

El ensayo de compresión puntual de Franklin

MANUEL ROMANA RUIZ (*)

RESUMEN El ensayo de compresión puntual ("point load test") fue propuesto por FRANKLIN como un método para ensayar indirectamente la resistencia a tracción de las rocas.

Se trata de una variante simplificada del ensayo brasileño que puede realizarse fácilmente a pie de sondeo por lo que numerosos autores lo recomiendan como muy adecuado para caracterizar y clasificar las rocas. Sin embargo en la práctica se tropieza con el inconveniente de que la correlación entre el resultado del ensayo y la resistencia a compresión simple que fue propuesta por FRANKLIN no se cumple siempre.

Esta comunicación resume las últimas recomendaciones para la ejecución e interpretación del ensayo y discute las correlaciones entre el resultado del ensayo y la resistencia a compresión simple, para diversos tipos de roca.

THE POINT LOAD TEST BY FRANKLIN

ABSTRACT The point load test was proposed by FRANKLIN as a method of indirectly testing the tensile strength of rocks.

This test is a simplified version of the Brazilian test which can be easily carried out in the field, and is thus recommended by numerous authors as most appropriate for characterizing and classifying rocks. Nevertheless, in practice, a drawback is to be found; namely, that the correlation between the result of the test and the simple compressive strength proposed by FRANKLIN is not always fulfilled.

This work summarizes the latest recommendations for the execution and interpretation of the test and discusses the correlations between the result of the test and the simple compressive strength, for diverse types of rock.

Palabras clave: Compresión; Tracción; Franklin; Registro; Sondeos.

1. INTRODUCCIÓN

El ensayo de compresión puntual (más conocido por su nombre inglés: "point load", o también como ensayo FRANKLIN) resulta extremadamente fácil de realizar en cualquier laboratorio por sencillo que sea o en obra y no requiere ninguna preparación de la probeta. Tradicionalmente se ha utilizado para completar "in situ" el registro de sondeos. Su resultado es un índice de la resistencia de los elementos más compactos de la matriz rocosa. Por lo tanto se trata de una herramienta que puede utilizarse con provecho para el control de pedraplenes y escolleras.

El ensayo se conoce con el nombre de FRANKLIN porque él fue quien normalizó el aparato de ensayo con las características que aún mantiene. Pero la primera referencia escrita fue la de REICHMUTH (1968) que definió el ensayo por completo para probetas de distinta forma y tamaño. BROCH y FRANKLIN (1972) propusieron la fórmula actual para calcular el índice de compresión puntual I_s . La Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas normalizó el ensayo (ISRM 1985 y antes 1972). La referencia más completa y reciente es la de BROOK (1993), que será la que seguiremos para la exposición de los métodos operativos.

2. CRITERIOS DE ACEPTACIÓN DEL MATERIAL

2.1. APARATO

La compresión puntual es aplicada mediante dos puntas cónicas (con un ángulo de cono de 60°) de acero, rematadas con unas semiesferas de 5 mm de radio. La carga se aplica mediante un gato de aceite accionando a mano y se miden tanto la fuerza que produce la rotura de la probeta como la distancia entre las puntas. El aparato es simple y portátil aunque un poco pesado.

2.2. TIPO DE PROBETA

El ensayo puede realizarse sobre varios tipos de probeta. La más corriente es la probeta cilíndrica a la que se aplican las cargas diametralmente. Este método se puede usar con facilidad con los testigos de sondeos y es el que está más normalizado. El ensayo puede también hacerse cargando axialmente una probeta cilíndrica de caras paralelas o incluso probetas de forma irregular. En la figura nº 1 se presentan los diferentes tipos de probeta y las proporciones y dimensiones más convenientes.

Puesto que los testigos de sondeos (y las probetas para ensayos) más frecuentes son los que corresponden al calibre NX, las probetas tendrán diámetros del orden de 50 a 55 mm. El diámetro normalizado es de 50 mm.

Para que el ensayo sea válido se requiere que las cargas se apliquen de la forma más centrada posible y en puntos opuestos diametralmente (de forma que la resultante pase

(*) Universidad Politécnica de Valencia, Ingenieros.

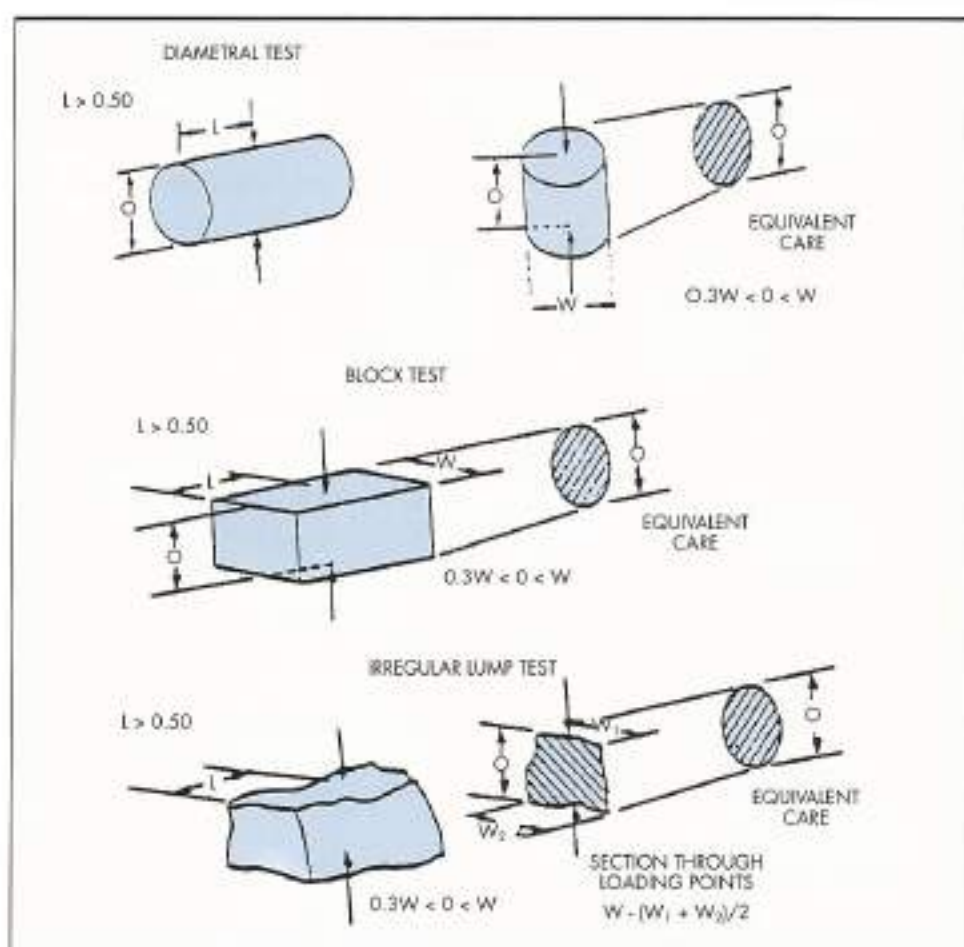


FIGURA 1. Tipos de muestras para el ensayo de compresión puntual con las limitaciones recomendables de tamaño (ISMR, 1985).

por el centro de gravedad). Además la rotura debe producirse precisamente de forma que la fractura, o fracturas, pasen por las puntas de carga. En la figura 2 se presentan los tipos de rotura válidos y en la figura 3 dos tipos de rotura que invalidan el ensayo. Es conveniente que la probeta se cargue según una de sus dimensiones menores.

Si la roca es anisótropa la forma y los resultados del ensayo dependen de la dirección de carga. Puede definirse un índice de anisotropía como el cociente entre el índice de compresión máximo (obtenido perpendicularmente a los planos de más debilidad) y el mínimo (obtenido paralelamente a dichos planos).

