ámbitos si se entienden como de "interés general" (concepto con igual redacción e igual listado que en el artículo 111 de la vigente Ley de Costas). Curiosamente, todo a criterio del que aprueba el PTSPOL. En caso de duda, la interpretación corre a cargo de la Comisión de Ordenación del Territorio del País Vasco.

Para que se entienda el Plan se ha planteado de esta manera:

1. Para cada gran zona, márgenes costeros, rías y medio marino, se presenta relación de usos y actividades, agrupándolas en relativos a la protección ambiental: al ocio y esparcimiento; a la explotación de recursos primarios; a las infraestructuras; y los crecimientos urbanísticos y actuaciones edificatorias aisladas.
2. De otro lado, se divide el territorio en categorías y subcategorías, tales como Especial Protección, Estricta o Compatible; Mejora Ambiental; Forestal; Agroganadera y campiña; y Playas Urbanas.
3. Finalmente, se cruzan dichas listas en una matriz para clasificar los usos y sus limitaciones, en usos propiciados; admisibles; prohibidos e improcedentes (su nombre aclara bastante).

Observaciones generales:

Aunque la citada normativa "limita" en gran parte cualquier actuación costera, por otro lado, el ámbito de ordenación se reduce ampliamente, al hacer una remisión a otros instrumentos y determinados "subámbitos" como los puertos de interés general y de la Comunidad Autónoma, los espacios especialmente protegidos ambientalmente (como Reserva de la Biosfera de Urdaibai, áreas Declaradas Parque Natural y Biotopo, áreas de la Red Natura2000 con plan de ordenación aprobado, área húmeda de Txingudi, muchas zonas húmedas, suelos colindantes con las rías – cuya ordenación se remite al PTS de márgenes de ríos y arroyos) y, finalmente, y no por ello menos importante, suelos urbanos y urbanizables vigentes, en los cuáles su ordenación se remite al planeamiento urbanístico y a la legislación de costas.

Además de las prohibiciones o limitaciones para determinadas actuaciones, el Plan propone Programa de Actuación que recoge las principales intervenciones a ejecutar en el ámbito de ordenación del Plan, con 5 subprogramas básicos que recogen las siguientes tipologías de actuaciones (Actuaciones orientadas a la administración y coordinación de los bienes del dominio público marítimo terrestre y sus zonas de servidumbre; Actuaciones orientadas a suplir el déficit en materia de infraestructuras; Actuaciones orientadas a la protección, mejora y conservación de los recursos naturales; Actuaciones para el fomento y regulación del uso público del espacio litoral; y, Estudios de investigación científica), valoradas económicamente, hasta 2022.

TABLA 5. Ejemplo de ficha resumen preliminar para el estudio comparado del tratamiento de la ordenación de la costa a lo largo del litoral español (cara 2) correspondiente al País Vasco.

Modelación numérica del ensayo pull-out para losas compuestas con lámina metálica colaborante

MELCHOR LÓPEZ ÁVILA (*), RAFAEL LARRÚA QUEVEDO (**),
JORGE BONILLA ROCHA (***) y CARLOS A. RECAREY MORFA (****)

RESUMEN Se emplean de modo combinado la modelación numérica y los ensayos e instrumentación como patrones de calibración para reproducir el ensayo pull out que se ejecuta a losas compuestas con lámina metálica colaborante para determinar la fuerza de cizallamiento longitudinal que se genera en la superficie de contacto entre la lámina metálica y el bloque de hormigón. Se considera modelo elasto-plástico para el acero y modelo de daño plástico para el hormigón. Se hace uso del código comercial ABAQUS/Implicit 6.6 para realizar la simulación virtual de los ensayos pull out. Se define conceptualmente la concepción de la modelación y el proceso de calibración del modelo numérico tomando como base ensayos reales e instrumentación en tiempo real. Se sientan las bases para la realización de un estudio paramétrico del problema y el desarrollo de un método de estimación analítico del cizallamiento longitudinal.

NUMERICAL MODELLING OF PULL OUT TEST FOR COMPOSITE SLABS USING STEEL DECK

ABSTRACT *Numerical modeling is used to reproduce pull out tests that are carry out at composite slabs in small scale to determine shear longitudinal forces between metallic sheet and concrete slab. Is been considered an elastic-plastic model for the steel and a plastic damage model for the concrete. Is used ABAQUS/Implicit 6.6 Commercial Code to simulate numerically using FEA the pull out test. Is conceptually defined the modeling and the numerical model calibration taking as basis experimental studies. Are established the parametric study basis and an analytic method to estimate longitudinal shear.*

Palabras clave: Losas mixtas, Modelación, Pull out, Cortante longitudinal, Modelo de daño, Elementos finitos.

Keywords: Composite slabs, Modeling, Steel deck, Longitudinal shear, Damage model, Finite elements.

1. INTRODUCCIÓN

Las losas compuestas son tipologías estructurales de extendido uso donde se combina el trabajo de una lámina metálica y el bloque de hormigón reforzado que esta soporta (López *et al.*, 2007). Usualmente el fallo estructural está precedido por el deslizamiento del bloque de hormigón sobre la lámina metálica, venciendo la resistencia a cortante longitudinal entre ambos elementos y eliminándose así el trabajo conjunto entre ambos materiales. La adherencia química inicial, la fricción y la interacción mecánica son las componentes principales que conforman la resistencia al cortante longitudinal entre la lámina y el hormigón.

(*) Ing. Universidad Central de Las Villas, UCLV, Cuba.

(**) Dr. Ing. Universidad de Camaguey, Cuba.

(***) Dr. Ing. Universidad de Ciego de Avila, Cuba.

(****) Dr. Ing. Director, Centro de Investigación de Métodos Computacionales y Numéricos en la Ingeniería (CIMCNI). Aula UCLV – CIMNE. Universidad Central de Las Villas, UCLV, Cuba.

Para caracterizar las losas compuestas se efectúan estudios experimentales, cargando tramos simples de losas para cuantificar su fallo a la flexión (EN 1994-1-1, 2004, NRMC 082, 2004, ASTM E8-00b, 2001, CSSBI S3-2002, 2003), o aplicando tracción sobre probetas de un tramo de entrenervio de losa (Figura 1) para cuantificar la resistencia a cortante longitudinal entre el bloque de hormigón reforzado y su lámina portante. A este tipo de ensayo se le denomina "Pull out" (Daniels, 1988, Guex, 2002, Edder, 2003).

La modelación numérica de losas compuestas ha sido objeto de varias investigaciones (Widjaja, 1997, Veljkovic, 1998, Schuurman, 2000, Edder, 2003, Abdullah, 2004, Ferrer, 2006, Mistakidis, 2007). De una forma u otra todas intentan simular el efecto de cizallamiento longitudinal entre la superficie portante de la lámina metálica colaborante y el bloque de hormigón. Internacionalmente se han desarrollado varias investigaciones en la temática, entre ellas se destacan Abdullah y Ferrer. Mistakidis, a pesar de ser una de las investigaciones más actuales en la temática, se centra en el estudio de la flexión de los elementos compuestos o mixtos de acero-hormigón.

Abdullah emplea el código comercial ABAQUS/Explicit y una configuración carente de embuticiones. Modela un nervio de la losa en toda su longitud, con elementos finitos tipo placa para la lámina de acero y elementos sólidos 3D para el bloque de hormigón (Abdullah, 2004). La interacción entre las superficies y el aporte de las embuticiones lo simula empleando elementos conectores de rigidez no lineal y conectados nodo a nodo. Estas simplificaciones le impiden efectuar estudios del aporte real debido a la interacción mecánica por la geometría de las embuticiones, así como la distribución local de tensiones en las paredes de las embuticiones y sus proximidades. Con esta forma de modelización del problema no se estudia con fiabilidad el fenómeno de la adherencia química inicial, la fricción y la interacción mecánica entre la lámina el hormigón.

Ferrer utiliza el código comercial ANSYS asumiendo un modelo de contacto de fricción rígida de Coulomb, sin adherencia inicial, sin efectos dinámicos y sin tensión tangencial máxima (Ferrer, 2006). Para el acero de la lámina metálica colaborante emplea un modelo multilineal elasto-plástico, y el bloque de hormigón lo simplifica considerándolo como una superficie infinitamente rígida, lo que implica no poder evaluar mecanismos de fallo en el hormigón, como el desgarramiento que se ha observado en estudios experimentales. Este autor aprovecha las simplificaciones que facilita la doble simetría geométrica y de cargas en la probeta del ensayo pull out, así como la simetría longitudinal regida por el patrón cíclico de embuticiones. Modela la lámina con elementos finitos tipo placa con integración reducida, asumiendo el comportamiento de la lámina modelada por su fibra media. La carga aplicada consiste en un desplazamiento longitudinal en la dirección del deslizamiento, impuesto a todos los nodos de cada uno de los bordes transversales de la lámina (Ferrer, 2006). Esta simplificación aparenta no permitir evaluar en toda su magnitud las flexiones que pueden producirse en los bordes de las láminas debido a la aplicación de las cargas con respecto al ensayo real.

En este trabajo se desarrolla un modelo numérico para el código comercial ABAQUS/Implicit que aprovecha las simetrías propuestas por Ferrer, pero presenta la novedad que modela el bloque de hormigón utilizando modelo de daño. En el proceso de modelación de las cargas hay que preproducir el efecto de la tracción y se debe simular el efecto del peso propio del hormigón debido a la posición en que se ejecuta el ensayo (Figura 1). La fuerza de tracción se modela a través de una carga uniformemente distribuida (en área) sobre la cara del bloque de hormigón transversal a la dirección del deslizamiento. La simulación de efecto del peso propio de la lámina y el hormigón se modela con cargas aplicadas lateralmente, las cuales son aplicadas sobre el bloque de hormigón (Figura 1). Tanto la lámina metálica como el bloque de hormigón se modelan geométricamente con elementos finitos sólidos en 3D.

2. CONCEPTUALIZACIÓN DEL ENSAYO PULL OUT

La probeta para el ensayo pull-out consiste en dos nervios de losa compuesta encarados por la parte de la lámina (Figura 1). En el ensayo se coloca una placa intermedia de acero que sirve como elemento de enlace y de rigidización (Daniels, 1988).

Con esta configuración se compensa la tracción que se le ejerce a la lámina desde el extremo superior, mediante barras roscadas de acero embebidas en el hormigón (Figura 1), que sobresalen por la parte inferior de la probeta y se utilizan como elementos de tracción. Aplicando dicha fuerza de reacción se igualan los deslizamientos a ambos lados de la probeta (Guex and Edder, 2002).

