

EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE ACUEDUCTO DE HORMIGON PRETENSADO EN SERVICIO

Dr. Bruno Natalini / Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional del Nordeste / Resistencia, Argentina.

Desde 1993 trabaja en la Facultad de Ingeniería de la UNNE, donde ingresó como becario de posgrado. Actualmente es Profesor Adjunto con dedicación exclusiva. Trabaja en programas de investigación y actividades de consultoría de ingeniería de viento.

Dr. Mario Bruno Natalini / Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional del Nordeste / Resistencia, Argentina.

Ejerció como Agrimensor desde 1950 a 1959, y como Ingeniero Civil desde 1954 hasta el presente. Es profesor de la Facultad de Ingeniería de la UNNE desde 1959. Trabaja en investigación y consultoría en el área de estructuras. Es director del Instituto de Estabilidad y es Par Evaluador de la CONEAU.

Ing. Gisela Marina Alvarez y Alvarez / Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional del Nordeste / Resistencia, Argentina.

Desde 2002 trabaja en la Facultad de Ingeniería de la UNNE, donde ingresó como becaria de posgrado en el Laboratorio de Aerodinámica. Es docente investigador con dedicación exclusiva de la FI-UNNE. Trabajó en programas de investigación y actividades de consultoría de ingeniería de viento.

RESUMEN

El acueducto Resistencia - Sáenz Peña - Villa Angela, es una obra que, a lo largo de 270 km, abastece de agua potable una población estimada en 180.000 habitantes, en la Provincia del Chaco. Fue construido con tubos de hormigón pretensado entre los años 1973 y 1980.

Desde su puesta en servicio, la población que sirve el acueducto creció significativamente, por lo que en 2007 se comenzó a evaluar la factibilidad de repotenciarlo. Se encontró que después de 30 años, no existía documentación confiable que permitiera establecer la capacidad de carga de diseño de los tubos. Se encargó entonces a la Facultad de Ingeniería de la UNNE la tarea de determinar la capacidad de carga a partir de ensayos y modelos analíticos, asimismo como proponer una manera de evaluar el estado de las uniones entre tubos. En este trabajo se presenta el abordaje y los resultados de este estudio.

ABSTRACT

The Resistencia - Saenz Peña - Villa Angela watermain is a work that supplies drinking water to 180000 people along 270 km, in the Chaco Province. It was built with pre-stressed concrete pipes between 1973 and 1980.

Since it was inaugurated, the population it serves grew significantly, for which cause the feasibility of boosting it was studied in 2007. It was found that after 30 years there were no reliable documents from which the design load capacity of the pipes could be established. Hence, it was entrusted the Facultad de Ingeniería de la UNNE with the task of determining the load capacity from tests and analytical models, likewise proposing a way to asses the condition of the unions between pipes. In this work, the approach and results of this study is presented.

1. INTRODUCCIÓN

El acueducto Resistencia - Sáenz Peña - Villa Ángela, es una obra que, a lo largo de 270 km, abastece de agua potable una población estimada en 180.000 habitantes, en la Provincia del Chaco. Fue construido con tubos de hormigón pretensado entre los años 1973 y 1980.

El desarrollo de la tecnología de ductos de hormigón pretensado (pre-stressed concrete pipes - PSC) se remonta al menos a 1942, año en que comenzaron a usarse en USA. Existen antecedentes de que comenzaron a usarse en Gran Bretaña en 1954. Básicamente, los tubos de PSC se construyen arrollando helicoidalmente un alambre de acero de alta resistencia sobre un núcleo de hormigón de alta resistencia (núcleo duro). El alambre se arrolla manteniendo una tensión que origina en el hormigón del núcleo duro una tensión residual de compresión predeterminada. Esta tensión residual contrarresta la tensión de tracción que aparece al someter el tubo a presión interna.

Existen dos tipos básicos de construcción: con y sin cilindro de acero. Los tubos con cilindro de acero predominan en USA, Canadá y Gran Bretaña. El acueducto Barranqueras-Sáenz Peña- Villa Ángela usa tubos sin cilindro de acero. El proceso de construcción de estos tubos comienza por la construcción del núcleo duro, ya sea por centrifugación, compactación radial (que es el caso del acueducto) o vaciado vertical. El núcleo duro posee barras de acero longitudinales pretensadas para aumentar la resistencia a la flexión, y compensar el esfuerzo de corte que aparece como resultado del proceso de tesado del arrollamiento helicoidal. Una vez curado el núcleo, se arrolla sobre el mismo el alambre de alta resistencia controlando cuidadosamente el paso y la tensión. Finalmente se recubre el alambre con un mortero rico en cemento (mortero de recubrimiento), cuya función principal es proteger al acero de la agresión del medio. El diseño y construcción de tubos en USA y Canadá está normalizado en las normas AWWA C-304/99¹ y C-301/99², que sólo consideran tubos con cilindro de acero. En la Unión Europea la norma específica es la EN 642:1995³, que comprende ambos tipos de tubos. Existe una norma Argentina sobre tubos PSC, la IRAM 11519⁴ pero está obsoleta. La norma IRAM se basa principalmente en la AWWA C-303/78, que ha sido reemplazada por la AWWA C-304/99.