2.3. DEFINICIÓN DEL ÍNDICE DE COMPRESIÓN PUNTUAL

El índice de compresión puntual, I_p , tiene las dimensiones de una tensión y se calcula, para probetas cilíndricas rotas diametralmente, dividiendo la fuerza de rotura por el cuadrado del diámetro

$$I_p = P/D^2$$

P fuerza de rotura

D diámetro de la probeta

Para probetas no cilíndricas se mide el área mínima en un plano que pase por los puntos de carga y se calcula el diámetro equivalente, D_e , de un círculo de igual área.

$$I_p = P/D_e^2$$

Puesto que la rotura es frágil, y a tracción, los resultados muestran una gran variabilidad. En laboratorio se suelen requerir 10 muestras de las que se eliminan los dos valores más altos y los dos más bajos para obtener después el valor medio. Pero en la práctica rara vez pueden hacerse tantos ensayos en probetas homogéneas.

2.4. CORRECCIÓN DE TAMAÑO

El ensayo está normalizado para probetas cilíndricas de $D = 50$ mm. Cuando se ensayan testigos de sondeos NX ($D = 54$ mm) no es necesario hacer corrección alguna. Pero si el diámetro (o diámetro equivalente) difieren apreciablemente de 50 mm se aplica un factor de corrección F

$$I_{p50} = F I_p = F \frac{P}{D^2}$$

$$F = (D/50)^{0.65}$$

siendo D el diámetro en mm de la probeta ensayada.

El uso del factor F no da siempre resultados precisos por lo que se recomienda que, en casos importantes, y cuando se dispone de probetas de varios tamaños, se determine un factor de corrección dibujando en un diagrama logarítmico doble la curva que relaciona $\log P$ con $\log D^2$, que debe ser una línea recta. Con esa curva puede interpolarse o extrapolarse el valor de I_{p50} para cualquier dimensión de la probeta.

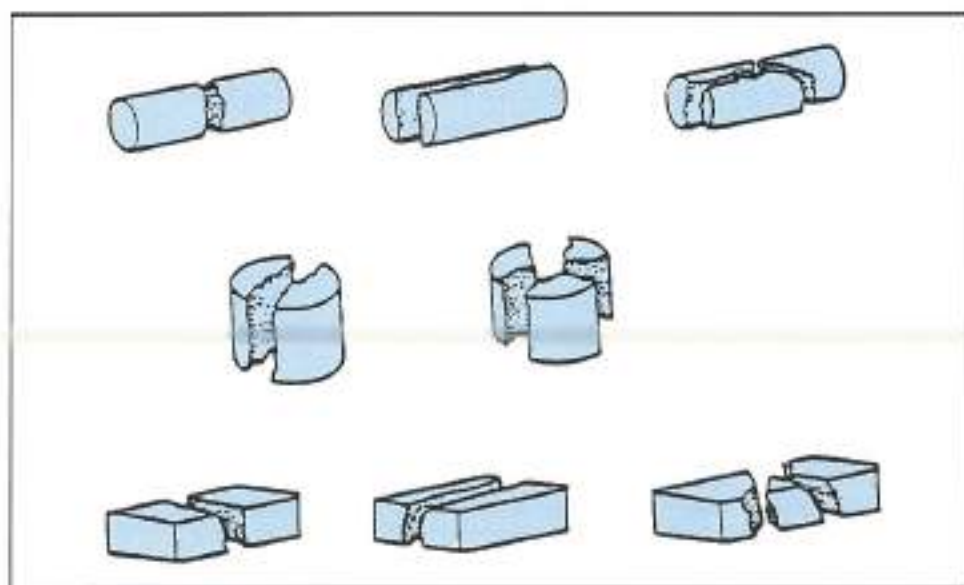


FIGURA 2. Roturas típicas válidas (ISRM, 1985).

QUINTA FERREIRO Y MACHADO (1993) han demostrado experimentalmente la necesidad de realizar esta corrección de tamaño ensayando probetas de caliza con diámetros equivalentes de hasta 150 mm.

3. CORRELACIÓN ENTRE ÍNDICE DE COMPRESIÓN Y RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE

Con frecuencia se cita la correlación

$$C_p = 24 I_{30} \text{ (BIENIAWSKI, 1974)}$$

entre la resistencia a compresión simple y el índice de compresión puntual o también

$$C_p = 22 I_{30} \text{ (BROOK, 1985)}$$

Sin embargo no existe base teórica, ni experimental, para garantizar su exactitud. FRANKLIN y DUSSEALT (1989) afirman que la constante varía normalmente entre 20 y 25 pero en casos excepcionales puede variar entre 15 y 50. GOODMAN (1989) dice que para rocas débiles las expresiones citadas pueden ser "groseramente erróneas".

BIENIAWSKI utiliza en todas las versiones de su clasificación geomecánica la correlación

$$C_p = 25 I_{30}$$

y por lo tanto pueden producirse errores al clasificar, errores que sólo pueden evitarse utilizando las resistencias a compresión simple y no el índice de compresión puntual.

El concepto de que existe una relación constante entre las resistencias a compresión simple y a tracción simple de una roca procede de la teoría de GRIFFITH (1924) de la rotura frágil de un sólido. La curva de resistencia intrínseca estaría definida por la ecuación

$$(S_1 - S_3)^2 = 8 T_0 (S_1 + S_3)$$

donde la notación es

S_1 tensión principal mayor

S_3 tensión principal menor

T_0 resistencia a tracción simple

C_0 resistencia a compresión simple

En compresión simple:

$$C_0^2 = 8 T_0 C_0 \quad C_0 / T_0 = 8$$

O si se utiliza la extensión del criterio de GRIFFITH a tres dimensiones (MURRELL, 1964)

$$C_0^2 = 12 T_0 C_0 \quad C_0 / T_0 = 12$$

Si se utiliza el criterio de HOEK-BROWN (1980):

$$S_1 = S_3 + (m C_0 S_3 + s C_0^2)^{1/2}$$

(supuesto válido para la zona de tracciones, lo que nunca ha sido explícitamente afirmado por sus autores) puede demostrarse fácilmente que a efectos prácticos:



FIGURA 3. Roturas típicas no válidas (ISRM, 1985).

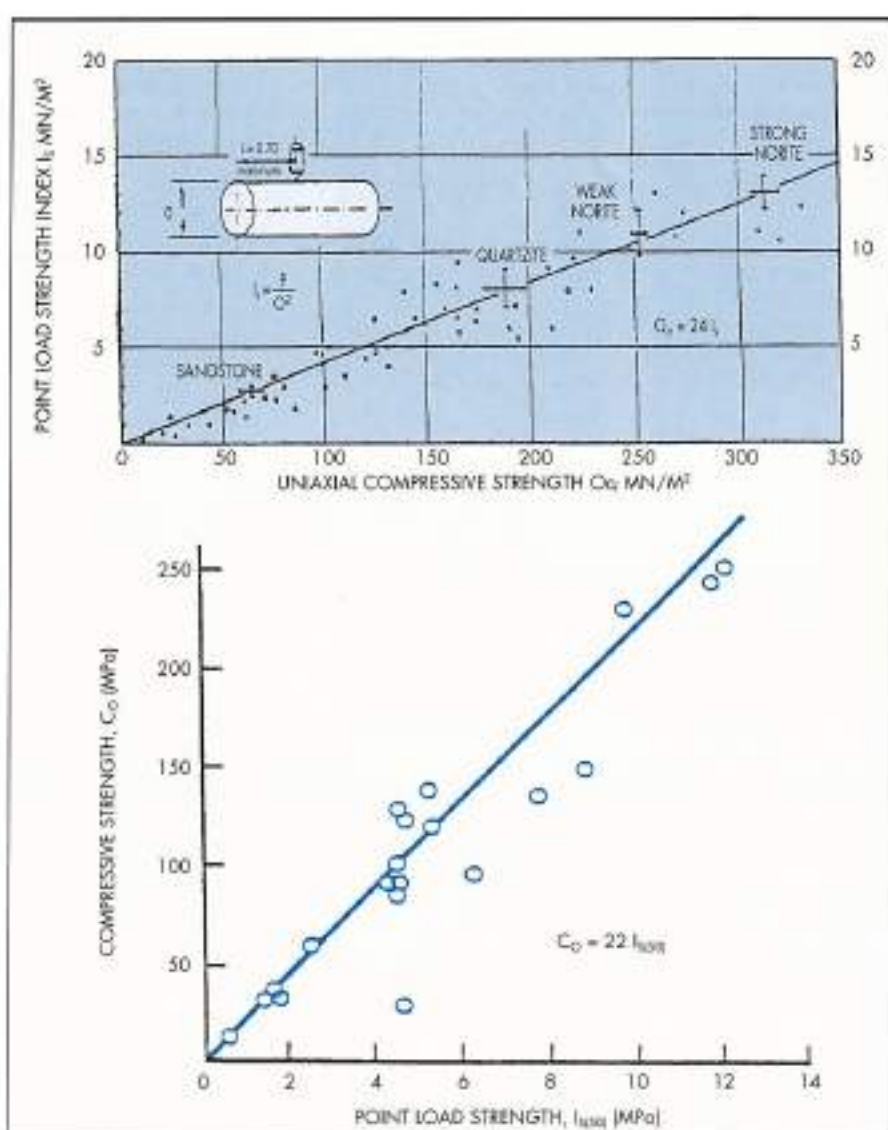


FIGURA 4. Correlaciones propuestas entre la resistencia a compresión simple y el índice de compresión puntual. (Arriba BIENIAWSKI, 1974. Abajo BROOK, 1985).

$$C_0/T_0 = m/s$$

lo que supone un campo de variación extremadamente grande para esta relación (7 a 25 para roca intacta, RMR = 100; 175 a 625 para roca media, RMR = 55). Como se sabe m es un parámetro que crece de las rocas carbonatadas a las lutíticas, arenosas, ígneas de grano fino e ígneas de grano grueso, mientras que s depende del grado de meteorización de la masa rocosa. Para roca intacta $s = 1$.

Por lo tanto del criterio de HOEK-BROWN se deduce que no existe una relación intrínseca entre las resistencias a compresión simple y a tracción simple, que sea independiente del tipo de roca ensayada.

GOODMAN (1989) presenta una serie de datos experimentales para rocas intactas (recogidas de diversas fuentes) según las cuales la relación C_0/T_0 vale:

Rocas ígneas	10-25
Rocas arenosas	30-60
Rocas arcillosas	40-160
Rocas carbonatadas	20-60

lo que contradice el criterio de HOEK-BROWN (para el caso de roca intacta).

En el LNEC se utiliza sistemáticamente el ensayo de compresión puntual para la caracterización de rocas y ya se han publicado dos correlaciones. QUINTA FERREIRA Y GERARDO MACHADO (1993) ensayaron calizas micríticas y dolomíticas con porosidades entre 0,7 y 2,5 % obteniendo la correlación:

$$C_0 = 18 I_s$$

con una variación del coeficiente entre 11 y 24.

DELGADO RODRIGUES Y JEREMIAS (1989) ensayaron grauwackas con una variación del coeficiente entre 13 y 24.

ROMANA (1994a) ensayó conglomerados y areniscas marinas cuaternarias con cemento calizo, porosidades entre el 11 y el 25% y resistencias a compresión simple entre 15,6 y 20,3 MPa obteniendo la correlación

$$C_0 = 8 I_s$$

con una variación del coeficiente entre 6,5 y 9,2.

En Sestao se ensayaron calcarenitas y margocalizas (ROMANA, 1994 b) con porosidades muy variables (desde el 4 al 32%) y resistencias a compresión simple entre 20 y 78 MPa obteniendo la correlación

$$Co = 21 Is$$

con una variación del coeficiente entre 15 y 32.

En el tramo Villavieja-Río Mente de la Autovía de las Rías bajas se ensayaron dos tipos de materiales: granitos y esquistos (ROMANA, 1994 c).

Los granitos tenían porosidades entre 0,9 y el 6% (valor medio 2,3%) y resistencias a compresión simple entre 27 y 99 MPa. Se obtuvo la correlación

$$Co = 22,5 Is$$

con una variación del coeficiente entre 19 y 23.

Los esquistos (de la serie de esquistos verdes) tenían porosidades entre 4 y 12% (valor medio 9%) y resistencias a compresión simple entre 5 y 14 MPa.

Se obtuvo la correlación

$$Co = 14,5 Is$$

con una variación del coeficiente entre 10 y 35.

CEA et al (1994) ensayaron una caliza cretácica levantina con una porosidad media del 3,3 %, y una resistencia a compresión simple del orden de 25 MPa, obteniendo la correlación

$$Co = 5,6 Is$$

Todos estos casos demuestran que es cierta la afirmación de GOODMAN, antes citada. La razón entre resistencia a compresión simple y el índice de compresión puntual vale 22-24 para rocas compactas pero es menor para rocas sedimentarias y metamórficas, y depende seguramente del grado y tipo de cementación.

Esto podría haber sido deducido directamente de los datos de BIENIAWSKI (1974) examinando la parte baja de su diagrama (Fig. 4)¹. En cada caso es preciso determinar el valor del coeficiente y si esto no puede hacerse podría adoptarse la siguiente tabla (que no pretende ser exhaustiva).

VALORES ESTIMATIVOS DEL COEFICIENTE A APLICAR EN EL ENSAYO DE COMPRESIÓN PUNTUAL

Tipo de roca	Resistencia	Co/Is ¹
Ignea, compacta	Medio-alta	20-25
Metamórfica foliada	Medio-alta	16-22
Metamórfica foliada	Baja	12-16
Calcareo bien cementado	Medio-alta	18-24
Sedimentaria bien cementada	Baja	10-15
Sedimentaria mal cementada	Baja	6-10

¹ En efecto la mayoría de los puntos corresponden a rocas con resistencias a compresión simple muy altas, del orden de 100 MPa y/o superiores. Si se tienen en cuenta sólo los puntos correspondientes a rocas con resistencia a compresión simple inferior a 100 MPa (que son con mucho las más frecuentes) la correlación sería distinta, con un coeficiente bastante menor de 24.

Dado el carácter provisional y tentativo de esta tabla el autor agradecerá cualquier información que pueda completarla, tanto si la confirma como si la deniega.

4. BIBLIOGRAFÍA

- BIENIAWSKI, Z.T. (1974) "Estimating the strength of rock materials". J. S. Afr. Inst. Min. Metall., 74, 312-20.
- BROCH y FRANKLIN J.A. (1972). "The point-load test". Int. J. Rock Mech. Min. Sci. 9 Pp 669-697.
- BROOK N. (1985). "The equivalent core diameter method of size and shape correction in point load testing". Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. 22, Pp 61-70.
- BROOK N. (1993) "The Measurement and Estimation of Basic Rock Strength". En "Comprehensive Rock Engineering" (Editor J.A. Hudson). Ed. Pergamon. Pp 47-53.
- CEA J.C., OLALLA C. y UTRILLAS J.L. (1994) "Influencia de la granulometría y el tamaño máximo en la resistencia al corte de escolleras". III Simp. Nac. de Geotecnia Vial. Vigo. Pp 165-172.
- DELGADO RODRIGUES J. y JEREMIAS F.T. (1989). "Contribuição para o estudo das rochas gruvacoides" (en português) LNEC, Lisboa.
- FRANKLIN J.A. y DUSSEALT M.B. (1989). "Rock Engineering". Ed. McGraw-Hill. Pp 38-41.
- GRIFFITH, A. A. (1924) "The phenomenon of rupture and flaws in solids", Phil. Trans. Roy. Soc. London, A221, Pp 163-198.
- GOODMAN R.E. (1989) "Rock Mechanics" Ed. Wiley. Pp 36-37 y 61-62.
- ISRM (1985) "Suggested method for determining point load strength". Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. 22, Pp 51-62.
- MURRELL, S.A. (1963) "A criterion for the brittle fracture of rocks and concrete under triaxial stress and the effect of pore pressure on the criterion", Proc. 5th Symp. Rock Mech., University of Minnesota, Pergamon Press, New York, Pp 563-577.
- QUINTA FERREIRA M.O. y GERARDO MACHADO A.P. (1993) "Assessing limestone strength with the point load test" Proc. 2nd Int workshop on Scale Effects in Rock Masses, Lisboa (Editor A. PINTO DA CUNHA). Ed. Balkema. Pp 257-264.
- REICHMUTH D.R. (1968) "Point-load testing of brittle materials to determine tensile strength and relative brittleness". In Proc. 9th US Symp. Rock Mech., University of Colorado. Pp 134-159.
- ROMANA M. (1994 a) "Informe sobre rocas areniscas marinas en el Puerto de Valencia". P.A.V. / INGEOTEC. No publicado.
- ROMANA M. (1994 b) "Proyecto del tramo de Sestao de la línea II del Metro de Bilbao". IMEBISA / INGEOTEC - FULCRUM. No publicado.
- ROMANA M. (1994 c) "Informe geotécnico para el tramo Villavieja-Río Mente de la Autovía de las Rías Bajas". MOPTMA / INGEOTEC-CHISA. No publicado.

Drayfil®



PORT AVENTURA (TARRAGONA). 1994. 82.000 m² impermeabilizados con DRAYFIL.

Marca la diferencia para culminar cualquier obra bien hecha.

Drayfil® EDIFICIOS

Drayfil® EMBALSES

Drayfil® AGUA POTABLE

Drayfil® TÚNELES

Drayfil® PISCINAS

AISCONDEL LAMINADOS, S.A. es pionera en España en la investigación y desarrollo de las láminas impermeabilizantes de PVC para todo tipo de instalaciones, en la construcción, obras públicas, embalses y agricultura.

Esta larga experiencia, unida a los constantes avances tecnológicos, la sitúa en la primera línea del sector.

Todas las láminas impermeabilizantes de PVC-P fabricadas por AISCONDEL LAMINADOS, S.A. bajo la marca DRAYFIL, poseen la certificación AENOR.



MIEMBRO DE LA
FUNDACIÓN ESPAÑOLA
DE LOS PLÁSTICOS
PARA LA PROTECCIÓN
DEL MEDIO AMBIENTE



AISCONDEL
LAMINADOS, S.A.



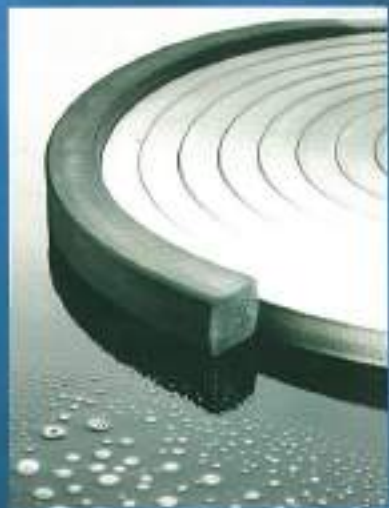
ADEKA ULTRA SEAL SELLADO ESTANCO Y PERMANENTE

ADEKA ULTRA SEAL es un material de sellado a base de caucho natural que se expande al entrar en contacto con el agua. Se utiliza para el sellado duradero de juntas frente a la entrada o salida de agua.

Aplicaciones típicas:
Edificación, Obra Civil, Obras de Ingeniería.

Los perfiles especialmente diseñados para juntas de trabajo, juntas de dilatación, juntas de entrega, paso de tuberías, reparaciones, etc., brindan la solución idónea para cada aplicación.

ADEKA ULTRA SEAL se presenta tanto en forma de perfiles como en forma de masilla o líquido.



BETOR®
PRODUCTOS QUIMICOS
PARA LA CONSTRUCCION

Basters, 13-15 · 08184 PALAU
DE PLEGAMANS (BCN)
Tel. (93) 864 86 04 · Fax (93) 864 84 63



ITEC CONSULT GmbH & Co. KG

Garmischer Strasse 35
D-81377 Munich

Tel.: (089) 7 43 61-0
Fax: (089) 7 43 61-292