El propósito de estos ensayos consiste en separar el bloque de hormigón y la lámina metálica por deslizamiento longitudinal o la flexión local que este efecto genera, lo cual permite cuantificar la resistencia a cizallamiento entre lámina y hormigón. Con esta finalidad, en el ensayo se aplica una carga de tracción con una prensa servocontrolada con la cual se realiza el ensayo de tracción con control de la deformación.

3. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL ESTUDIO EXPERIMENTAL PULL OUT

Se cortan las láminas metálicas a una longitud de 600mm y un ancho ligeramente superior al de un entrenervio, dejando suficiente espacio que permita atornillar dos láminas encaradas (Figura 1) y posteriormente poder colocar un encofrado para fundir una losa de hormigón del ancho de un entrenervio, longitud de 300mm y un peralto que sea como mínimo la altura de los nervios de la lámina más 50mm (Laane and Edder, 2002, Guex and Edder, 2002).

El conjunto se empaqueta por un sistema de barras y resortes cuya finalidad es la de incorporar fuerzas laterales que reproduzcan el efecto del peso propio del hormigón. Solidarios al

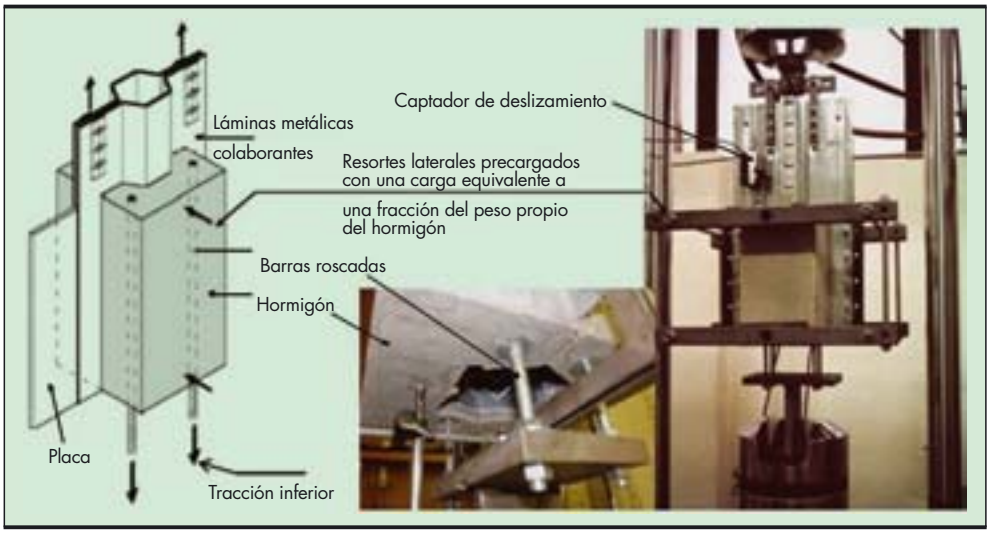


FIGURA 1. Esquema y Foto del ensayo "Pull out".

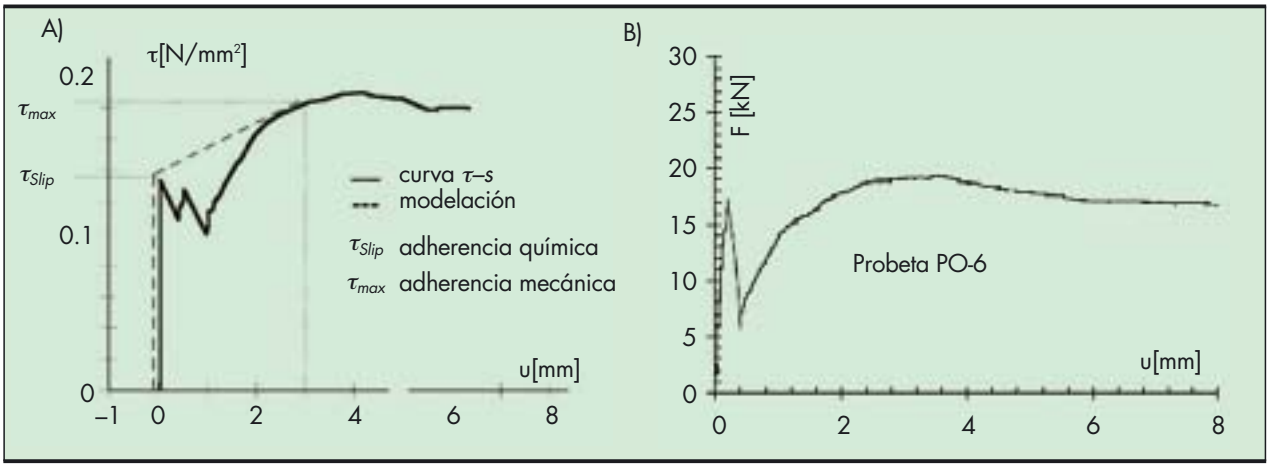


FIGURA 2. Gráficos fuerza- deslizamiento. A) Gráfico teórico (Ferrer 2006). B) Ensayo a lámina H110 (Skuber 2008) .

bloque de hormigón y mediante barras roscadas embebidas en él se fijan captadores de desplazamiento (Figura 1) que miden el deslizamiento relativo entre éste y la lámina de acero. Se mide igualmente la fuerza total desarrollada por la máquina de tracción necesaria para lograr el deslizamiento (Edder, 2003). Con estos resultados (fuerza-desplazamiento) se construye la curva de comportamiento del fenómeno de adherencia entre la lámina colaborante y el hormigón. Este es precisamente el resultado de mayor interés que aporta el ensayo pull out (Figura 2), con el cual, además de caracterizar el umbral máximo de tensión de adherencia tangencial, se pueden obtener las variables de respuesta que posibilitan calibrar los modelos numéricos.

Como respuesta del ensayo pull out, la fuerza máxima de cizallamiento longitudinal se obtiene de la expresión:

$$\tau = \frac{F}{2 * l_h * b_s} \quad \left[N/mm^2\right]$$

donde:

b_s : Distancia entre ejes de simetría transversal (entrenervio). *[mm].*

F : Fuerza aplicada por la máquina de tracción sobre la probeta. *[kN].*

l_h : Longitud del bloque de hormigón (generalmente 300 mm) (Edder, 2003).

Resultan puntos notables en el gráfico fuerza Vs desplazamiento: τ_{slip}, evaluado para la fuerza de cizallamiento al primer deslizamiento, y $\tau_{máx}$, para la fuerza máxima (Figura 2).

4. MODELACIÓN NUMÉRICA DEL ENSAYO PULL OUT

El problema físico real que se desea modelar es el ensayo de pull out. El proceso de modelación física se caracteriza por: modelo geométrico, modelo de los materiales (ecuación constitutiva), modelos de carga y modelos de apoyos o vínculos (Figura 3). Definido el modelo físico, que en este caso es el ensayo de pull out, se puede establecer el modelo matemático empleando los principios y conceptos de la física matemática.

Este modelo se caracteriza por la región de trabajo, las ecuaciones de gobierno y las condiciones iniciales y de frontera. Los diferentes modelos matemáticos pueden tener solución analítica y/o numérica. Generalmente tienen solución analítica sólo los modelos más simples, por lo cual la vía numérica es la más empleada para generalizar.

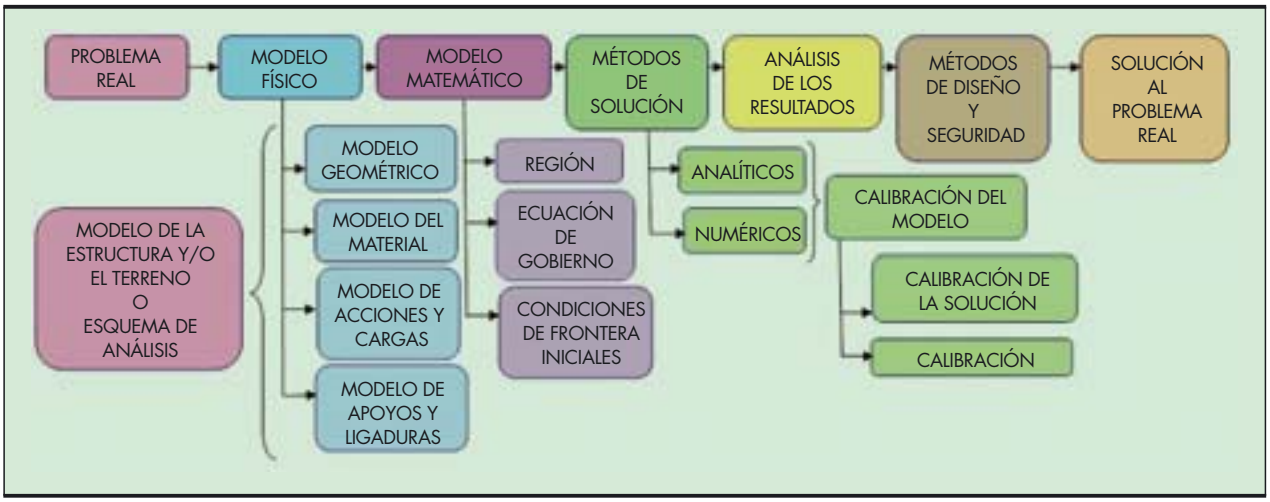


FIGURA 3. Diagrama para la modelación numérica.

Cuando se emplean métodos numéricos en la solución de diversos problemas de ingeniería, la solución que se obtiene es aproximada. Por este motivo los modelos numéricos tienen que someterse a un proceso de calibración matemática y física. La calibración matemática garantiza una aproximación adecuada y estabilidad de la solución obtenida. Por su parte, la calibración física garantiza que el modelo implementado tenga correspondencia con el fenómeno físico que se estudia. Es por esta razón que el proceso de calibración física necesita disponer de ensayos previos del fenómeno estudiado.

En caso de emplear el método de los elementos finitos como vía de solución para el problema estudiado, la exactitud numérica de dicha solución está condicionada por la densidad de malla y los tipos de funciones de forma (tipos de elementos finitos) que se empleen. El balance entre el costo computacional de la solución (costo de tiempo) y la exactitud de la misma, es el aspecto esencial a lograr por los investigadores cuando pretenden aplicar esta herramienta numérica. Estos aspectos implican entonces la necesidad de realizar un estudio de densidad de malla y selección de tipo de elementos, unido a un análisis de sensibilidad y de estabilidad de las soluciones obtenidas.

Un modelo matemático tiene que someterse a un proceso de calibración física como vía para demostrar su fiabilidad y correspondencia con el fenómeno físico que se estudia. Por esto, como ya se expresó, es que resulta necesario efectuar el proceso de calibración física. Para éste se necesita disponer de ensayos reales como contraste para demostrar la fiabilidad y correspondencia entre el problema real estudiado y el modelo. El ensayo físico aporta variables de control y curvas de comportamiento, que son los patrones de calibración de los modelos numéricos. Los factores (modelo geométrico, modelos de cargas, modelos del material, modelos de vínculos y/o apoyos) que definen el modelo, y específicamente las variables que los caracterizan, pueden ser tratados como estocásticos, caracterizando las mismas con su distribución y parámetros de la estadística descriptiva que los caracteriza.

Este aspecto permite definir un valor de tendencia central y los extremos superiores e inferiores que caracterizan a cada una de las variables. De este modo se puede establecer un diseño de experimento definiendo los factores que intervienen en el modelo físico. Con esto se define una matriz de diseño de experimentos virtuales que indica la cantidad de corridas a realizar (corridas de cálculo del modelo numérico). Posteriormente se obtiene consecuentemente una superficie de respuesta tomando como base los factores anteriormente señalados y contando como variable de respuesta las variables de control del experimento real. De este modo se dispone de una superficie de respuesta obtenida de las múltiples simulaciones numéricas virtuales (función del número de corridas del diseño del experimento virtual). Finalmente, disponiendo de los resultados experimentales reales, los cuales aportan las variables de control o de calibración física, se puede entrar en la superficie de respuesta teórica (obtenida por modelación virtual), y realizando ingeniería inversa obtener los factores que garantizan una correcta calibración física del modelo.

4.1. ESTUDIOS EXPERIMENTALES PREVIOS

En este trabajo toman como base (patrón de calibración física) y se analizan dos especímenes prototipo, ambos de láminas de perfilado abierto. Uno es de configuración transversal sencilla de lámina y embuticiones rectas (SK-1) (Skuber, 2007). El segundo considera una configuración transversal algo irregular y embuticiones en forma de cuña (H110) (Skuber *et al.,* 2008). Ambos estudios experimentales fueron ejecutados en la Universidad de Eslovenia, en 2007 y 2008 respectivamente (Skuber, 2007, Skuber et al., 2008).

La probeta SK-1 (Skuber, 2007) está conformada por láminas de espesor 0.8mm (Figura 4) y bloques de hormigón de 160mm de peralto total, 256mm de ancho y 300mm de longitud. Las láminas tienen un límite elástico de *fy=354MPa*, y una tensión de rotura de *fu=362MPa*. El hormigón endurecido, a los 28 días de fraguado, presentó una resistencia promedio de *32.15MPa*.

La probeta H110 (Skuber et al., 2008) está conformada por láminas de espesor 1.0mm (Figura 5) y bloques de hormigón de 200mm de peralto total, 294mm de ancho y 300mm de longitud. Las láminas tienen un límite elástico de *fy=320.3MPa*, y una tensión de rotura de *fu=367.8MPa*. El hormigón endurecido, a los 28 días de fraguado, presentó una resistencia promedio de *33.5MPa*.

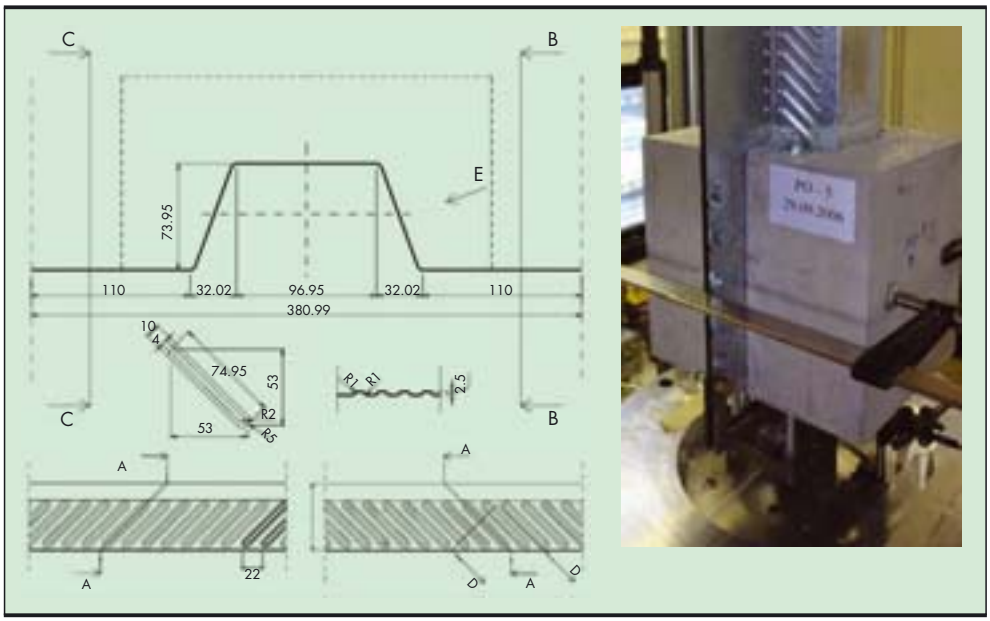


FIGURA 4. Geometría de la probeta SK-1.

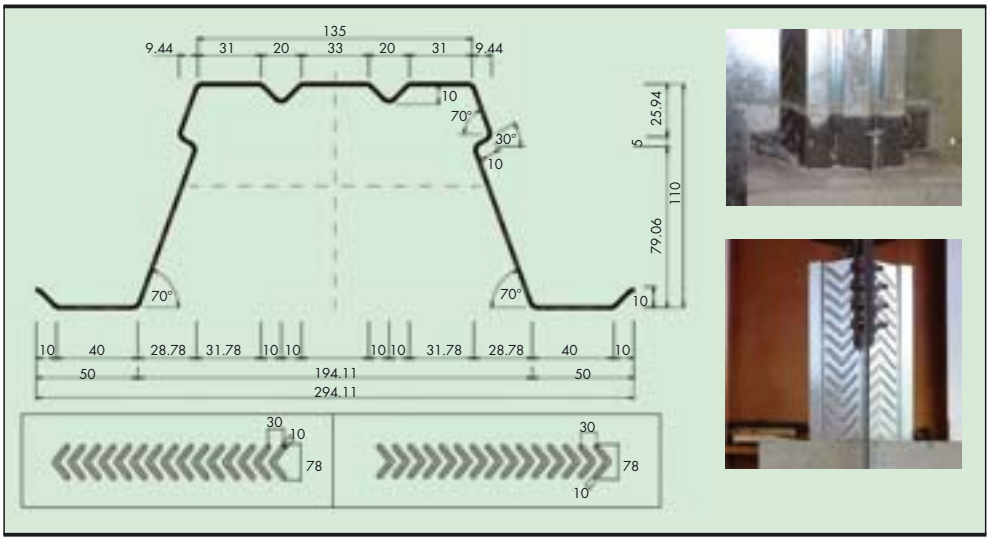


FIGURA 5. Geometría de la probeta H110.

4.2. MODELACIÓN GEOMÉTRICA

En consecuencia con la geometría de las probetas pull out (Figura 1), en esta modelación numérica se busca representar fielmente la misma geometría de los especimenes experimentales (Figura 6). Cada una de las partes que componen el modelo han sido modeladas en tres dimensiones, aprovechando las facilidades que brinda ABAQUS/CAE y respetando cada parte o volumen que componen el especimen (Figura 6).

Tomando en consideración la simetría geométrica del especimen o probeta del ensayo de pull out y la forma de aplicación de la carga respecto a su simetría, se pueden obtener dos modelos simplificados del mismo modelo físico. El primero sería una simplificación transversal, aspecto que permitiría modelar la mitad del especimen. La otra simetría puede ser obtener un cuarto de la probeta del ensayo de pull out, que implica aplicar la simplificación por simetría en ambos ejes (Figura 7). Otra simplificación que se puede aplicar en este modelo es aprovechar el patrón repetitivo de las embuticiones en la dirección longitudinal, pero para ellos es necesario estudiar previamente la influencia de la longitud en la variable de respuesta que se está estudiando (tensión tangencial máxima de adherencia, que se manifiesta por la adherencia química inicial, la fricción y la interacción mecánica entre la lámina y el hormigón).

Para el fenómeno estudiado, el modelo simplificado (simplificación transversal simple o doble) ofrece resultados numéricos muy similares a los que se obtienen con un modelo sin simplificaciones. De esta forma se reducen las dimensiones del modelo geométrico a discretizar, lo que implica una disminución de la cantidad total de ecuaciones necesarias para solucionar el sistema de ecuaciones lineales del MEF. Este aspecto, como es lógico, disminuye el costo computacional implicando un ahorro apreciable de costo, tiempo y recursos computacionales.

En todos los casos el resultado de *Fmáx* resultante de la modelación numérica simplificada se debe multiplicar por la magnitud de las simplificaciones realizadas para equipararlo a los estudios experimentales. En este trabajo se lleva a cabo un

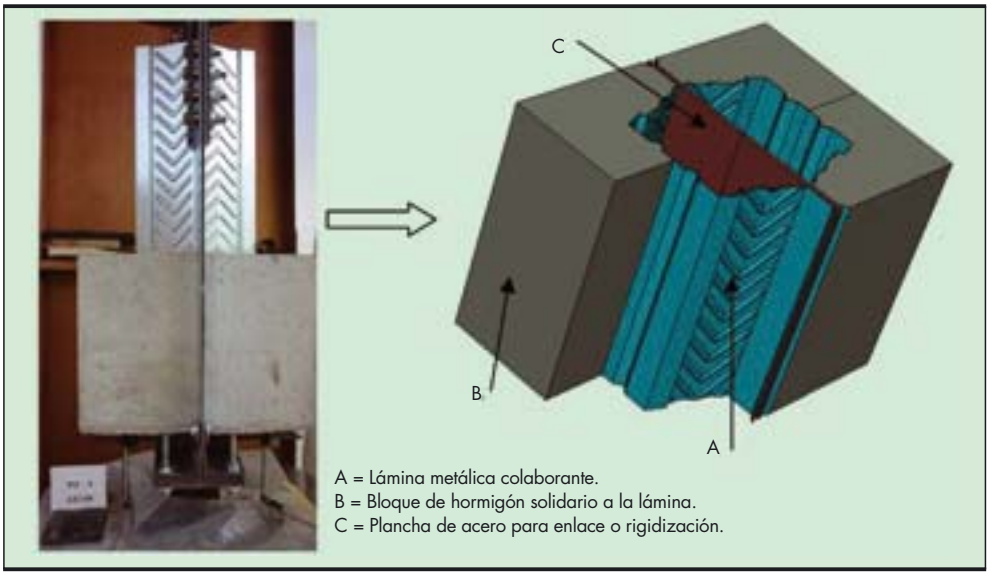


FIGURA 6. Representación geométrica del ensayo íntegro (H110).

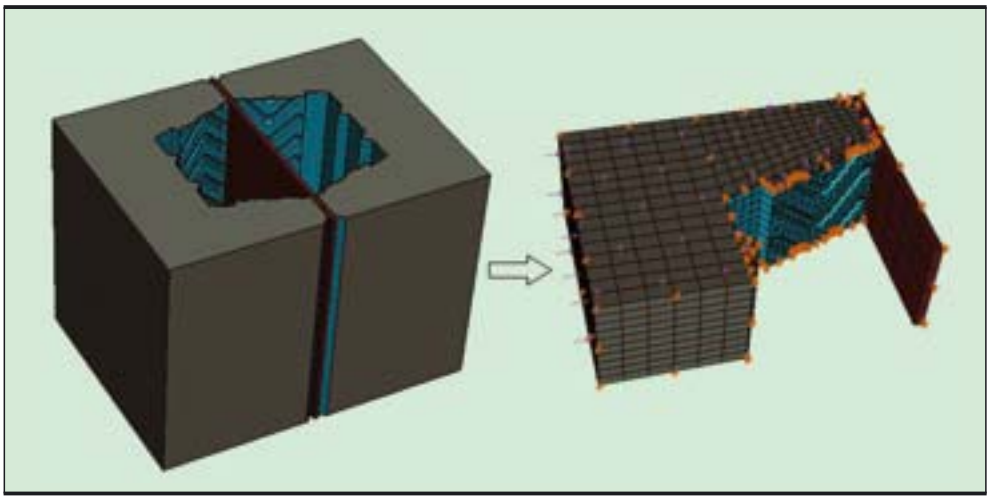


FIGURA 7. Simplificación geométrica por simetría del modelo numérico (H110).

estudio de la influencia de aprovechar la simplificación relacionada con el patrón repetitivo de las embuticiones para determinar el factor de corrección de la tensión tangencial de adherencia en caso que se emplee esta alternativa (epígrafe 6.1).

4.3. MODELACIÓN DE LAS CARGAS

En correspondencia con el ensayo experimental de pull out (Figura 1), se aplica una presión uniforme de tracción en el extremo superior del bloque de hormigón (Figura 7) y en toda su área transversal, para simular la tracción uniforme a que son sometidas las barras de acero embebidas en el hormigón. A los efectos del análisis de resultados, se multiplica la presión por el área actuante para equiparar la componente de fuerza aplicada.

Se modelan las cargas de peso propio equivalentes al peso de la lámina y el hormigón (debido a la posición en que se realiza el ensayo, respecto a como realmente trabajan este tipo de elementos) con una carga uniformemente distribuida (área) en la cara lateral del hormigón. Esta forma de modelar las cargas está en correspondencia con lo que se realiza en los ensayos reales de pull out. En éste último caso, se garantiza aplicando una carga (mediante tornillos de apriete) a los angulares de sujeción, los cuales transmiten la misma a través de resortes hasta la cara lateral del hormigón (Figura 1). Esta precarga de presión transversal al movimiento y en dirección hacia el centro de la probeta equivale numéricamente al 10% de la fuerza de tracción última que se aplica en el sentido del deslizamiento.

4.4. MODELACIÓN DE LOS MATERIALES

La probeta de pull out de losa compuesta (Figura 1) está conformada por una lámina metálica colaborante de acero, y por un bloque de hormigón con resistencia a compresión entre 20 y 35 MPa (EN 1994-1-1, 2004, NRMC 082, 2004). Para modelar el comportamiento tenso- deformacional del acero de la lámina se adopta un modelo constitutivo elasto- plástico bilineal. Con esta suposición, y empleando criterio de rotura de Von Mises, suelen obtenerse resultados acorde con los estudios experimentales (Veljkovic, 1998, Ferrer, 2007, Abdullah, 2004, Mistakidis, 2007).

Para el caso del hormigón se emplea un modelo de daño plástico escalar. El empleo de modelo de daño plástico (*Concrete Damage Plasticity)* para la modelación del hormigón no implica demasiado incremento en costo computacional y es

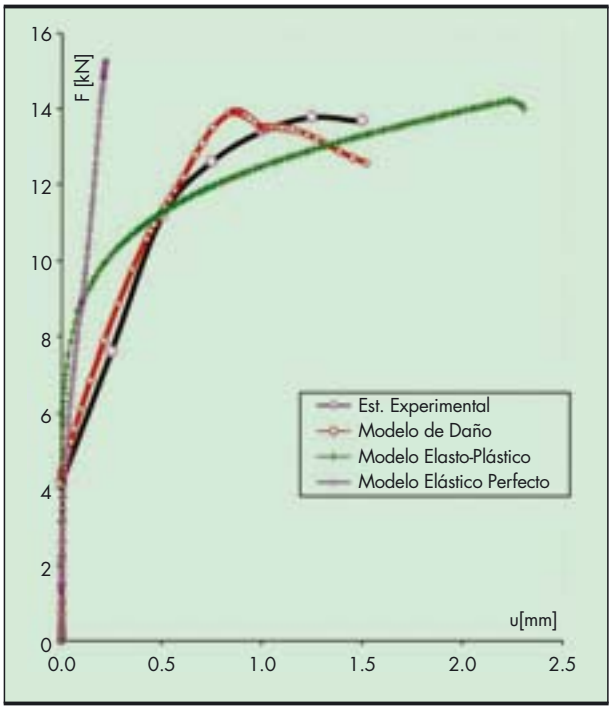


FIGURA 8. Modelación para distintos modelos constitutivos del hormigón.

justificado con creces por una evidente mayor aproximación a la curva real de comportamiento construida a partir de los estudios experimentales (Figura 8). Con el modelo de daño plástico se pueden estudiar los efectos de daño irreversibles asociados a los mecanismos de fallo que pueden darse en los geomateriales (Bonilla, 2008).

4.5. MODELACIÓN DE LAS CONDICIONES DE CONTACTO

En el proceso de modelación de la interface entre los dos materiales presentes en el ensayo de pull out (lámina y hormigón), se considera una superficie de fricción normal y tangencial entre la lámina metálica y el bloque de hormigón (Figura 1). Debido al fenómeno principal que se requiere reproducir, que es el deslizamiento relativo entre dos superficies, se opta

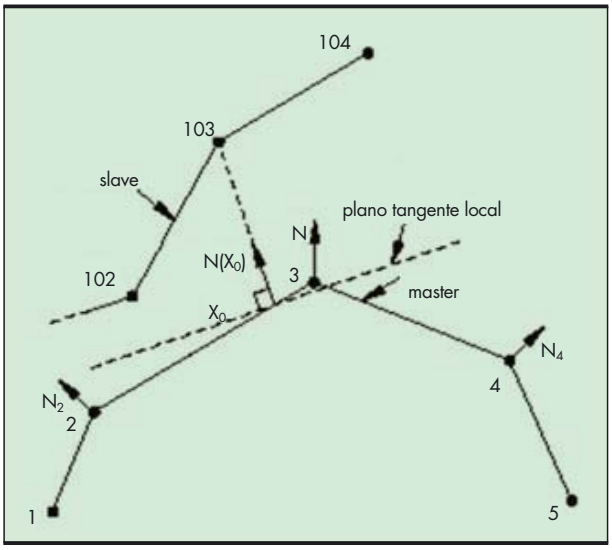


FIGURA 9. Algoritmo "small sliding".

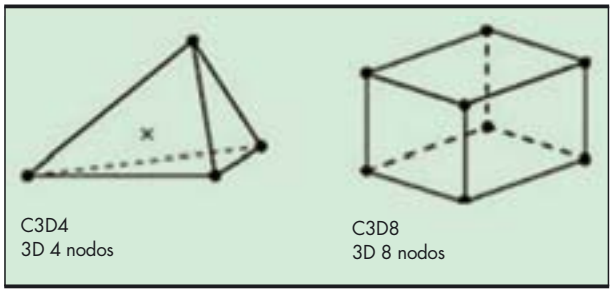


FIGURA 10. Elementos finitos tridimensionales de 4 y 8 nodos.

por modelar la lámina metálica como un sólido. De esta forma se garantiza la posibilidad de mallar de forma idéntica la lámina y el bloque de hormigón en su superficie de contacto, lo que permite hacer coincidir uno a uno los nodos "master" con los nodos "slave" de la superficie vecina, favoreciendo la convergencia numérica (Figura 9).

Tomando en consideración las características del fenómeno a modelar se elige utilizar el algoritmo de "small sliding", ya que este algoritmo resulta superior al "finite sliding" en costo computacional, especialmente en tres dimensiones (Zienkiewicz and Taylor, 2004).

4.6. MODELACIÓN DE LAS CONDICIONES DE BORDE

En este trabajo se pretenden simular, lo más fidedigno posible, las reales condiciones de borde de acuerdo con el esquema de ensayo pull-out (Figura 1), y las condiciones de continuidad del medio que es necesario imponer al modelo numérico debido a las simplificaciones que se efectúan aprovechando la simetría (Figura 7).

A la placa intermedia se le considera empotramiento total en su parte inferior para considerar el agarre al que la someten las presillas inferiores del equipo de tracción. La lámina metálica colaborante (steel deck) se considera unida por sus bordes inferiores a la placa intermedia, y los extremos superiores quedan libres de moverse horizontal y verticalmente, excepto en la dirección de la continuidad del medio, determinado por la reducción del modelo debido a la simetría transversal (Figura 1).

El bloque de hormigón se considera que puede moverse libremente, y se restringe exclusivamente en la dirección de la continuidad del medio impuesto por la simplificación por simetría transversal (Figura 7).

5. ESTUDIO DE CALIBRACIÓN Y VALIDACIÓN DEL MODELO

5.1. ESTUDIO DE SELECCIÓN DEL TIPO DE ELEMENTO FINITO

La discretización o formación de una malla de elementos finitos está condicionada por dos factores íntimamente relacionados: la exactitud de la solución y el coste computacional para la misma; por tanto se debe seleccionar el elemento finito que a través de sus funciones de aproximación brinde una solución razonable en el equilibrio entre precisión y velocidad de convergencia (Fornóns, 1982, Zienkiewicz and Taylor, 2004).

ABAQUS cuenta en su biblioteca con tres tipos de elementos tridimensionales: de 8, 6 y 4 nodos (Figura 10). De ser posible utilizarlo, el elemento de 8 nodos o hexaedro, con integración de primer orden, resulta generalmente el más idóneo, ya que suele converger con más rapidez que los otros dos mencionados. El elemento 3D de 4 nodos, o tetraedro, tiene la ventaja indiscutible de poder adaptarse a cualquier geometría, no importa lo irregular que esta sea (Zienkiewicz and Taylor, 2004). El empleo de elementos tipo shell para la lámina fue desechado por los problemas que surgen al intentar evaluar los fenómenos de deslizamiento (entre un elemento plano y uno volumétrico) entre dos superficies irregulares, como se explica en el punto 4.5.

De aquí que el estudio de selección del tipo elemento en este modelo se reduzca a comparar los resultados que devuelven las distintas discretizaciones realizadas con diferentes tipos de elementos. En este proceso se utilizaron elementos C3D4 en las regiones próximas a las embuticiones y a las zonas de contacto, ya que esas son áreas de geometría muy irregular. Las restantes regiones, alejadas del área de las superficies en contacto, por ser además regiones con geometría regular, es recomendable mallarlas con elementos tipo C3D8 para reducir el número de nodos (Zienkiewicz and Taylor, 2004).

Se establece la comparación entre elementos del primer orden de integración debido a que las primeras aproximaciones numéricas con este tipo de elementos han ofrecido soluciones bastante exactas a los efectos de esta investigación, por lo cual se considera que no resulta racional sacrificar recursos computacionales empleando elementos con un mayor orden de integración (Oñate, 1995). Los tiempos de cómputo se estiman tomando como base un procesador Pentium IV de 3GHz de velocidad y 512MB de memoria RAM.

En la Tabla 1 se muestra el resultado comparativo de las variables de respuesta a partir de las soluciones numéricas y experimentales. Para esto se han tomado como referencia los puntos de ploteo del gráfico Fuerza Vs Deslizamiento, obtenidos a partir del ensayo pull out, y los valores de carga máxima alcanzados utilizando diferentes configuraciones de elementos.

Para poder definir cual tipo de elemento finito es el más adecuado para estudiar el modelo físico en estudio, es necesario comparar por varias normas de error. Para ello se calcula el error entre las variables de respuesta (variable de control) que arrojan los diferentes modelos (calculados para los diferentes tipos de elementos) con respecto a la variable de control que arroja el ensayo experimental. En este sentido se han empleado diferentes normas: norma del espacio euclidiano, Error medio cuadrático, Desviación absoluta media, Porcentaje del error medio absoluto.

No.	Tipo de elemento en región de:		Carga última MEF (kN)	Error absoluto	Error medio absoluto	Tiempo de cómputo (hrs)
	Transición	Embuticiones				
1	C3D8	C3D4	13.90	2.46	4.19	0.67
2	C3D8R	C3D4	13.81	3.09	3.64	1.00
3	C3D8	C3D4H	13.90	2.46	4.41	1.83
4	C3D8R	C3D4H	13.85	2.81	3.55	2.42
5	C3D8I	C3D4H	12.66	11.16	5.45	2.67
6	C3D8H	C3D4H	13.79	3.23	4.51	5.17
7	C3D8HI	C3D4H	12.70	10.88	5.19	13.00
E	**Experimental**		**14.25**			

TABLA 1. Resultados de la simulación numérica empleando distintos tipos de elementos finitos (SK-1).
R: Integración reducida. H: Integración híbrida. I: modos incompletos.

El error absoluto de los resultados del modelo numérico con respecto a la experimentación, se calcula como:

$$e_i = |Q_{e(i)} - Q_{n(i)}|$$

Donde: $Q_{e(i)}$ es la i-ésima carga del estudio experimental, y $Q_{n(i)}$ es la i-ésima carga obtenida en el modelo numérico para un mismo deslizamiento (Bonilla, 2008).

Según la norma del espacio euclidiano,

$$e = \sqrt{\sum_{i=1}^{n} \left(Q_{e(i)} - Q_{n(i)}\right)^2}$$

Error medio cuadrático:

$$e_{mc} = \frac{\sum_{i=1}^{n} \left(Q_{e(i)} - Q_{n(i)}\right)^2}{n_p}$$

Desviación absoluta media:

$$V = \frac{\sum_{i=1}^{n} |Q_{e(i)} - Q_{n(i)}|}{n_p}$$

Porcentaje del error medio absoluto:

$$e_{ma} = \frac{\sum_{i=1}^{n} \left(\frac{Q_{e(i)} - Q_{n(i)}}{Q_{e(i)}}\right)}{n_p}$$

donde:

n_p : Número de puntos (i).

Del análisis de los resultados de la Tabla 1 y la Figura 11 se infiere que los elementos finitos de los 4 primeros ítems favorecen soluciones bastante precisas comparadas con los resultados experimentales, e incluso el porcentaje del error medio absoluto del propio estudio experimental (5.90), es peor que para cualquiera de las modelaciones numéricas.

Ante esta situación resta seleccionar el tipo de elemento finito a partir de evaluar su coste computacional. De aquí que los ítems 1 y 2 resulten las mejores soluciones, que son precisamente los que están mallados con elementos C3D4 en la zona de embuticiones; y entre ambos resulta ligeramente superior el ítem No. 1, cuya zona de transición está mallada con elementos finitos tipo C3D8.

De aquí se deduce que, utilizando elementos finitos lagrangeanos con fórmulas de interpolación simple, se obtiene un resultado numérico en correspondencia con los estudios experimentales del fenómeno, y con un costo computacional muy inferior al requerido para otras formulaciones.

5.2. ESTUDIO DE DENSIDAD DE MALLA

Al igual que para el tipo de elemento finito, se debe seleccionar la densidad de malla buscando equilibrio entre precisión y costo computacional. Es obvio que mientras más denso sea

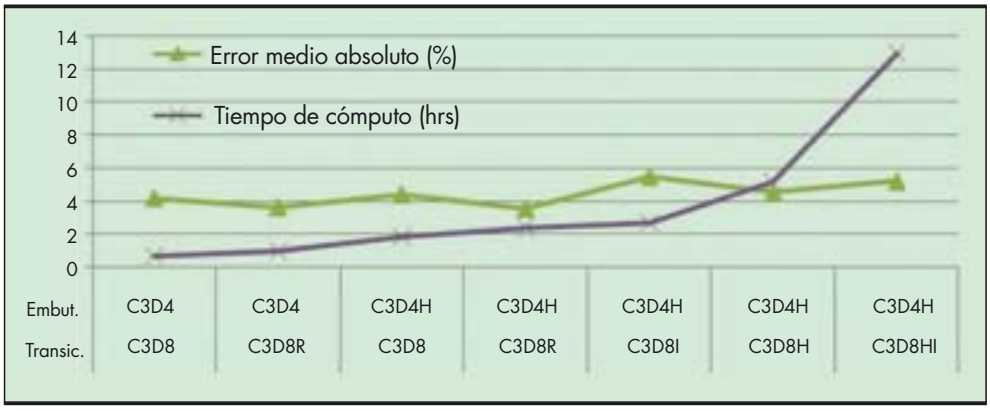


FIGURA 11. Comparación de resultados de la simulación numérica empleando distintos tipos de elementos finitos (SK-1).

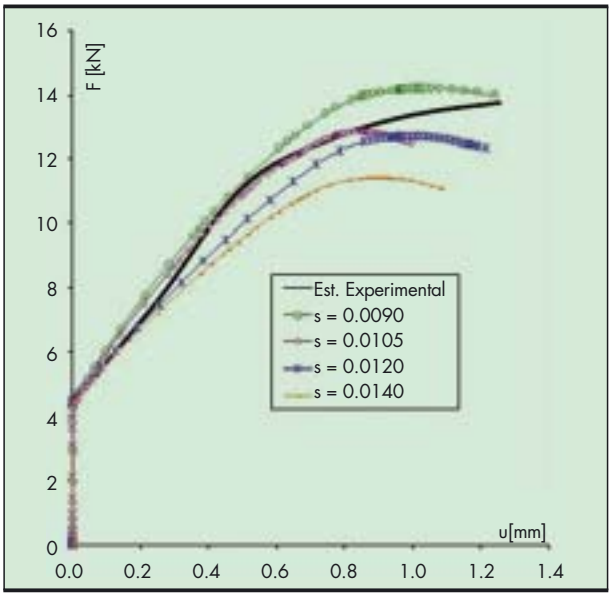


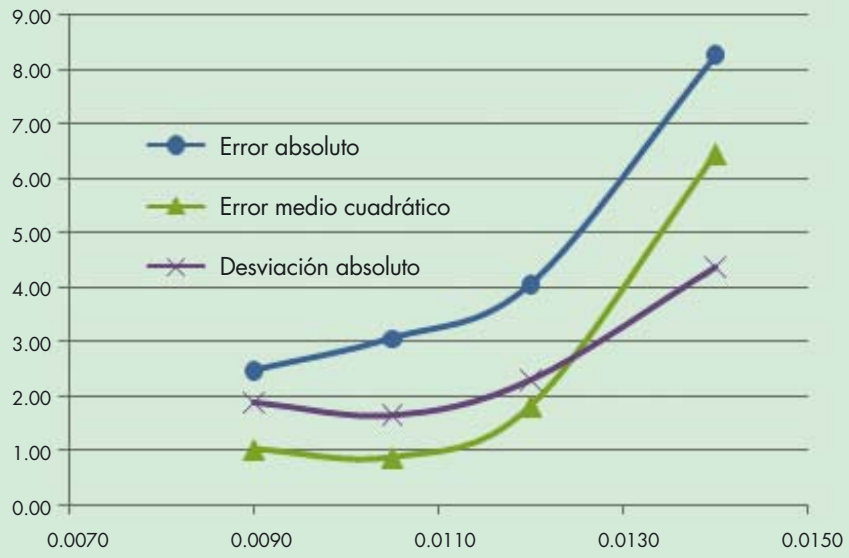
FIGURA 12. Gráficos fuerza desplazamiento (SK-1).

el mallado, la respuesta numérica deberá ser más precisa; sin embargo, cuando para una densidad de malla relativamente refinada se obtienen respuestas satisfactorias, puede resultar ilógico seguir densificando el mallado a expensas del incremento de tiempo de costo computacional que esto provoca (Bonilla, 2008). Una solución racional es particularizar la densificación de la malla en las zonas de estudio y donde se espera mayor gradiente de concentración o variación de tensiones (Recarey, 1999). En el caso del modelo de ensayo pull-out, estas zonas se encuentran en las embuticiones y sus proximidades (Ferrer *et al.,* 2005).

Se analizan 5 densidades de malla para cada uno de los tipos de elementos seleccionados previamente (Tabla 1). En la gráfica de la Figura 12 se ilustra el comportamiento de la combinación de tipos de elementos que finalmente se selecciona: C3D8 + C3D4. En la Tabla 2 se puede evaluar que la respuesta del mallado s=0.0090m es equiparable a las respuestas que ofrecen mallados más densos, por lo cual se puede aceptar que para esa densidad de malla, la respuesta numérica y el costo computacional resultan razonables y acordes con el alcance de la investigación.

5.3. CALIBRACIÓN DE LOS MODELOS CONSTITUTIVOS

Se entiende por calibración de un modelo constitutivo la determinación de los parámetros de los materiales tomando como base los resultados experimentales obtenidos previamente en los ensayos pull out (epígrafe 4) que logren una correspondencia biunívoca entre modelo y fenómeno físico (McCarthy et al., 2005). Se retoma el modelo de probeta SK-1 y se le modela en los límites superior e inferior que pueden llegar a alcanzar las variables asociadas a los materiales a causa de su variabilidad estadística permisible (epígrafe 4). Este análisis se efectúa a tres parámetros: elasticidad del acero, coeficiente de Poisson del acero y la



Densidad de malla (s)	Error absoluto	Error medio cuadrático	Desviación absoluta	Tiempo de cómputo (min)
0.0090	2.46	1.02	1.88	40
0.0105	3.05	0.87	1.64	38
0.0120	4.05	1.81	2.29	32
0.0140	8.26	6.42	4.35	24

TABLA 2. Análisis de error Vs densidad de malla para la probeta SK-1.

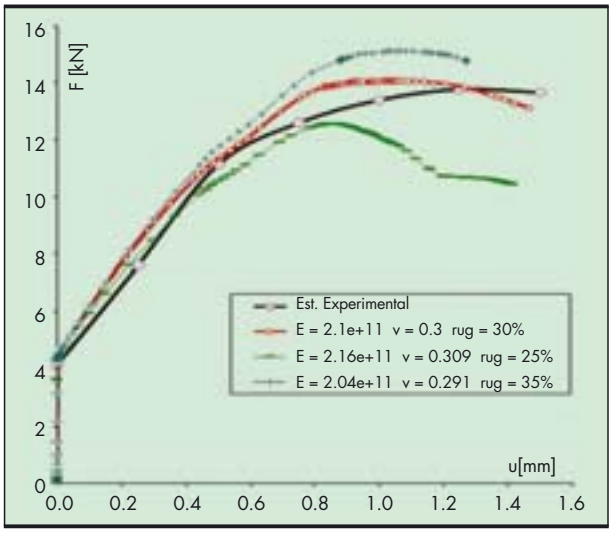


FIGURA 13. Calibración física (SK-1).

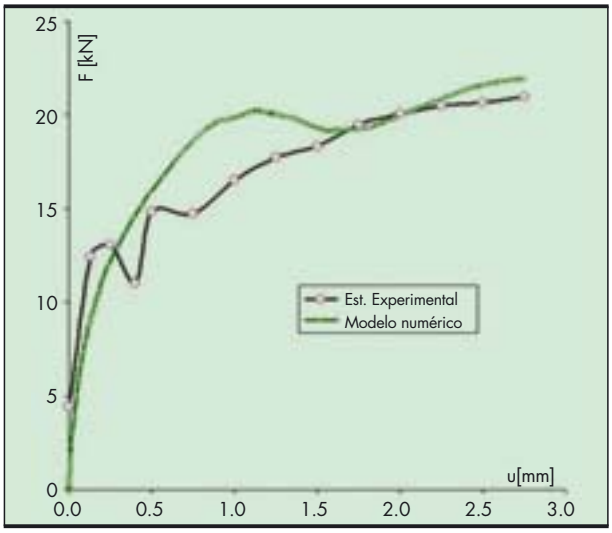


FIGURA 14. Gráfico Fuerza Vs Desplazamiento. Lámina H110.

rugosidad entre la lámina metálica y el bloque de hormigón (Figura 13).

El rango de variación permisible de varios parámetros que caracterizan los materiales de construcción (elasticidad del acero y coeficiente de Poisson) ha sido previamente analizado y normado (Agostoni *et al.,* 1994). Por su parte, la rugosidad entre la lámina metálica y la losa de hormigón es una variable muy difícil de controlar y extremadamente variable. Varios autores referencian que la rugosidad puede oscilar entre 15 y 60% (Crisinel *et al.,* 2006). Para el análisis de estos modelos numéricos se considera una variación de apenas 5 puntos porcentuales de variación con respecto al valor central (de 25 a 35%), lo cual resulta extremadamente reservado.

En la Figura 13 es notable que la curva experimental quede completamente contenida entre las curvas que representan los casos con variabilidad límite, al igual que la curva con los datos estándares o de valor central, por lo cual se puede asumir que la modelación numérica está en concordancia con los resultados experimentales. De los resultados obtenidos se obtiene una superficie de respuesta teórica (definida entre los límites superior e inferior de las curvas $F = f(u)$), y realizando ingeniería inversa se logran estimar los valores de los parámetros constitutivos que mejor describen los ensayos estudiados.

5.4. COMPROBACIÓN DE LA MODELACIÓN NUMÉRICA

Para verificar que las condiciones pre-establecidas en el proceso de calibración matemática y física para la modelación numérica de la probeta pull-out con lámina SK-1 pueden extrapolarse a otros tipos de probetas pull- out con características distintas, se procede a reproducir fielmente todas las condiciones aplicadas al primer modelo numérico en una probeta prototipo H110 (Figura 5), que es de configuración transversal irregular y con embuticiones en forma de cuña. En la Figura 14 se aprecia que el gráfico Fuerza Vs Desplazamiento que arroja como resultado dicha modelación numérica resulta una aproximación bastante cercana a la curva obtenida de su modelo experimental, por lo que se pueden aceptar como válidos para ser generalizados los parámetros de modelación establecidos para el modelo de la probeta SK-1.

6. APLICACIONES AL ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DEL ENSAYO PULL OUT

6.1. ESTUDIO DE LA INFLUENCIA ENTRE CORTANTE LONGITUDINAL Y LONGITUD DE LA PROBETA

Para proceder al estudio del efecto de simplificación en el plano longitudinal, se aprovecha la repetición del patrón de embuticiones y se establece como longitud mínima necesaria a considerar las dimensiones que este patrón establece.

A partir de los resultados de los modelos numéricos se demuestra que esta simplificación longitudinal resulta admirablemente exacta, con un coeficiente de correlación de 0.9991 y con un comportamiento de los errores de pronóstico muy bueno.

En la figura 15 a) se ilustra el comportamiento del estado tensional (tensiones de Von Mises). Se pueden evidenciar las flexiones locales en la lámina en la zona central. Cuando este fenómeno ocurre, el trabajo conjunto lámina colaborante-hormigón dejan de trabajar conjuntamente ambos materiales. En este caso deja de existir el efecto de la adherencia longitudinal, pero para los efectos de la longitud normada de los ensayos pull-out, que es apenas 300 mm, este efecto resulta insignificante, por lo cual puede ser perfectamente aceptable la simplificación en el plano longitudinal (Figura 15).

Razonando los resultados del estudio anterior, para la modelación numérica específica de la probeta SK-1 se puede formular la ecuación de tendencia (Figura 15b) que relaciona la fuerza máxima necesaria a aplicar en la probeta para hacer deslizar el bloque de hormigón sobre la lámina metálica ($F_{máx}$) con respecto a la longitud modelada de la probeta (L_c).

$$F_{máx} = 0.0116Lc \quad [KN, mm],$$

en la cual se aprecia una clara relación lineal existente entre esta fuerza máxima resistente y la longitud del modelo. Dicha longitud tiene que ser, al menos, igual al patrón repetitivo de embuticiones.

6.2. MODELACIÓN DEFINITIVA DEL ENSAYO

Una vez realizados los estudios de calibración matemática y física del fenómeno estudiado (densidad de malla y selección del tipo de elemento finito), se procede a definir la modelación

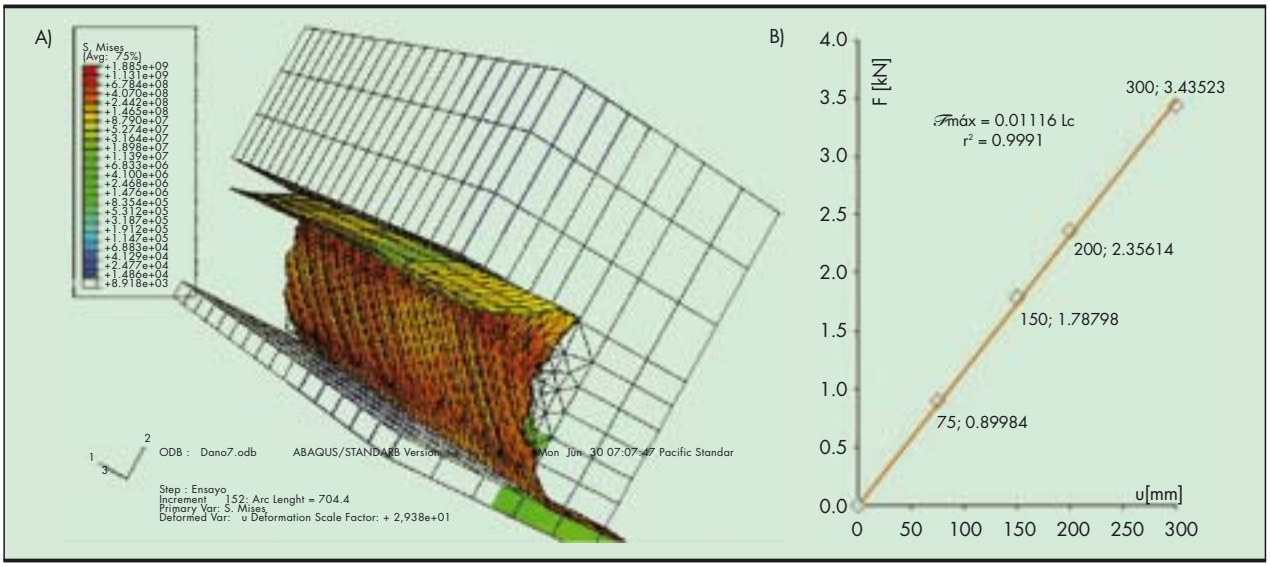


FIGURA 15. Modelo numérico con una simplificación transversal (SK-1). A: Mapa de tensiones. B: Gráfico Fuerza última Vs Longitud de la Probeta.

numérica definitiva del ensayo pull out (Edder, 2003) tomando para cada una de las variables aquellos valores que en combinación dieron mejores resultados en las modelaciones parciales (Figura 2) en concordancia con los datos experimentales (Figura 12 y 13).

La modelación definitiva de la geometría admite simplificaciones por doble simetría transversal y simetría longitudinal, según se representa en la Figura 7. La longitud del tramo longitudinal es equivalente a dos veces la longitud del patrón de embuticiones. Tanto el bloque de hormigón como la lámina metálica se modelan con elementos finitos tridimensionales. Para mallar ambas partes se utilizan elementos C3D4 en las zonas de embuticiones, y elementos C3D8 para el resto de las zonas. En las regiones de mayor concentración de tensiones, que coinciden con las embuticiones, se emplea una densidad de malla s=0.0090m. El acero de la lámina se modela a través de un modelo constitutivo elasto- plástico bilineal, y el hormigón de la losa utilizando un modelo de daño plástico.

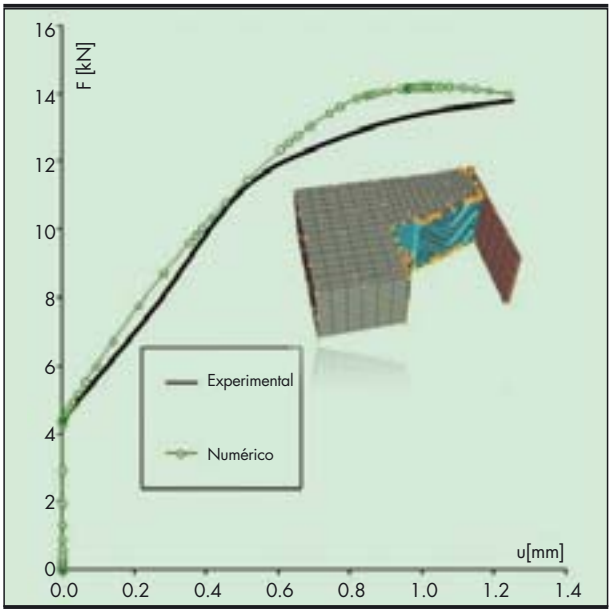


FIGURA 16. Modelación definitiva de ensayo pull out (SK-1).

Tomando en consideración los aspectos anteriores se obtiene la curva de fuerza vs desplazamiento que se construye a partir de los resultados del modelo numérico. Estos resultados están en concordancia con el gráfico equivalente que se construye a partir del estudio experimental (Figura 16), con error absoluto medio respecto a estos ensayos de 4.19.

La validez de la modelación numérica efectuada se pone de manifiesto al realizar el estudio cuantitativo entre los valores de fuerzas de cizallamiento longitudinal obtenidos de la simulación experimental, y los modelos de elementos finitos; así como la similitud cualitativa con relación al mapa de tensiones y deformadas (Figura 16 y 17).

La utilización de un modelo de daño plástico para el hormigón permite caracterizar el desgarramiento que experimenta la losa de hormigón en la sección extrema opuesta al deslizamiento (Figura 17 a y b). La modelación tridimensional de la probeta de ensayo pull- out, sin efectuar simplificaciones para el bloque de hormigón, permite evaluar cuantitativa y cualitativamente efectos locales de la física del deslizamiento entre las superficies de la losa y la lámina metálica colaborante (Figura 17 c y d).

En la primera etapa de la aplicación de la fuerza de tracción, para lograr un primer deslizamiento entre las superficies de la lámina metálica y el bloque de hormigón, resulta necesario vencer las fuerzas de inercia, la adherencia química y la interacción mecánica en su máxima expresión, pues en esos momentos hay un contacto completo lámina- hormigón. En el modelo numérico se manifiesta este fenómeno con una resistencia total al deslizamiento en esa primera etapa (Figura 16).

Una vez vencida la adherencia química inicial, en la zona de contacto lámina- hormigón empiezan a evidenciarse fenómenos de separación local (figura 17d). A partir de ese momento se comienza a reducir paulatinamente la resistencia a la fricción y la interacción mecánica (Figura 17d) entre ambos elementos. Debido al deslizamiento progresivo de las embuticiones de la lámina sobre las embuticiones del hormigón, em-

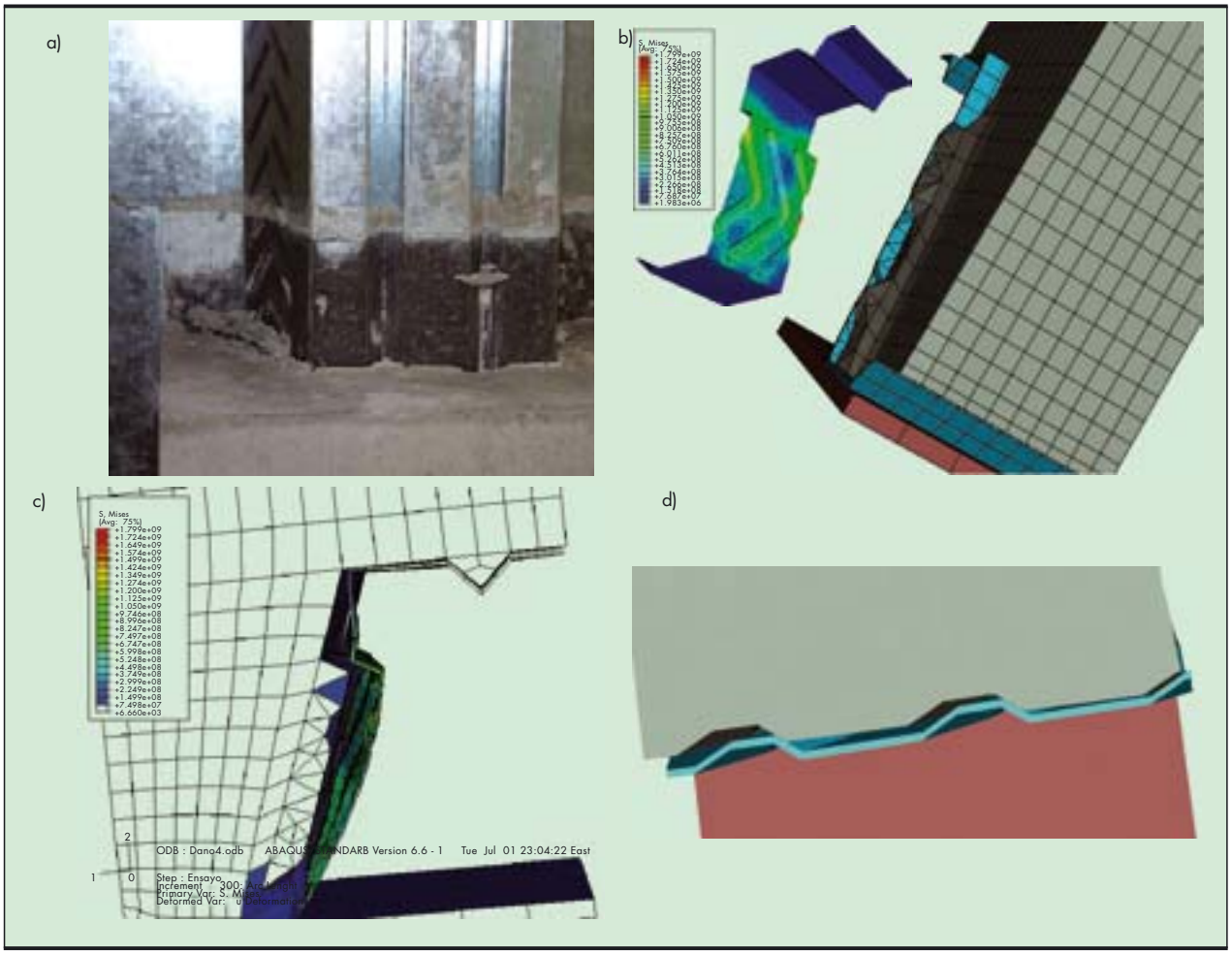


FIGURA 17. Resultados de las modelaciones en contraste con la experimentación.
a) Probeta experimental H110 después de aplicada la tracción.
b) Modelo numérico (Notar falla puntual por compresión local del hormigón en ensayo y modelo numérico).
c) Vista frontal del modelo numérico (Notar deformación de la lámina).
d) Deslizamiento del bloque de hormigón con respecto a la lámina metálica.

piezan a manifestarse flexiones locales en la lámina (Figura 17c). En esta segunda etapa se aprecia un comportamiento de relación Fuerza Vs deslizamiento prácticamente lineal (Figura 16).

En una tercera etapa el hormigón también empieza a ceder debido a la formación de zonas de falla puntual por compresión local del hormigón. Este fenómeno se manifiesta en la zona cercana a las paredes de las embuticiones que se oponen al deslizamiento, y cuyo ancho efectivo de oposición se ve reducido en la medida que decrezca el confinamiento e interacción entre las embuticiones de la lámina metálica y el bloque de hormigón (Figura 17a). En la modelación este efecto se hace apreciable gracias a la utilización de un modelo de daño plástico para simular el hormigón (Figura 17b).

Tanto en la lámina metálica colaborante como en el bloque de hormigón, las tensiones máximas se localizan en las zonas de embuticiones, y principalmente en las paredes opuestas al movimiento y hacia las esquinas (Figura 17b), lo cual es un resultado acorde con los planteamientos de la inmensa mayoría de los investigadores que han incursionado este campo (Abdullah, 2004, Ferrer, 2006, Crisinel et al, 2006, Mistakidis, 2007).

7. CONCLUSIONES

Partiendo de estudios experimentales de ensayos pull out que se ejecutan a probetas de losas compuestas (Figura 1) para determinar la fuerza de cizallamiento longitudinal que es necesario vencer para separar por deslizamiento el bloque de hormigón y la lámina metálica colaborante, se construyen gráficos de fuerza vs desplazamiento (Figura 2) que pueden utilizarse, aplicando una metodología consecuente (Figura 3), para construir modelos numéricos que simulen los ensayos reales (Figura 16 y 17).

- De los elementos finitos que se pueden utilizar para discretizar volúmenes y que se encuentran disponibles en ABAQUS, el que mejor describe el comportamiento del ensayo pull out para cuantificar las fuerzas de cizallamiento longitudinal entre la lámina y el hormigón es el C3D4 para la superficie de contacto y el C3D8 para los volúmenes restantes (Figura 17).
- Tomando en consideración la similitud entre los resultados numéricos y experimentales, se puede concluir que las hipótesis adoptadas en el modelo numérico son acertadas, lo que da la posibilidad de que el fenómeno

físico del problema pueda ser reproducido y, en particular, el deslizamiento longitudinal.

- Tanto para la lámina H110 como para la SK-1 se cumplen los postulados e hipótesis planteados por los principales investigadores acerca del comportamiento físico y tensional de las estructuras compuestas con lámina metálica colaborante
- La introducción de un modelo de daño plástico para el hormigón permite reproducir el comportamiento del bloque de hormigón en contacto con la lámina metálica, así como el posible desgarramiento de este en el extremo posterior al deslizamiento (Figura 17b).
- En las embuticiones de las láminas metálicas, las zonas de tensiones principales se localizan en los extremos de estas, y en las paredes frontales con respecto a la dirección del deslizamiento longitudinal (Figura 17b).
- Se confirma la complementariedad entre la simulación numérica y la experimentación, pues por una parte los ensayos reales permiten calibrar y validar los modelos a partir de sus respuestas físicas y cuantitativas, mientras que la simulación virtual permite visualizar fenómenos tensionales y deformacionales que no pueden ser cuantificados adecuadamente con los métodos experimentales (Figura 17).

8. BIBLIOGRAFÍA

ABDULLAH, R. (2004) Experimental Evaluation and Analytical Modeling of Shear Bond in Composite Slabs. Doctoral Thesis. Virginia Technology Institute. U.S. Tutor: Easterling, W.S.

AGOSTONI, N., BALLIO, G. & POGGI, C. (1994) Statistical Analysis of the Mechanical Properties of Structural Steel. Costruzioni Metalliche**,** 31-39p. Italy.

ASTM E8-00b (2001). Standard Test Methods for Tension Testing of Metallic Materials, West Conshohocken, PA, US.

BONILLA, J. D. (2008) Estudio del comportamiento de conectores tipo perno de estructuras compuestas de hormigón y acero mediante modelación numérica. Tesis Doctoral. Santa Clara, Cuba, UCLV. Tutores: Larrúa, R., Recarey, C.

CRISINEL, M., FERRER, M. & ROSSICH, M. (2006) Influence of Sheet Surface Conditions and Concrete Strength on the Longitudinal Shear Resistance of Composite Slabs. Switzerland.

CSSBI S3-2002 (2003) Criteria for the Design of Composite Slabs. Canadian Sheet Steel Building Institute. Ontario, Canada.

DANIELS, B.J. (1988). Shear Bond Pull Out Tests for Cold Formed Steel Composite Slabs. Rapport d'essais, ICOM-194. EPFL. Lausanne, Switzerland.

EDDER, P. (2003) Essais Pull-Out Interlaboratoires. IN ICOM (Ed.) *ICOM 464.* Lausanne, Switzerland, Laboratoire de la construction métallique (ICOM). EPFL.

EDDER, P., CRISINEL, M. (2003) Nouvelle approche pour le dimensionnement des dalles mixtes. ICOM 472. Lausanne, Switzerland. Laboratoire de la construction métallique (ICOM): 39p.

EN 1994-1-1 (2004). Design of composite steel and concrete structures. General rules and rules for buildings. European Standard. U.E.

FERRER , M. (2006) Estudio numérico y experimental de la interacción entre la chapa de acero y el hormigón para la mejora resistente de las losas. Tesis Doctoral. Barcelona, España, UPC. Tutor: Marimon, F., Roure, F.

FERRER, M., MARIMÓM, F. & CRISINEL, M. (2007) Designing cold-formed steel sheets for composite slabs: An experimentally validated FEM approach to slip failure mechanics. *Elsevier ltd,* 44**,** 11.

FERRER, M., MARIMON, F., ROURE, F. & CRISINEL, M. (2005) Optimised Steel Sheet Profile for Composite Slabs: a design optimisation procedure using 3D non-linear finite elements. *Eurosteel2005. 4th European Conference on Steel and Composite Structures.* Europe, vol. B, sec4.5, Maastricht (NL).

FORNONS, J.M.G., (1982) El método de los elementos finitos en la ingeniería de estructuras. Ed. Universidad Politécnica de Barcelona. España. 284p.

GUEX, F. & EDDER, P. (2002) Mode opératoire pour les essais de cisaillement tóle-béton de type Pull-Out. IN ICOM (Ed.) *ICOM 453.* Lausanne, Switzerland, Laboratoire de la construction métallique (ICOM).

LAANE, A. & EDDER, P. (2002) Pull-Out tests on steel-concrete composite slab small-scale specimen. IN ICOM (Ed.) *ICOM 451.* Lausanne, Switzerland, Laboratoire de la construction métallique (ICOM).

LÓPEZ, M., LARRÚA, R. & RECAREY, C. (2007) Un nuevo sistema de diseño de embuticiones en láminas de acero para maximizar resistencia de losas compuestas. *Revista Ingeniería de Construcción, Vol 22, Nro 3.*

MCCARTHY, C.T., M. A. MCCARTHY, et al. (2005). Experiences with modeling friction in composite bolted joints. Journal of composite materials. Vol 39. 28p., Irlande.

MISTAKIDIS, E.S., DIMITRIADIS, K.G. (2007) Bending resistance of composite slabs made with thin-walled steel sheeting with indentations or embossments. Thin Walled Struct, doi:10/1016/j.tws.2007.08.001., Greece.

NRMC 082:2004 (2004). Cálculo de Losas Compuestas con Láminas de Acero como Encofrado Colaborante Sometidas a Cargas Estáticas. Código de Buenas Prácticas. pp 33. MICONS. Ciudad de La Habana, Cuba.

RECAREY, C. (1999) Modelación del terreno y las estructuras en el dominio del tiempo. Tesis Doctoral. Santa Clara, Cuba, UCLV. Tutor: Quevedo, G.

SHUURMAN, R.G., STARK, J.W.B (2000) Longitudinal Shear Resistance of Composite Slabs. A New Model. Engineering Foundation Conference on Composite Construction in Steel and Concrete IV. Netherland.

SKUBER, P. (2007) Nova Trimo profilirana plocevina Porocilo o testih na malih preizkusancih. Ljubljana, Slovenija, Universa v Ljubljana.

SKUBER, P., BEG, D. & RUGELJ, T. (2008) Nova profilirana plocevina za sovprezne stropove. Ljubljana, Slovenija, Univerza v Ljubljana.

VELJKOVIC, M. (1998) Influence of Load Arrangement on Composite Slab Behaviour and Recommendations for Design. Journal of Constructional Steel Research 45(2): 149-178, Netherland.

WIDJAJA, B.R. (1997) Analysis and Design of Steel Deck-Concrete Composite Slabs. Doctoral Thesis. Virginia Technology Institute. EE.UU.

ZIENKIEWICZ, O. C. & TAYLOR, R. L. (2004) El método de los Elementos Finitos, Barcelona, España, CIMNE.

CEDEX

Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas

DIRECCIÓN Director: **Mariano Navas Gutiérrez**	Calle de Alfonso XII, 3 28014 MADRID • Telf.: 913 357 500 • Télex: 45022 CEDEX E • Fax: 915 280 354
SECRETARÍA Secretario: **Manuel Echeverría Martínez**	
RELACIONES EXTERNAS Y ACTIVIDADES COMERCIALES Jefe: **Miguel González Portal**	
— GABINETE DE FORMACIÓN Y DOCUMENTACIÓN Jefa de área: **Isabel Vilches Dueñas**	Telf.: 913 357 200 • Fax: 913 357 249
CENTRO DE ESTUDIOS DE PUERTOS Y COSTAS Director: **José María Grassa Garrido**	Calle Antonio López, 81 • 28026 MADRID Telf.: 913 357 700 • Fax: 913 357 622
CENTRO DE ESTUDIOS HIDROGRÁFICOS Director: **Juan Manuel Ruiz García**	Paseo Bajo de la Vírgen del Puerto, 3 • 28005 MADRID Telf.: 913 357 900 • Fax: 913 357 922
CENTRO DE ESTUDIOS DEL TRANSPORTE Director: **Antonio Sánchez Trujillano**	Autovía de Colmenar Viejo, km 18,2 28049 El Goloso (MADRID) Telf.: 913 357 800 • Fax: 913 357 822
CENTRO DE ESTUDIOS DE TÉCNICAS APLICADAS Director: **Alberto Compte Anguela**	Calle de Alfonso XII, 3 • 28014 MADRID Telf.: 913 357 200 • Fax: 913 357 249
LABORATORIO CENTRAL DE ESTRUCTURAS Y MATERIALES Director: **Rafael Astudillo Pastor**	Calle de Alfonso XII, 3 • 28014 MADRID Telf.: 913 357 400 • Fax: 913 357 422
LABORATORIO DE GEOTECNIA Director: **Fernando Pardo de Santayana Carrillo**	Calle de Alfonso XII, 3 • 28014 MADRID Telf.: 913 357 300 • Fax: 913 357 322
LABORATORIO DE INTEROPERABILIDAD FERROVIARIA Director: **Jaime Tamarit Rodríguez**	Calle Julián Camarillo, 30 • 28037 MADRID Telf.: 913 357 150 • Fax: 913 357 197
CENTRO DE ESTUDIOS HISTÓRICOS DE OBRAS PÚBLICAS Y URBANISMO (CEHOPU) Jefa de área: **Amparo Precioso de Murga**	Calle de Zurbano, 7 • 28010 MADRID Telf.: 913 489 800 • Fax: 913 489 816

Ingeniería Civil

Boletín de suscripción

Email: ingcivil@cedex.es Teléfono: 91 335 72 69

España un año: **49 €** Extranjero un año: **81,12 €**

☐ Empresa N.I.F. ..... ☐ Particular N.I.F. .....

Nombre ..... Cargo .....

Dirección .....

..... Código Postal .....

Población ..... Provincia .....

Teléfono ..... Fax ..... E-mail .....

Formas de Pago

(Elíjase solamente una opción)

☐ Domiciliación bancaria (Solamente para cuentas bancarias en España)

Muy Sres. míos:

Ruego que, con cargo a mi cuenta y hasta nuevo aviso, atiendan el pago de los recibos correspondientes a mi suscripción que les presentará al cobro la REVISTA INGENIERIA, editada por el Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas CEDEX.

Les saluda atentamente

Entidad bancaria .....

Domicilio entidad .....

C.P. ..... Localidad ..... Provincia .....

Entidad	Oficina	D.C.	Núm. de cuenta

☐ Transferencia a favor del Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas CEDEX

Cuenta del CEDEX (desde España): **0182 - 2370 - 45 - 0200200574**

Cuenta del CEDEX (desde el extranjero): IBAN: **ES6501822370450200200574**

SWIFT: **BBVAESMM**

☐ Cheque nominativo a favor del Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas CEDEX

Fecha ..... Firma

El Titular, Fdo. .....

Enviar a:

Revista **Ingeniería Civil** (PUBLICACIONES)

Centro de Estudios de Técnicas Aplicadas del CEDEX • c/ Alfonso XII, 3 • 28014 Madrid

desde nuestra página web

www.cedex.es

CARRETERAS, FERROCARRILES, PRESAS, PUERTOS, AEROPUERTOS, OBRA INDUSTRIAL, HOSPITALES, CENTROS COMERCIALES, MUSEOS, VIVIENDAS, HOTELES, UNIVERSIDADES...

Hacemos GRANDES hasta los SUEÑOS más pequeños...

... porque en Ferrovial Agromán,
ponemos en tus manos
a los profesionales más cualificados del sector,
las más avanzadas tecnologías y más de 80 años
de experiencia en servicio y atención al cliente,
lo que nos ha dado reconocido prestigio
como empresa líder a nivel nacional e internacional.

Nosotros creemos en cada uno de nuestros clientes,
creemos en **ese sueño** y lo convertimos
en el más importante, dándole el respaldo
y la **seguridad** de hacerlo realidad.

ferrovial
agroman