De acuerdo a Reed, Robinson y Smart⁵, aunque son susceptibles de ser atacados donde el pH es menor que 5.0 o donde el contenido de sulfato es mayor que 2%, en condiciones normales los ductos de PSC son resistentes a la corrosión interna y externa, aunque esto depende mucho de la calidad del hormigón que se haya usado. Entre las ventajas de usar PSC se menciona su rigidez y alta resistencia a la flexión, no requiere alto grado de compactación, es impermeable a contaminantes orgánicos y el sistema de uniones es simple. Entre las desventajas, se cuenta que las uniones son relativamente inflexibles, son pesados y son vulnerables al ataque químico por parte de algunos tipos de suelo y agua. Cuando se usa tubos sin cilindro de acero, se debe tener cuidado con los emplazamientos donde haya actividad de terceros, movimientos de suelo y suelo contaminado con solventes.

Desde su puesta en servicio, la población que sirve el acueducto Resistencia - Sáenz Peña - Villa Ángela creció significativamente, por lo que en 2007 se comenzó a evaluar la factibilidad de repotenciarlo. Se encontró que después de 30 años, no existía documentación confiable que permitiera establecer la capacidad de carga de

diseño de los tubos. Se encargó entonces a la Facultad de Ingeniería de la UNNE la tarea de determinar la capacidad de carga a partir de ensayos y modelos analíticos, asimismo como proponer una manera de evaluar el estado de las uniones entre tubos. En este trabajo, se presenta sólo el cálculo de la capacidad de carga de diseño de los tubos usados en el acueducto. Se hizo principalmente en base a Sigalov y Strongin⁶ y Carril^{7,8}, a la vez que se verificó la consistencia de los procedimientos usados cruzando información del resto de las fuentes citadas en la bibliografía. Para alimentar el modelo, se hicieron ensayos de tracción de los alambres del arrollamiento, mediciones de la geometría y mediciones con esclerómetro y ultrasonido. No se pudo determinar experimentalmente la tensión de pretensado, ni se pudo obtener información cierta de los fabricantes sobre este parámetro. Consecuentemente, en este análisis, se trabajó con dos hipótesis probables de tensión de pretensado (secciones 2.3.2 y 2.3.1). Finalmente se presentan las conclusiones que resultaron de una revisión del estado del arte sobre tecnología para evaluar el estado de las uniones.

2. DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE DISEÑO DE LOS DUCTOS

2.1. Datos Geométricos y propiedades del material

Diámetro interior del caño**	$D_i = 69.5 \text{ cm}$
Diámetro exterior del núcleo + recubrimiento**	$D_e = 87.5 \text{ cm}$
Diámetro medio –núcleo + recubrimiento	$D_m = 78.5 \text{ cm}$
Radio interior del caño	$D_i/2 = 34.75 \text{ cm}$
Radio medio del núcleo	$r_m = 38.0 \text{ cm}$
Espesor del caño núcleo	$e = 6.6 \text{ cm}$
Recubrimiento del núcleo	$e' = 2.4 \text{ cm}$
Espesor total: núcleo + recubrimiento	$e_t = 9.0 \text{ cm}$
Diámetro de las barras de zunchado	$d = 0.35 \text{ cm}$
Diámetro de las barras de acero longitudinales**	$d' = 0.5 \text{ cm}$
Separación de alambres de zunchado	$s = 1.6 \text{ cm}$
Distancia libre entre espiras redundante	$s' = 1.25 \text{ cm}$
Tensión de rotura del hormigón del núcleo a compresión ***	$\sigma_c = 50 \text{ MPa}$
Tensión de servicio del hormigón del núcleo a compresión = $0.7 \sigma_c = 0.7 \times 50$	$\sigma_c^s = 35 \text{ MPa}$
Tensión en el hormigón al finalizar el postesado	$\sigma_c^z =$
Tensión en el hormigón durante el proceso de zunchado debido a flexión longitudinal	$\sigma_c^f =$
Tensiones resultantes en el hormigón durante el proceso de zunchado	$\sigma_{ft} =$
Tensión en el hormigón después de considerar las pérdidas	$\sigma_c^{res} =$
Tensión de tracción de servicio del núcleo	$\sigma_c' = 3.43 \text{ MPa}$
Tensión de compresión provocada por la armadura longitudinal	$\sigma_c^l =$
Tensión de tracción en el núcleo provocada por la presión interna	$\sigma_{ct} =$
Tensión de rotura a tracción del acero del zunchado **	$\sigma_s = 1900 \text{ MPa}$
Tensión en el acero del zuncho debido a la presión interna	$\sigma_{st} =$

Tensión de servicio de las barras de acero del zunchado	$\sigma_{ss} =$
Tensión perdida en el acero después del postesado	$\sigma_s^{perd} =$
Tensión residual del acero descontadas las pérdidas	$\sigma_s^{res} =$
Tensión de rotura de las barras de acero longitudinales **	$\sigma_s^l = 1600 \text{ MPa}$
Tensión de servicio de las barras de acero longitudinales = 0.75×1600	$\sigma_s^{ls} = 1200 \text{ MPa}$
Módulo elástico del acero del zunchado **	$E_s = 190000 \text{ MPa}$
Módulo elástico del hormigón*	$E_c = 24000 \text{ MPa}$
Área de la sección longitudinal del núcleo de hormigón por espira**	$F_c = 10.56 \text{ cm}^2$
Área de la sección longitudinal homogeneizada del núcleo por espira	$F_{ch} =$
Área de la sección transversal del núcleo	$F_c^1 = 1578 \text{ cm}^2$
Área de la sección transversal homogeneizada del núcleo	$F_{ch}^1 =$
Sección de la barra de acero del zuncho**= $\frac{1}{4} \pi d^2 = \frac{1}{4} \pi (0.35 \text{ cm})^2$	$F_s^2 = 0.096 \text{ cm}^2$
Sección de una barra long. De acero**= $\frac{1}{4} \pi d'^2 = \frac{1}{4} \pi (0.5 \text{ cm})^2$	$F_s^1 = 0.195 \text{ cm}^2$
Sección de todas las barras longitudinales = 20×0.195	$F_{st}^1 = 3.925 \text{ cm}^2$
$n = E_s/E_c = 190000 \text{ MPa} / 24000 \text{ MPa}$	$n = 7.92$
$w = F_s/F_c = 0.096 \text{ cm}^2 / 10.56 \text{ cm}^2$	$w = 0.0091$
Deformación del núcleo provocada por el zuncho	$\epsilon_c =$
Deformación del núcleo provocada por la presión interna	$\epsilon_{ct} =$
Deformación límite admisible del núcleo por presión interna	$\epsilon_{ct}^a =$
Deformación límite al aparecer la primera fisura en el núcleo	$\epsilon_{ct}^f =$

* Estimado

** Determinado por ensayo de probeta o mediciones (valor real)

*** Determinado por ensayos no destructivos (esclerómetro y ultrasonido) (valor aproximado)

NOTAS:

- Para la determinación del E_c existen diversas fórmulas basadas en la resistencia del hormigón (Jensen, Hognestad) y gráficos del ACI y de la Norma DIN. En este trabajo se toma el valor en base al procedimiento de AWWA¹, $E_c = 24000 \text{ MPa}$
- La tensión de tracción de servicio del hormigón se obtiene conforme a AWWA¹ en función de la tensión de compresión de diseño del hormigón.

$$\sigma'_c = 0.58 \sqrt{\sigma_c^s} = 0.58 \sqrt{35} = 3.43 \text{ MPa} \quad (1)$$

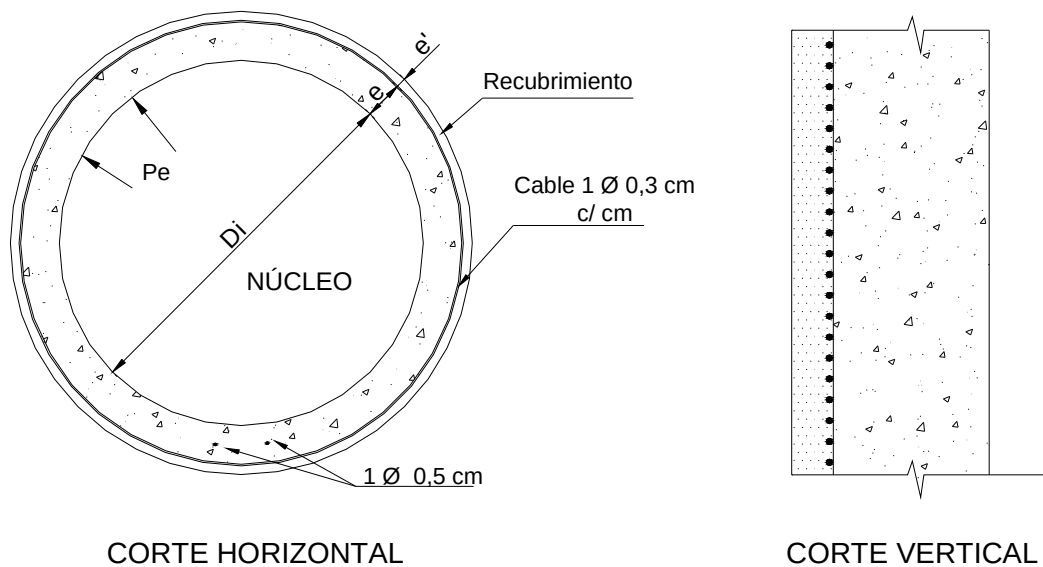


Figura 1: Esquema de la geometría de los tubos

2.2. Pretensado longitudinal

El primer paso en la secuencia de construcción de cada tubo es el tesado de los cables longitudinales previo a hormigonar el núcleo. En esta sección se calcula la tensión de compresión provocada por el pretensado de la armadura longitudinal, σ_c^l , y se verifica que no supere la tensión de servicio del hormigón del núcleo a compresión, σ_c^s . Tomando como hipótesis que la tensión de tesado fue el 75% de la tensión de rotura de las barras de acero longitudinales, $\sigma_s^l = 1600$ MPa, la tensión en el hormigón en el núcleo será:

$$\sigma_c^l = \sigma_s^{ls} F_{st}^1 / F_{ch}^l \quad (2)$$

$$F_{ch}^l = F_c^1 + n \cdot F_{st}^1 = 1578 \text{ cm}^2 + 7.92 \times 3.925 \text{ cm}^2 = 1609.1 \text{ cm}^2 \quad (3)$$

$$\sigma_c^l = 1200 \text{ MPa} \times 3.925 \text{ cm}^2 / 1609.1 \text{ cm}^2 = 2.93 \text{ MPa} < 35 \text{ MPa} = \sigma_c^s \quad (4)$$

2.3. Postesado transversal

2.3.1 Verificación de armadura

La armadura existente tiene un paso medio de 1.6 cm. Este valor se compara a continuación con los valores establecidos en las normas IRAM 11519⁴ y AWWA C-304/99¹.

La Norma IRAM 11519 establece que la separación entre ejes debe cumplir:

$$3 \text{ cm} > s > 2 \text{ d} \quad 2 \text{ d} = 2 \times 0.35 \text{ cm} = 0.7 \text{ cm}$$

y la distancia libre entre espiras: $s' > 5 \text{ mm}$ $s' = 12.5 \text{ mm}$

El ANSI/AWWA C-304/99¹ establece: $s > 2 \text{ d}$ y $s < 1.5 \text{ in} = 3.81 \text{ cm}$

Por lo cual la armadura existente cumple con lo establecido en ambas normas.

2.3.2. Análisis de tensiones y deformaciones bajo Hipótesis 1

La AWWA C-304/99¹ propone una tensión de trabajo igual al 75 % del valor de la tensión de rotura, σ_s . Adoptando esta consideración, la tensión de servicio resulta:

$$\sigma_{ss} = 0.75 \times 1900 \text{ MPa} = 1425 \text{ MPa} \quad (5)$$

2.3.2.1. Tensiones provocadas durante el zunchado

Durante el proceso de zunchado ocurren momentos de flexión (Figura 2) que causan tensiones longitudinales transitorias que se suman a las tensiones de pretensado. En esta sección se verifica que el estado tensional transitorio no supere los valores límites de la tensión de tracción de servicio del núcleo, σ'_c , ni la tensión límite de corte. La valoración de estas tensiones se hace en base a la teoría de la elasticidad para cáscaras desarrollada por Timoshenko según la adaptación de Carril⁸.

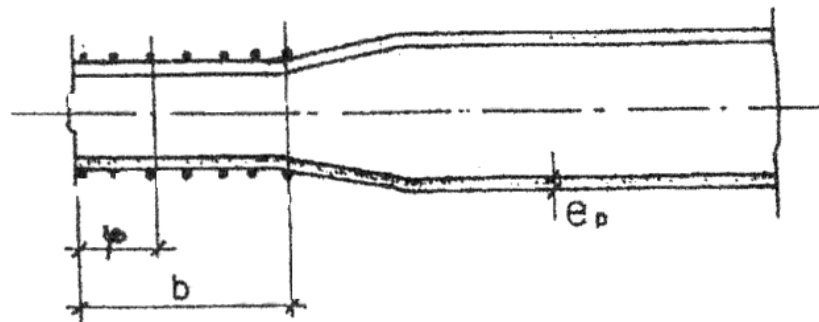


Figura 2: Inicio del enrollado de los alambres transversales

A medida que se enrolla el cable aparecen tensiones que son mayores en el extremo donde se comienza a enrollar. El valor de esta tensión será:

En el extremo:

$$\sigma_c^f = \pm 0.35 r_m p / e \quad (6)$$

En el centro:

$$\sigma_c^f = \pm 0.28 r_m p / e \quad (7)$$

Siendo:

$$p = 2 (F_s/s) \sigma_{ss} / D_i = 2 \times (0.096/1.6) \text{ cm} \times 1425 \text{ MPa} / 69.5 \text{ cm} = 2.46 \text{ MPa} \quad (8)$$

Por lo tanto, en el extremo:

$$\sigma_c^f = \pm 0.35 \times 38.0 \text{ cm} \times 2.46 \text{ MPa} / 6.6 \text{ cm} = \pm 4.96 \text{ MPa} \quad (9)$$

en el centro:

$$\sigma_c^f = \pm 0.28 \times 38.0 \text{ cm} \times 2.46 \text{ MPa} / 6.6 \text{ cm} = \pm 3.97 \text{ MPa} \quad (10)$$

A estas tensiones se deben sumar las correspondientes al pretensado longitudinal (Figura 3).

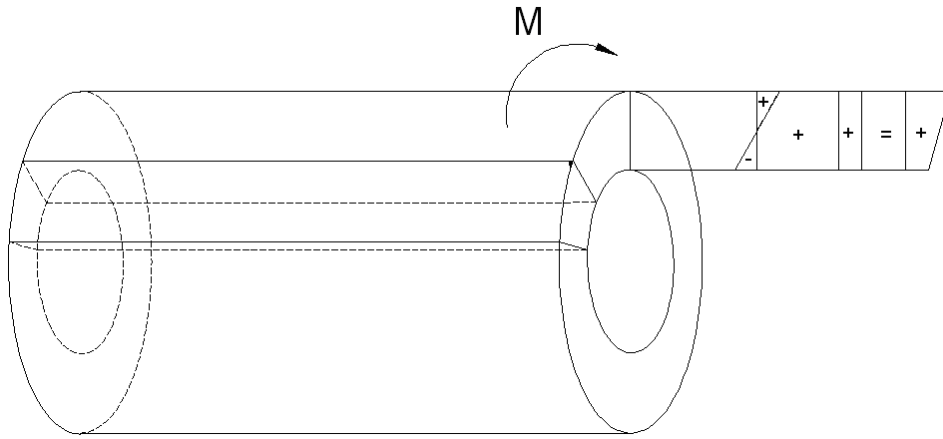


Figura 3. Influencia del Momento provocado por el enrollamiento de los alambres transversales.

En el extremo:

$$\sigma_{ft} = \sigma_c^l \pm \sigma_c^f = 2.93 \text{ MPa} \pm 4.96 \text{ MPa} = 7.89 \text{ MPa} < 30 \text{ MPa} / -2.03 \text{ MPa} > -3.43 \text{ MPa} \quad (11)$$

En el centro

$$\sigma_{ft} = \sigma_c^l \pm \sigma_c^f = 2.93 \text{ MPa} \pm 3.97 \text{ MPa} = +6.90 \text{ MPa} < 30 \text{ MPa} / -.04 \text{ MPa} > -3.43 \text{ MPa} \quad (12)$$

Junto a los momentos, aparecen esfuerzos de corte que podrían superar los valores límites. Para evitar esa posibilidad, el pretensado longitudinal contribuye a evitar la fisuración por corte. Utilizando el Círculo de Mohr se puede determinar el valor de la tensión de corte resultante (Figura 4). Para aplicar el Círculo de Mohr primero debe determinarse la tensión en el hormigón al finalizar el postesado, σ_c^z .

$$\sigma_c^z = \sigma_{ss} F_s / F_c = 1425 \text{ MPa} \times 0.096 \text{ cm}^2 / 10.56 \text{ cm}^2 = 12.95 \text{ MPa} \quad (13)$$

La tensión de corte será por lo tanto 5 MPa.

De acuerdo a Sigalov y Strongin⁶ este valor no debe superar el límite dado por:

$$\tau = 0.7 \times \sqrt{\sigma_c^s \sigma_c'} = 0.7 \times \sqrt{35 \times 3.43} = 7.67 \text{ MPa} \quad (14)$$

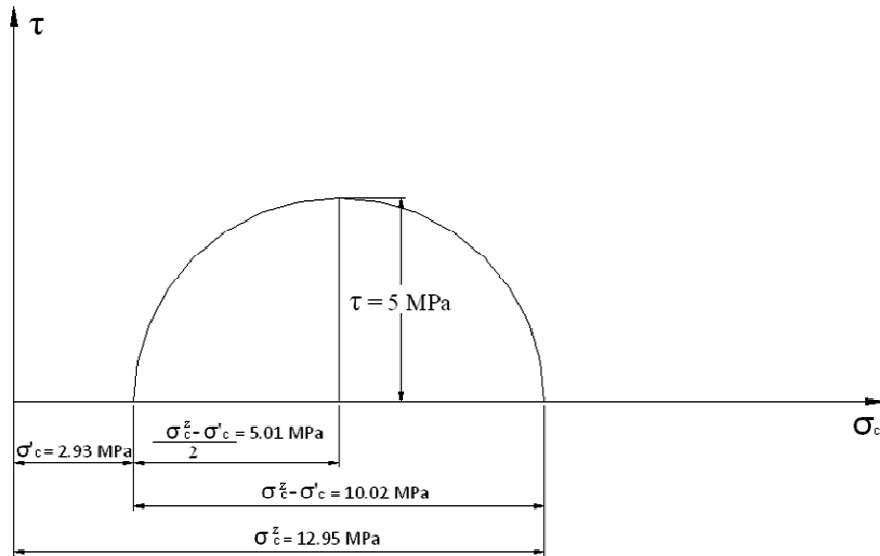


Figura 4: Determinación de las tensiones de corte en el núcleo según Hipótesis I

2.3.2.2. Tensiones posteriores al postesado

Una vez finalizado el postesado, desaparecen las tensiones longitudinales transitorias debido al proceso de zunchado y se producen pérdidas de tensión en el alambre y el hormigón. Las pérdidas en el postesado serán:

- Pérdida por retracción en el fragüe del hormigón, se adopta de⁶ $\sigma_1 = 30$ MPa.
- Pérdida por creep en el hormigón (fluencia lenta), la cual se calcula con la siguiente expresión:

$$\sigma_2 = 0.75 n \sigma_c^z \quad (15)$$

Reemplazando $n = E_s/E_c$ y los valores de cálculo en (15) resulta:

$$\sigma_2 = 0.75 \times 7.92 \times 12.95 \text{ MPa} = 76.9 \text{ MPa} \quad (16)$$

- Pérdida por relajamiento de las tensiones en el acero, debido a que $\sigma_{ss} = 0.75 \sigma_s > 0.65 \sigma_s$, resulta:

$$\sigma_3 = 0.05 \sigma_{ss} + 0.2 (\sigma_{ss} - 0.65 \sigma_s) \quad (17)$$

$$\sigma_3 = 0.05 \times 1425 + 0.2 (1425 - 0.65 \times 1900) = 109 \text{ MPa} \quad (18)$$

- Pérdida por deformación del hormigón núcleo al enrollar el alambre, se adopta de⁶: $\sigma_6 = 30$ MPa

En el caso que se está analizando solamente se considerarán las pérdidas σ_1 , σ_2 , σ_3 y σ_6 ; por lo cual el Total de pérdidas de tensión en el acero, será:

$$\sigma_s^{\text{perd}} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_6 = 245.9 \text{ MPa} \quad (19)$$

Luego, la tensión en el acero después de considerar las pérdidas resulta:

$$\sigma_s^{\text{res}} = \sigma_{ss} - \sigma_s^{\text{perd}} = 1425 \text{ MPa} - 245.9 \text{ MPa} = 1179.1 \text{ MPa} \quad (20)$$

Y la tensión en el hormigón después de considerar las pérdidas, será:

$$\sigma_c^{\text{res}} = F_s \sigma_s^{\text{res}} / F_c = 0.096 \text{ cm}^2 \times 1179.1 \text{ MPa} / 10.56 \text{ cm}^2 = 10.72 \text{ MPa} \quad (21)$$

La deformación del núcleo (acortamiento) debido a la compresión provocada por el zuncho, se calcula según la expresión (22):

$$\epsilon_c = \sigma_c^{\text{res}} / E_c = 10.72 \text{ MPa} / 24000 \text{ MPa} = 4.5 \times 10^{-4} \quad (22)$$

Si se considera un alambre, la fuerza que se aplicó para producir esta tensión fue:

$$R = \sigma_s^{\text{res}} F_s = 1179.1 \times 10^6 \text{ Pa} \times 0.096 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 11319 \text{ N} = C \quad (23)$$

Siendo C la fuerza en el núcleo que se supone actúa en el c.g de la sección de hormigón, dado el pequeño espesor del tubo (Figura 5).

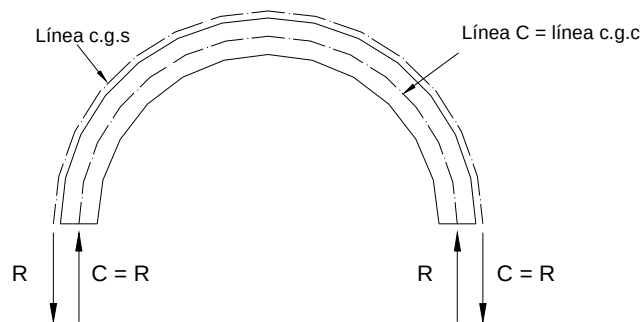


Figura 5: Esfuerzo transversal provocado por el postesado

2.3.2.3. Análisis de las tensiones y deformaciones provocadas por presión interna

En esta sección se analiza el estado tensional del tubo al someterlo a una presión interna, p, de 15 atmósferas (1.147 MPa), sin tener en cuenta la influencia del mortero de recubrimiento.

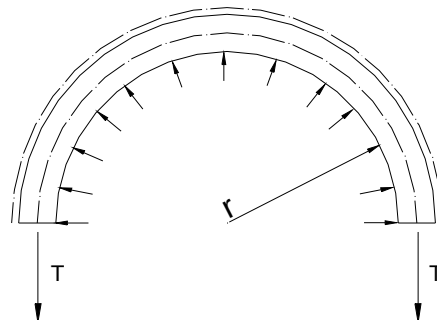


Fig. 6: Esfuerzo transversal provocado por la presión interna

La Sección homogeneizada del hormigón por espira será:

$$F_{ch} = F_c (1 + n w) = 10.56 \text{ cm}^2 (1 + 7.92 \times 0.0091) \text{ cm}^2 = 11.32 \text{ cm}^2 \quad (24)$$

La Fuerza de tracción en el caño por espira se calcula según (25):

$$T = p \times D_i / 2 \times s = 1.47 \times 10^6 \text{ Pa} \times 0.3475 \text{ m} \times 0.016 \text{ m} = 8173.2 \text{ N} \quad (25)$$

Por lo cual la tensión en el hormigón resulta:

$$\sigma_{ct} = T / F_{ch} = 8173.2 \times 10^{-6} \text{ MN} / 11.32 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = -7.22 \text{ Mpa} \quad (26)$$

La tensión residual en el hormigón, calculada con la expresión (21) era $\sigma_c^{res} = +10.72$ MPa. Si se descuenta la tensión de tracción provocada por la presión interna queda la siguiente reserva de compresión:

$$\sigma_c^{res} + \sigma_{ct} = +10.72 \text{ MPa} - 7.22 \text{ MPa} = +3.5 \text{ MPa} \quad (27)$$

La deformación del núcleo a tracción provocada por la presión interna será:

$$\epsilon_{ct}^{15} = \sigma_{ct} / E_c = -7.22 \text{ MPa} / 24000 \text{ MPa} = 3.0 \times 10^{-4} \quad (28)$$

La deformación límite admisible a tracción se calcula con (29):

$$\epsilon_{ct}^a = \sigma'_c / E_c = 3.43 \text{ MPa} / 24000 = 1.43 \times 10^{-4} \quad (29)$$

Y la deformación límite al aparecer la primera fisura:

$$\epsilon_{ct}^f = 11 \epsilon_{ct}^a = 11 \times 1.43 \times 10^{-4} = 1.57 \times 10^{-3} \quad (30)$$

Como todavía resta un margen positivo de tensión + 3.5 MPa el núcleo permanece comprimido y no hay peligro de fisuras.

A continuación, se determina, la Tensión en el acero del zuncho debido a la presión interna:

$$\sigma_{st} = n \sigma_{ct} = 7.92 \times (-7.22) \text{ MPa} = -57.18 \text{ MPa} \quad (31)$$

Debido a que en el acero la tensión antes de aplicar la presión interna era $\sigma_s^{res} = -1179.1$ MPa:

$$\sigma_s^{res} + \sigma_{st} = -1179.1 \text{ MPa} - 57.18 \text{ MPa} = -1236.18 \text{ MPa} \quad (32)$$

Lo que indica que no influye mayormente en su resistencia.

A continuación se determina la presión interna que se debe aplicar para estar en el límite de fisuración. La presión interna en función de la deformación se calcula con la expresión (33):

$$p = \frac{2 \varepsilon E_c F_{ch}}{D_i \times s} \quad (33)$$

Y la presión que se debe aplicar para anular la compresión producida por el postesado empleando la expresión (33) es:

$$\frac{2 \times 4.5 \times 10^{-4} \times 24000 \text{ MPa} \times 11.32 \times 10^{-4} \text{ m}^2}{0.695 \text{ m} \times 0.016 \text{ m}} = 2.198 \text{ MPa} \quad (34)$$

A partir de aquí, la sobrepresión que debe agregarse para llegar a la deformación límite admisible es:

$$\frac{2 \varepsilon_{ct}^a E_c F_{ch}}{D_i \times s} = \frac{2 \times 1.43 \times 10^{-4} \times 24000 \text{ MPa} \times 11.32 \times 10^{-4} \text{ m}^2}{0.695 \text{ m} \times 0.016 \text{ m}} = 0.699 \text{ MPa} \quad (35)$$

Es decir que debe aplicarse una presión de 2.897 MPa (29.5 atm) para llegar a la deformación límite admisible. Análogamente se llega a que la presión de disparo para la aparición de fisuras visibles es 9.867 MPa (100.6 atm).

2.3.3. Análisis de tensiones y deformaciones bajo Hipótesis 2

Sigalov y Strongin⁶ aconsejan tomar valores de tensiones de servicio cercanos a 1000 MPa y por este motivo se adopta el valor $\sigma_{ss} = 1000 \text{ MPa}$.

2.3.3.1. Tensiones provocadas durante el zunchado.

$$p = \frac{2 F_s \sigma_{ss}}{D_i \times s} = \frac{2 \times 0.096 \text{ cm}^2 \times 1000 \text{ MPa}}{69.5 \text{ cm} \times 1.6 \text{ cm}} = 1.73 \text{ MPa} \quad (36)$$

Por lo tanto, en el extremo:

$$\sigma_c^f = \pm 0.35 \times 38.0 \text{ cm} \times 1.73 \text{ MPa} / 6.6 \text{ cm} = \pm 3.49 \text{ MPa} \quad (37)$$

En el centro:

$$\sigma_c^f = \pm 0.28 \times 38.0 \text{ cm} \times 1.73 \text{ MPa} / 6.6 \text{ cm} = \pm 2.79 \text{ MPa} \quad (38)$$

La tensión en el hormigón al finalizar el postesado, σ_c^z , será:

$$\sigma_c^z = \sigma_{ss} F_s / F_c = 1000 \text{ MPa} \times 0.096 \text{ cm}^2 / 10.56 \text{ cm}^2 = 9.09 \text{ MPa} \quad (39)$$

Utilizando el Círculo de Mohr (Figura 7) se determina una tensión de corte de 3 MPa.

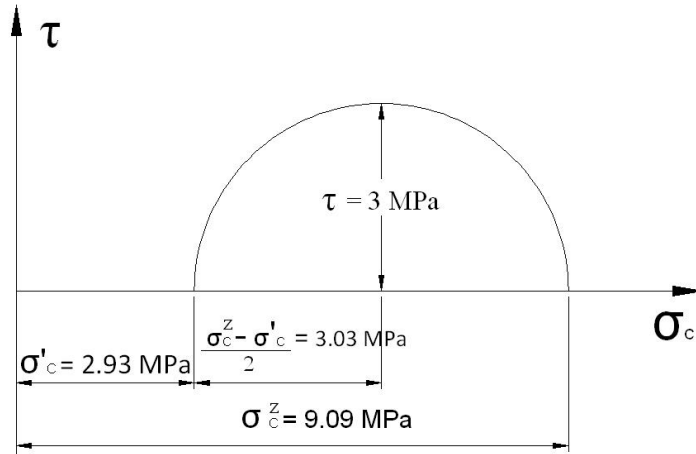


Fig. 7: Determinación de las tensiones de corte en el núcleo según Hipótesis I

2.3.3.2. Tensiones posteriores al postesado

Las pérdidas por tesado resultan:

- a) Pérdida por retracción en el fragüe del hormigón, se adopta de⁶ $\sigma_1 = 30$ MPa.
- b) Pérdida por creep en el hormigón (fluencia lenta), la cual se calcula con la expresión (15) resultando:

$$\sigma_2 = 0.75 \cdot n \cdot \sigma_c^Z = 0.75 \times 7.92 \times 9.09 \text{ MPa} = 53.99 \text{ MPa} \quad (40)$$

- c) Pérdida por relajamiento de las tensiones en el acero, debido a que $\sigma_{ss} = 1000$ MPa < $0.65 \cdot \sigma_s$, resulta:

$$\sigma_3 = 0.05 \cdot \sigma_{ss} = 0.05 \times 1000 \text{ Kg/cm}^2 = 50 \text{ MPa} \quad (41)$$

- d) Pérdida por deformación del hormigón núcleo al enrollar el alambre, se adopta de⁶: $\sigma_6 = 30$ MPa

La Pérdida de tensión en el acero, será:

$$\sigma_s^{\text{perd}} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_6 = 164 \text{ MPa} \quad (42)$$

La tensión en el acero después de considerar las pérdidas, resulta:

$$\sigma_s^{\text{res}} = \sigma_{ss} - \sigma_s^{\text{perd}} = 1000 \text{ MPa} - 164 \text{ MPa} = 836 \text{ MPa} \quad (43)$$

Tensión en el hormigón después de considerar las pérdidas:

$$\sigma_c^{\text{res}} = F_s \cdot \sigma_s^{\text{res}} / F_c = 0.096 \text{ cm}^2 \times 836 \text{ MPa} / 10.56 \text{ cm}^2 = 7.6 \text{ MPa} \quad (44)$$

Deformación del núcleo (acortamiento) debido a la compresión provocada por el zuncho:

$$\epsilon_c = \sigma_c^{\text{res}} / E_c = 7.6 \text{ MPa} / 24000 \text{ MPa} = 3.2 \times 10^{-4} \quad (45)$$

Si se considera un alambre, la fuerza que se aplicó para producir esta tensión fue:

$$R = \sigma_s^{\text{res}} F_s = 836 \times 10^6 \text{ Pa} \times 0.096 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 8025 \text{ N} = C. \quad (46)$$

Siendo C la fuerza en el núcleo que se supone actúa en el centro de gravedad de la sección de hormigón, dado el pequeño espesor del tubo (Figura 5)

2.3.3.3. *Análisis de las tensiones y deformaciones provocadas por presión interna*

La presión de ensayo, la sección homogeneizada del hormigón por espira, la fuerza de tracción y la tensión en el hormigón son iguales que en la sección 2.3.2.3. Si se descuenta la tensión de tracción provocada por la presión interna a la tensión en el hormigón

$$\sigma_c^{\text{res}} + \sigma_{ct} = +7.6 \text{ MPa} - 7.22 \text{ MPa} = +0.38 \text{ MPa} \quad (47)$$

La presión que se debe aplicar para anular la compresión producida por el postesado es:

$$\frac{2 \varepsilon_c E_c F_{ch}}{D_i \times s} = \frac{2 \times 3.2 \times 10^{-4} \times 24000 \text{ MPa} \times 11.32 \times 10^{-4} \text{ m}^2}{0.695 \text{ m} \times 0.016 \text{ m}} = 1.563 \text{ MPa} \quad (48)$$

Como a partir de aquí, la sobrepresión que debe agregarse para llegar a la deformación límite admisible es 0.699 MPa (7.1 atm), la presión que debe aplicarse para llegar a este límite será 2.262 MPa (23.1 atm). La presión de disparo para la aparición de fisuras visibles es 9.232 MPa (94.1 atm).

3. EVALUACIÓN DE UNIONES

Dada la robustez estructural de los ductos es improbable la ocurrencia de pérdidas debido a fisuración o colapso de los mismos, bajo cualquiera de las hipótesis de repotenciación actualmente en discusión; por lo que es conveniente focalizar la atención en la evaluación de la capacidad de las uniones para adaptarse a las nuevas condiciones de carga.

Ante el cuestionamiento de como se podría hacer para evaluar el estado de las uniones y obtener una probabilidad de falla ante los probables escenarios, se hicieron consultas con otros especialistas, búsquedas vía Internet en las principales editoriales científicas, asociaciones especializadas y empresas que trabajan en rehabilitación de redes y ductos. Las consultas con otros especialistas y la búsqueda en sitios en español arrojaron resultados nulos. La búsqueda en sitios en inglés arrojó en general pocos resultados excepto por el documento de la AWWA⁵, que por su importancia será descrito a continuación; en cambio se encontró mucho material referente a detección de pérdidas en tuberías.

3.1. El AwwaRF Report 91126

En febrero de 2007 la American Water Works Association publicó los resultados de un programa de investigación encargado a tres especialistas ingleses, sobre técnicas de evaluación de uniones en tuberías de distribución de agua. Este trabajo fue encargado para cubrir la falta de una obra que abordase en forma integral este problema.

El reporte busca identificar y documentar los principales problemas asociados con la falla de uniones en tuberías de distribución de agua e investigar y reportar el potencial de las técnicas existentes y emergentes para localizar, evaluar el estado y reparar estas uniones.

Entre los tópicos más destacados que cubre el informe se encuentran:

- Determinación de los tipos de uniones más comunes en Canadá, Europa y USA
- Determinación de sus potenciales modos de falla.
- Los resultados de un relevamiento sobre tecnologías, en uso y potenciales, para localizar las uniones, evaluar su estado y repararlas. El relevamiento se hizo a partir de una encuesta realizada entre empresas proveedoras de servicio de agua potable y de bibliografía e información de fabricantes de equipamiento.
- Los resultados de pruebas de campo para evaluar el desempeño de las distintas tecnologías.
- Se presenta métodos y herramientas de decisión basados en los atributos de cada sistema de provisión en particular.

Este documento es el más exhaustivo y actualizado que se encontró, y se lo tomó como base para las recomendaciones que se dan en el presente trabajo.

3.2 ¿Cómo evaluar?

Si bien el estado actual del arte no permite establecer una probabilidad de falla para uniones en servicio, al menos no en el sentido que el término “probabilidad de falla” tiene en el campo de la Confiabilidad Estructural, sí es posible reducir la incertidumbre en cuanto a lo que puede esperarse de un sistema en servicio.

Para ello se debe

- a) Establecer los posibles mecanismos de falla
- b) Correlacionar los mecanismos de falla con parámetros mensurables
- c) Hacer un muestreo del estado de los parámetros

No existiendo registros ni estudios sistemáticos de sistemas semejantes al acueducto Resistencia-Sáenz Peña-Villa Ángela, la principal fuente de datos para establecer los mecanismos de falla es el acueducto mismo. El personal técnico de Sameep tiene opiniones formadas al respecto a partir de su experiencia en el mantenimiento del acueducto. