

Análisis del comportamiento de tubos de fibrocemento sometidos a presión interior y cargas externas (*)

Por JOSE FERRER POLO

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

y M. BENET GRANELL

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Se expone la evolución histórica del campo de aplicación de las tuberías de fibrocemento, y cómo ello ha condicionado la metodología habitual de dimensionamiento de tales tubos.

En función de las características exigidas al material en la normativa vigente, se formula un modelo de comportamiento del mismo que permita explicar su comportamiento en rotura.

Tras analizar la normativa vigente para el cálculo de tubos de amianto-cemento sometidos a presión interior y cargas externas, y destacar sus aspectos más discutibles, se propone un modelo de rotura, basado en el modelo de comportamiento anterior, comprobando su mejor adecuación a los datos experimentales. Se analiza, en base a este modelo, el comportamiento de los tubos frente a esfuerzos permanentes y a efectos de fatiga. Los resultados obtenidos se comparan con los que resultan de la aplicación de la normativa vigente. Finalmente, se detallan diversas recomendaciones para el dimensionamiento.

INTRODUCCION

Las tuberías de fibrocemento gozan de una dilatada tradición en España donde vienen siendo ampliamente utilizadas desde hace más de sesenta años.

El transcurso del tiempo ha marcado una evolución en los usos de estas tuberías. Inicialmente su aplicación residía básicamente en las obras de abastecimiento de aguas, y se restringía a diámetros reducidos. De hecho, hasta fechas relativamente recientes, los diámetros en stock no llegaban nada más que hasta 300 mm. El progresivo desarrollo de las obras de abastecimiento impulsó la utilización de grandes diámetros, para conducciones y arterias principales, enterradas a mayores profundidades. Paralelamente, las cada vez más estrictas exigencias de ca-

lidad en las obras de saneamiento han introducido también este material para la construcción de redes de alcantarillado, sin presión interior, pero con mayores diámetros y profundidades.

El uso inicial de estas tuberías era en conducciones a presión y de diámetros pequeños, que se dimensionaban comprobando exclusivamente su resistencia a presión interior. El magnífico comportamiento de este material en conducciones de este tipo inspiró gran confianza en su uso a los proyectistas, quedando consagrada la comprobación a presión interior como la única necesaria, máxime teniendo en cuenta lo elevado de los coeficientes de seguridad impuestos.

El uso reciente de grandes diámetros y mayores profundidades de recubrimiento, tanto en conducciones sin presión, como en conducciones forzadas y, en ocasiones, impulsadas por bombeo, ha dado lugar a una serie de problemas que evidencian la insuficiencia de los apa-

(*) Se admiten comentarios sobre el presente artículo, que podrán remitirse a la Redacción de esta Revista hasta el 30 de junio de 1985.

rentemente altos coeficientes de seguridad que se adoptan.

Los más sencillos de estos problemas son los que se traducen en una rotura explicable por una relación inmediata de causa a efecto. Es el caso de las roturas consecuencia del paso de cargas pesadas sobre el terreno, o de golpes de ariete extraordinarios, por ejemplo. En estos casos, el proyectista puede justificar una causa de esa rotura.

Más espinosos son los problemas consistentes en roturas sin causa directa aparente, en que la tubería resiste satisfactoriamente durante un tiempo más o menos largo para, de repente y sin cambio alguno en las condiciones de trabajo, romperse.

La existencia de estos problemas ha llevado al establecimiento de mejores criterios de dimensionado, en publicaciones y normas, desde hace algo más de diez años (2), (3), (5), (7), (8) y han suscitado un mayor interés por conocer las características del comportamiento de este material.

COMPORTAMIENTO RESISTENTE DEL FIBROCEMENTO

El Pliego de prescripciones técnicas generales para tuberías de abastecimientos de agua exige que el material supere las siguientes tensiones de rotura:

- Por presión hidráulica interior:
 $\sigma_t = 200 \text{ Kg/cm}^2$.
- Por flexión transversal:
 $\sigma_e = 450 \text{ Kg/cm}^2$.
- Por flexión longitudinal:
 $\sigma_f = 250 \text{ Kg/cm}^2$.

De la simple observación de los dos primeros valores parece surgir una contradicción, por cuanto que si trabajando a flexión transversal el material resiste tensiones de 450 Kg/cm^2 , no parece justificado que a tracción pura sólo resista 200 Kg/cm^2 .

La explicación reside en que el comportamiento del fibrocemento difiere según trabaje a tracción o a compresión. Ensayos a compresión, realizados sobre probetas de $4 \times 4 \times 4 \text{ cm.}$, talladas de tubos de fibrocemento (1), dan como resultado cargas de rotura del orden de los 1.000 Kg/cm^2 , y aún mayores. Cifras de resistencia a tracción pura (o lo que es lo mismo, a presión interior), se encuentran en (1) y (2) ó (3), con valores cuya media se sitúa en torno a 226 Kg/cm^2 .

La rotura a flexión transversal se produce previa plastificación en la zona sometida a tracción; según el esquema que se expone en la figura 1-B, mientras que el calculado de la tensión σ_e , a partir del ensayo de flexión transversal, se realiza aplicando la fórmula:

$$\sigma_e = \frac{6 M_e}{e^2} \tag{1}$$

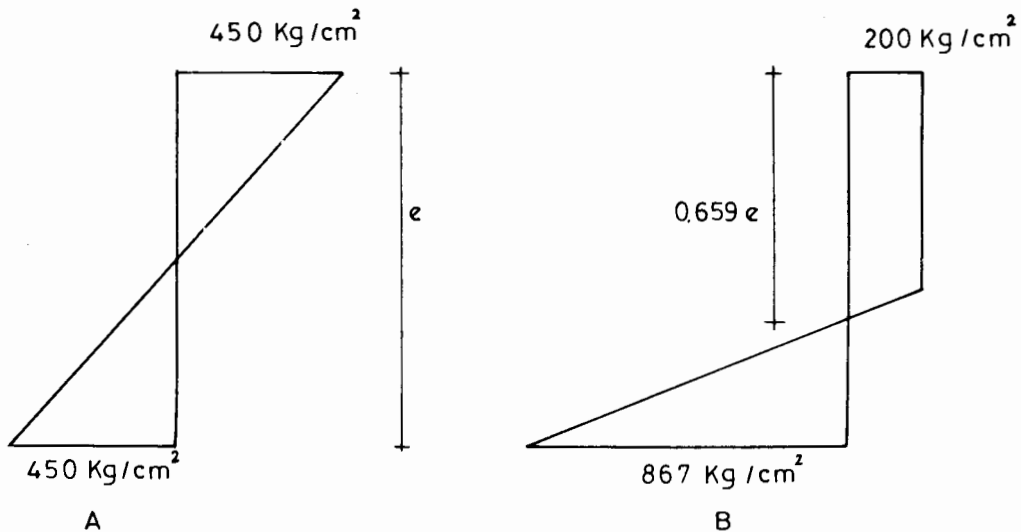


Figura 1. — Estado tensional en rotura para el ensayo de flexión transversal.

- A. Situación en la hipótesis de comportamiento elástico.
- B. Situación en la hipótesis de plastificación en tracción.

que corresponde a la distribución de tensiones en régimen elástico, según el esquema de la figura 1-A.

A esta disparidad entre resistencias a tracción y a compresión cabe atribuir que este material, que resulta muy adecuado para trabajar a tracción (esto es: sometiendo los tubos únicamente a presión interior, en cuyo caso la capacidad resistente se aprovecha al máximo), no lo sea tanto para trabajar a flexión, o a flexión y tracción combinadas (esto es: sometiendo los tubos a carga de aplastamiento y, en su caso, además, a presión interior), en que para aprovechar la capacidad de resistencia a compresión es necesario que plastifique la zona traccionada de la sección. Es más, ni siquiera podrá normalmente llegar a movilizarse toda la resistencia a compresión del material, por cuanto que antes se habrá producido la rotura por exceso de deformación en la zona traccionada; véase, por ejemplo, cómo la compresión máxima en la figura 1-B dista todavía bastante de los valores citados anteriormente.

NORMATIVA Y METODOLOGIAS EN USO

Ciñéndonos al caso de tuberías sometidas a carga exterior y presión interior, la norma más reciente de aplicación en España es la UNE 88-211, «Criterios para la elección de los tubos de amianto-cemento a utilizar en conducciones con o sin presión, sometidas a cargas externas», de octubre de 1981, que concuerda con la norma ISO 2785, de 1974.

En este mismo sentido cabe citar la metodología propuesta en la Monografía número 358 del I.E.T.C.C., de septiembre de 1979, «De la reducción del coeficiente de ignorancia en el comportamiento de las tuberías en obra», y el artículo de igual título publicado en la «Revista de Obras Públicas», en octubre de 1978.

La metodología propuesta en todas estas publicaciones se basa en la adopción de una relación entre presión y carga de rotura conjunta, y presión de rotura y carga de aplastamiento obtenidas en ensayos independientes, y en la definición de unos coeficientes de seguridad frente a la rotura por presión interior y por carga externa.

Como relación entre presión y carga de rotura conjunta, y presión de rotura y carga de aplastamiento, las normas y publicaciones citadas adoptan la de W. J. Schlick (4), que fue establecida empíricamente, en 1940, para tuberías de fundición. Dicha relación es:

$$\frac{W}{K W_r} = \sqrt{1 - \frac{P}{P_r}} \quad [2]$$

donde:

W = Carga de rotura actuando la presión P (Kg/m).

W_r = Carga del ensayo de aplastamiento (Kg/m).

K = Factor de carga: Coeficiente para trasladar la situación de aplicación de la carga en la zanja a la del ensayo de flexión transversal.

P = Presión de rotura, actuando la carga W (atm.).

P_r = Presión de rotura del ensayo a presión interior (atm.).

Esta relación se representa gráficamente en la figura 2. Para un tubería conocida (W_r y P_r conocidos), y cuyas condiciones de colocación en zanja se conozcan (K conocido), los pares de valores W y P que den lugar a puntos situados por encima de la curva de la figura 2, co-

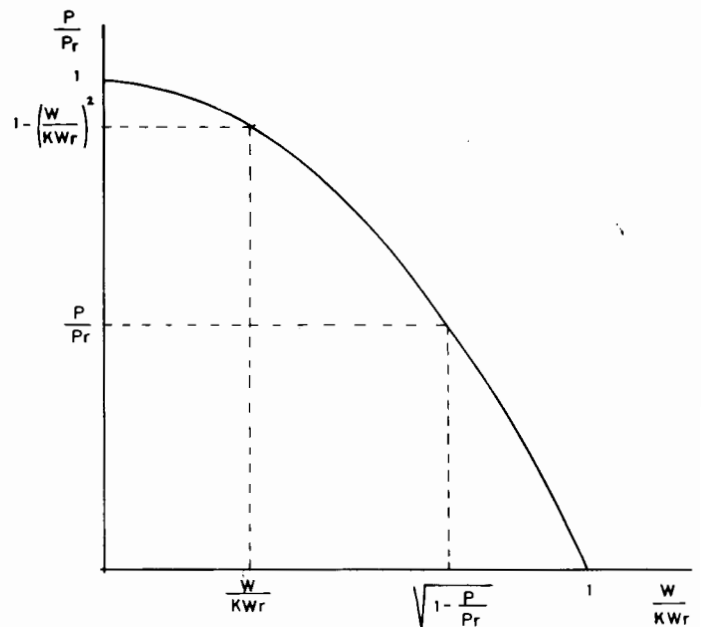


Figura 2.—Curva de Schlick.

responden a situaciones de rotura. Los que den lugar a puntos situados exactamente sobre la curva, corresponden al trabajo con coeficiente de seguridad 1.

Para cualquier punto situado por debajo de la curva, el coeficiente de seguridad viene definido por una medida de su alejamiento de dicha curva. En la norma y monografía citada anteriormente se definen dos coeficientes de seguridad v_1 y v_2 que tienen como expresiones las siguientes:

$$v_1 = \frac{W_r K}{W} \sqrt{1 - \frac{P}{P_r}} \quad [3]$$

$$v_2 = \frac{P_r}{P} \left(1 - \left(\frac{W}{K W_r} \right)^2 \right) \quad [4]$$

El coeficiente v_1 es el factor por el que podría multiplicarse la carga exterior W , manteniendo constante la presión interior P , sin que se produjera la rotura. El coeficiente v_2 es el factor por el que podría multiplicarse la presión interior P , manteniendo constante la carga exterior W , sin que se produjera la rotura.

En la monografía citada se recomienda adoptar para v_1 y v_2 el valor 2, por considerar que su importancia en la seguridad frente a la rotura es idéntica, quedando además los puntos de trabajo suficientemente alejados de la curva de Schlick.

La norma UNE 88-211 recomienda tomar para v_1 y v_2 los siguientes valores, en función del diámetro nominal de la tubería:

Diámetro (mm)	v_1	v_2	
125 a 200	2.5	3.5	
250 a 500	2.5	3	[5]
600 a 1.200 . . .	2.5	2.5	

no siendo necesario considerar el efecto de la carga de aplastamiento en tubos de diámetro menor o igual que 100 mm.

ANÁLISIS DE LA NORMATIVA Y METODOLOGÍA EN USO

Todos los métodos de cálculo actuales para tubos con presión interior sometidos a cargas

externas se basan en la aceptación de la relación de Schlick como curva de rotura. La relación de Schlick presenta las siguientes características:

1. Es totalmente empírica.
2. Se hace pasar, apriorísticamente, por los puntos (0, 1) y (1, 0).

Estas características suponen que:

- a) No se explica el mecanismo de rotura.
- b) La bondad del modelo de rotura está avalada sólo por su ajuste a los datos experimentales.
- c) Los puntos (0, 1) y (1, 0), de paso obligado para la curva de rotura no son experimentales, lo cual está en contradicción con b.

Lo indicado en el punto c es así porque los valores de P_r y W_r suministrados por el fabricante son los que él garantiza. Son, por tanto, una cota inferior de los valores de P_r y W_r obtenidos en máquina de ensayo. Puede comprobarse en (3) que la media de presión interior en rotura \bar{P}_r es 1,13 P_r y la media de la carga de aplastamiento \bar{W}_r es 1,11 W_r , con desviaciones típicas tales que queda garantizado con un 97,5 por 100 de probabilidad que los valores de P_r

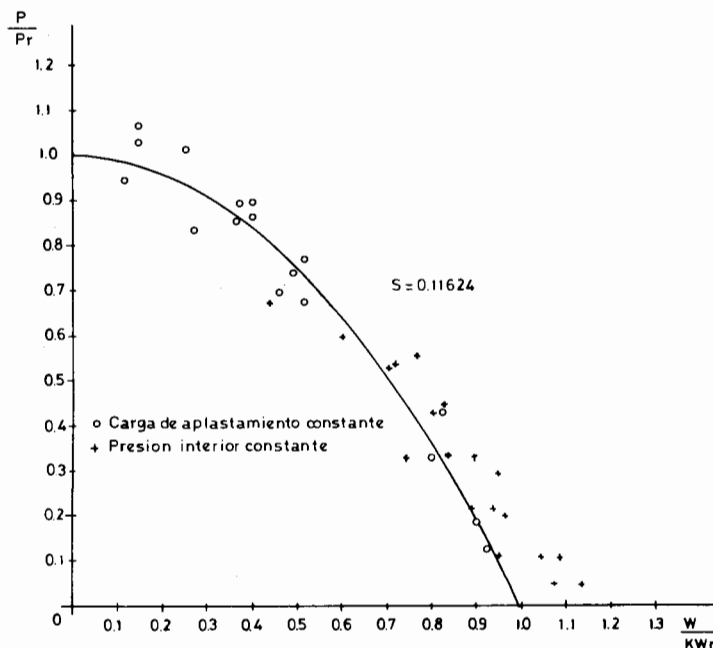


Figura 3. — Ajuste de la curva de Schlick a los puntos experimentales.

y W_r reales en los tubos no serán inferiores a los garantizados por el fabricante.

En la figura 3 se encuentran representados los puntos experimentales obtenidos en máquina de ensayo para esfuerzos combinados obtenidos para tubos de amianto-cemento de 500 milímetros de diámetro nominal y 32 milímetros de espesor de pared (5), así como la curva de Schlick correspondiente.

Los puntos experimentales corresponden a resistencias σ_t y σ_e mayores que las garantizadas por el fabricante, pues σ_t y σ_e son una cota inferior de los valores reales. Por tanto la utilización de esta curva como modelo de rotura equivale a aceptar valores de σ_t y σ_e no garantizados, lo que evidentemente es trabajar del lado de la inseguridad.

MODELO DE ROTURA PROPUESTO

El modelo de rotura que se propone a continuación pretende superar las limitaciones y la inseguridad que el modelo de Schlick conlleva y que ya se han expuesto. Las características de dicho modelo son:

1. Explica el mecanismo de rotura.
2. Sólo se ajusta a los puntos experimentales.
3. Su ajuste a los puntos experimentales es mejor que el de Schlick.

El modelo propuesto es el de rotura por deformación excesiva. En los tubos de amianto-cemento sometidos a presión interior y cargas externas la rotura se producirá siempre en la zona de tracción.

La deformación máxima puede calcularse fácilmente para el caso de rotura por flexión transversal, reflejada en la figura 1B y tiene como expresión:

$$\epsilon_t = \beta \frac{\sigma_t}{E} \tag{6}$$

siendo:

$$\beta = \frac{1}{1 - 4 \frac{\sigma}{4 + \sigma^2}} \quad \text{y} \quad \sigma = \frac{\sigma_e - \sigma_t}{\sigma_t} \tag{7}$$

Si se acepta que $\sigma_e = 450 \text{ Kg/cm}^2$, $\sigma_t = 200 \text{ Kg/cm}^2$ y $E = 250.000 \text{ Kg/cm}^2$ se

obtiene $\epsilon_t = 8 \cdot 10^{-3}$. El valor real de ϵ_t será mucho mayor, pues los valores reales de σ_t y σ_e son mayores que los garantizados, y además el valor de E en régimen plástico es menor que en régimen elástico.

Aceptando como válido este modelo de rotura se obtiene como relación entre $W / K \bar{W}_r$ y P / \bar{P}_r la siguiente expresión:

$$\frac{W}{K \bar{W}_r} = \frac{\bar{\sigma}_t}{2 \bar{\sigma}_e} \alpha \tag{8}$$

$$\left(1 - 2 \left(\frac{\beta - 1}{\alpha} \right)^2 \frac{1.5 \alpha - (\beta - 1)}{\alpha} \right)$$

siendo:

$$\alpha = \sqrt{\left(\beta - \frac{P}{\bar{P}_r} \right)^2 - (\beta - 1)^2 + \left(\beta - \frac{P}{\bar{P}_r} \right)} \tag{9}$$

Los valores de β se calculan utilizando las expresiones (7), sustituyendo los valores de σ_e y σ_t por $\bar{\sigma}_e$ y $\bar{\sigma}_t$. En la figura 4 se encuentran representados los puntos experimentales de la figura 3, junto con la curva (8). Para representar dicha curva sobre los ejes $W / K \bar{W}_r$, P / \bar{P}_r basta tener en cuenta que $\bar{W}_r = 1,11 W_r$ y $\bar{P}_r = 1,13 P_r$.

El mejor ajuste del método de rotura propuesto a los datos experimentales que el de Schlick se aprecia por simple comparación de las figuras 3 y 4. La cuantificación de este ajuste pue-

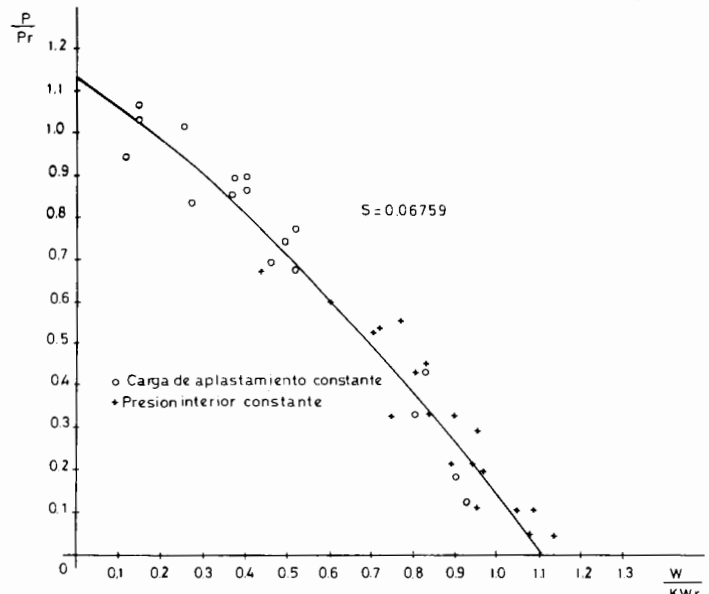


Figura 4. — Ajuste de la curva de rotura por deformación a los puntos experimentales.

de hacerse utilizando el error típico de la estima definido como:

$$s = \frac{\sqrt{\sum_1^n \left(\frac{W_i}{K \bar{W}_r} - f\left(\frac{P_i}{\bar{P}_r}\right) \right)^2}}{n} \quad [10]$$

W_i, P_i = Pareja de valores de carga de aplastamiento y presión interior en rotura, correspondiente a un punto experimental i .

n = Número de puntos experimentales.

$f(\)$ = Curva de rotura elegida (Schlick o rotura por deformación).

El error típico de la estima de los puntos experimentales respecto de la curva de Schlick es 0,11624 y respecto de la curva de rotura por deformación 0,06759, es decir, un 42 por 100 menor. El grado de ajuste de los puntos experimentales al modelo propuesto es, pues, notablemente mejor que a la curva de Schlick.

Dada la complejidad de la expresión (8), puede sustituirse sin grave error por la recta:

$$\frac{W}{K \bar{W}_r} = 1 - \frac{P}{\bar{P}_r} \quad [11]$$

que une los puntos $\left(\frac{W}{K \bar{W}_r} = 1, \frac{P}{\bar{P}_r} = 0 \right)$ y

$\left(\frac{W}{K \bar{W}_r} = 0, \frac{P}{\bar{P}_r} = 1 \right)$ ya que el máximo error

cometido por esta sustitución es del 12 por 100, quedando este error del lado de la seguridad.

La expresión (11) es una curva de rotura ajustada a los puntos experimentales, que tienen unas resistencias a presión interior y flexión transversal no garantizadas por el fabricante. Para considerar como resistencias máximas en ambos casos las garantizadas por el fabricante, debe sustituirse \bar{W}_r por W_r y \bar{P}_r en la expresión (11). Así pues, la curva de rotura que se propone es:

$$\frac{W}{K W_r} = 1 - \frac{P}{P_r} \quad [12]$$

que corresponde a la recta que une los puntos $\left(\frac{W}{K W_r} = 1, \frac{P}{P_r} = 0 \right)$ y $\left(\frac{W}{K W_r} = 0, \frac{P}{P_r} = 1 \right)$.

CRITERIOS PARA EL DIMENSIONAMIENTO

La expresión (12) representa el lugar geométrico de los puntos de trabajo cuyo coeficiente de seguridad frente a la rotura es 1. Los puntos situados sobre dicha curva están en la zona de rotura y las situadas por debajo en la zona de no rotura.

La seguridad de un punto situado en la zona de no rotura viene medida por su alejamiento de la curva (12).

El mecanismo de rotura ya definido indica que parte de la sección puede plastificar sin que se produzca la rotura. Si sobre una sección plastificada, pero no rota, se ejercen ciclos de carga y descarga, las deformaciones residuales al final de cada ciclo se van sumando. Cuando la suma de estas deformaciones residuales supera la deformación máxima admisible la sección se romperá sin haber superado en ningún momento la curva de rotura. Este fenómeno es la conocida fatiga del material. En el caso de tubería sometidas a presión interior cada parada de la bomba o cierre de una compuerta supone el inicio de una serie de ciclos de carga y descarga. Por tanto, si desea evitar la aparición del fenómeno de fatiga, deberá evitarse la plastificación, trabajando en todo momento en ré-

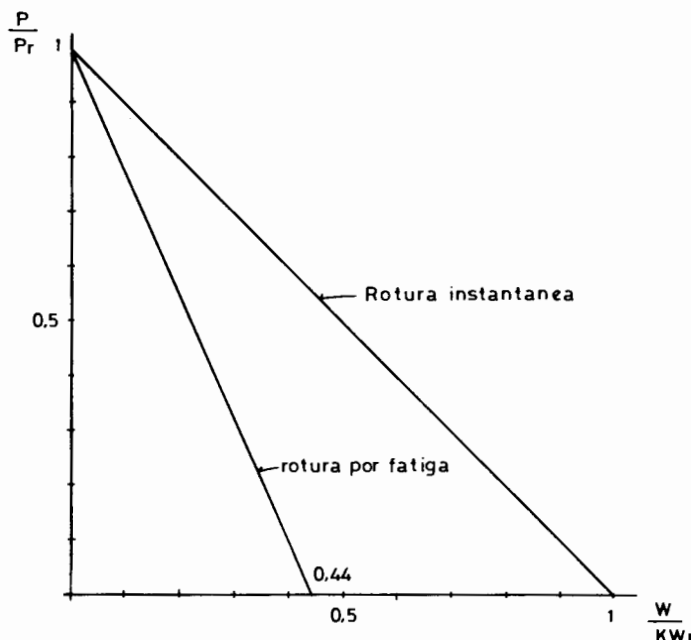


Figura 5. — Comparación entre las curvas de rotura instantánea y rotura por fatiga.

gimen elástico, lo que supone exigir que:

$$\frac{P}{P_r} \sigma_t + \frac{W}{K W_r} \sigma_e \leq \sigma_t \quad [13]$$

para el caso en que $\sigma_t = 200 \text{ Kg/cm}^2$ y $\sigma_e = 450 \text{ Kg/cm}^2$, la expresión (13) puede escribirse como:

$$\frac{P}{P_r} + \frac{W}{K W_r} 2,25 \leq 1 \quad [14]$$

La zona delimitada por la expresión (14) es la situada bajo la recta que una los puntos (0, 1) y (0,44, 0), representada en la figura 5 junto con la expresión (12) correspondiente a la curva de rotura instantánea.

Según la norma UNE 88-211 el coeficiente de seguridad al aplastamiento v_1 será en todos los casos mayor o igual que 2,5. Esto equivale a considerar como zona segura frente al aplastamiento la situada bajo la parábola obtenida al dividir los valores de $W / K W_r$, derivados de la ley de SCHLICK por 2,5. Esta curva, junto con la correspondiente a la rotura por fatiga, está representada en la figura 6. Como puede observarse ambas curvas están muy próximas.

En cuanto a la seguridad a presión interior, la norma citada establece un coeficiente v_2 de valor 3,5, 3 ó 2,5 en función del diámetro, según se indica en las expresiones (5). Estos coeficientes definen unas zonas de seguridad frente a presión interior, limitadas bajo las curvas obtenidas al dividir los valores de P / P_r , derivados de la ley de Schlick por 3,5 para $125 \leq \phi \leq 200 \text{ mm.}$, por 3 para $250 \leq \phi \leq 600 \text{ milímetro}$ y por 2,5 para $600 \leq \phi \leq 1.200 \text{ milímetros.}$

La superposición de las zonas seguras frente a presión interior y aplastamiento delimita el área que se reproduce, para cada caso, en la figura 7. En dicha figura se representa también la línea de rotura por fatiga.

Como puede observarse, la zona de seguridad definida por la norma UNE proporciona una seguridad similar ante presión interior y aplas-

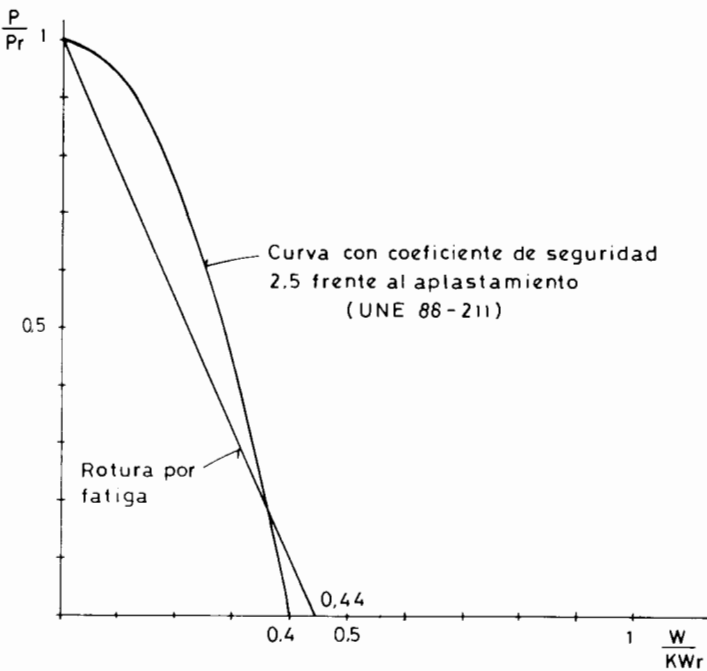


Figura 6.—Comparación entre las curvas de rotura por fatiga y la de coeficiente de seguridad 2,5, frente al aplastamiento calculado según la norma UNE 88-211.

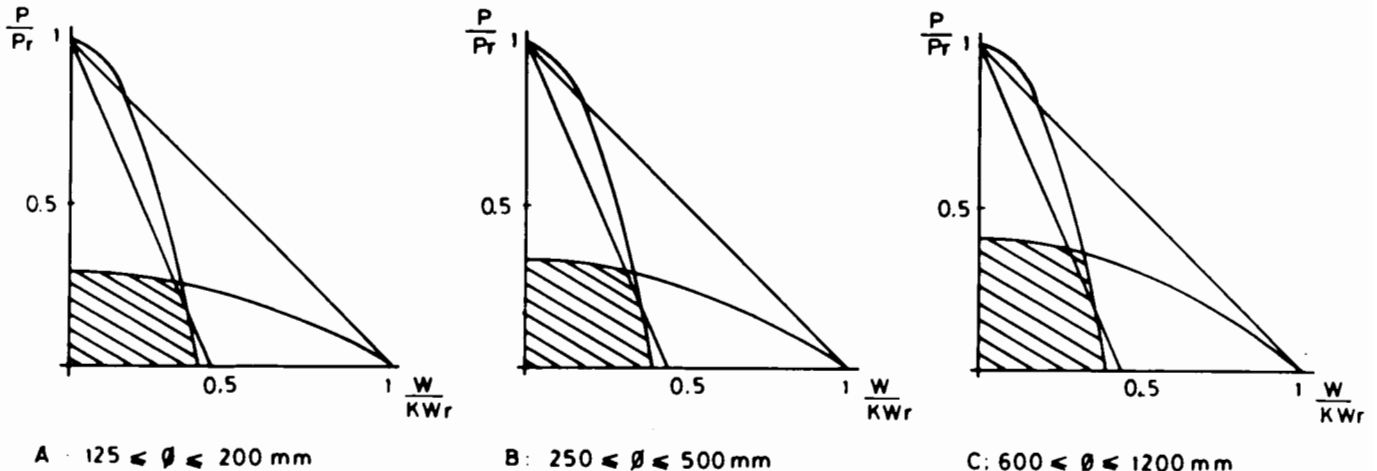


Figura 7.—Zonas de seguridad frente a presión interior y aplastamiento según norma UNE 88-211.

tamiento para el caso de rotura inmediata. Sin embargo, dicha zona queda muy próxima a la recta de rotura por fatiga del material, dada la escasa distancia a esta recta de la parábola que delimita la zona de seguridad frente al aplastamiento.

Por tanto, si son previsible las condiciones que propician la fatiga del material, la seguridad a largo plazo que resulta de aplicar la norma UNE es muy superior ante la presión interior que ante el aplastamiento. De hecho, en algunas zonas la seguridad frente al aplastamiento cuando exista fatiga del material puede ser nula, en contradicción con lo supuesto por la norma UNE.

CONCLUSIONES

1. La utilización, en la norma UNE 88-211 y en la literatura relacionada con el amianto-cemento, de la relación de SCHLICK como curva de rotura ante actuación combinada de presión interior y carga de aplastamiento es totalmente cuestionable, por cuanto que:
 - Es una relación empírica establecida para tuberías de fundición.
 - No explica el mecanismo de rotura.
2. El modelo de rotura que se propone en este trabajo presenta, con respecto a la relación de Schlick, las siguientes ventajas:
 - Explica el mecanismo de rotura instantánea.
 - Se ajusta a los datos experimentales mucho mejor que la relación de Schlick, con error típico de la estima, un 42 por 100 menor.
 - Explica las roturas diferidas por fatiga del material.
3. Ni la norma UNE 88-211 ni la restante bibliografía mencionada, hacen referencia al fenómeno de las roturas diferidas por fatiga.
4. Los coeficientes de seguridad de la norma UNE 88-211 son sólo significativos cuando no se produzcan ciclos de carga y descarga en la conducción. En caso contrario la verdadera seguridad a largo

plazo frente al aplastamiento es muy reducida, e incluso nula.

5. Los coeficientes de seguridad frente a presión interior, utilizados en la norma UNE 88-211, son injustificadamente elevados. Teniendo en cuenta que todos los tubos son probados en fábrica parece razonable utilizar como valor de dicho coeficiente 2.
6. En los casos en que puedan darse ciclos de carga y descarga en la conducción resulta recomendable aumentar el coeficiente de seguridad frente al aplastamiento, al menos hasta 3,5.
7. La sustitución del modelo de Schlick por el modelo de rotura propuesto en este trabajo puede realizarse con suficiente aproximación sustituyendo las expresiones de los coeficientes de seguridad de la norma UNE 88-211 por las siguientes:

$$v_1 = \frac{W_r K}{W} \left(1 - \frac{P}{P_r} \right) \quad [15]$$

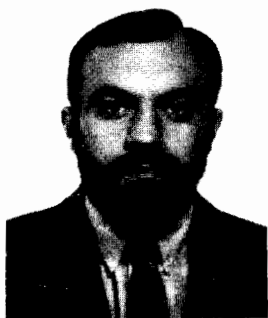
$$v_2 = \frac{P_r}{P} \left(1 - \frac{W}{K W_r} \right) \quad [16]$$

BIBLIOGRAFIA

1. URALITA, S. A.: «Manuel General». Ed. Dossat, Madrid, 1966.
2. HERRANZ, E. y DE ANDRES, M. C.: «De la reducción del coeficiente de ignorancia en el comportamiento de las tuberías en obra». Revista de Obras Públicas, octubre 1978.
3. HERRANZ, E. y DE ANDRES, M. C.: «Monografía, núm. 358 del IETCC», Madrid, 1979.
4. SCHLICK, W. J.: «Supporting strength of cast-iron pipe for water and gas service». Bull núm. 146, Iowa State College, 1940.
5. HUNERBERG, K.: «Tuyaux en amiante-ciment pour canalizations sous pression». Springer-Verlag, Berlin, 1971.
6. D.G.O.H.: «Pliego de prescripciones técnicas generales para tuberías de abastecimientos de agua». Madrid, 1973.
7. I.S.O. 2785-1974: «Guide en vue de choix des tuyaux en amiante-ciment soumis a des charges exteriores avec ou sans pression interieure». Secretariat Assoc. Suisse de Normalisation. Rev. 1983.

8. UNE 88-211-81: «Criterios para la elección de tubos de amianto-cemento a utilizar en conducciones con o sin presión interior sometidos a cargas externas». IRANOR, Madrid, 1981.

José Ferrer Polo



Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, título obtenido en 1980, en la Universidad Politécnica de Valencia. Actualmente es profesor Titular de Ingeniería Sanitaria de la Escuela de Ingenieros de Caminos de dicha Universidad. En el campo de la investigación colabora en varios convenios, especialmente el Convenio Bilateral España-Usa sobre uso conjunto de aguas

superficiales y subterráneas, y el Convenio con el Centro de Estudios de Ordenación del Territorio y Medio Ambiente, sobre modelación de calidad de aguas subterráneas. Ha publicado diversos artículos en dichas áreas, en revistas nacionales y extranjeras.

José Manuel Benet Granell



Se graduó como ingeniero de Caminos, Canales y Puertos en 1973, con el número uno de su promoción, obteniendo el doctorado en 1979, en la Universidad Politécnica de Valencia. Desde 1974 ejerce la docencia en la Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de dicha Universidad, de la que actualmente es profesor Titular de Ingeniería Sanitaria. Ha desempeñado la profesión en ejercicio libre y en empresa consultora. Ha publicado diversos libros, monografías y trabajos de investigación sobre temas de medio ambiente y depuración de aguas. Colabora en varios convenios de investigación y asistencia técnica. Recientemente ha sido designado vocal de la Comisión de Política Científica y Tecnológica de la Generalitat valenciana.

superficiales y subterráneas, y el Convenio con el Centro de Estudios de Ordenación del Territorio y Medio Ambiente, sobre modelación de calidad de aguas subterráneas. Ha publicado diversos artículos en dichas áreas, en revistas nacionales y extranjeras.

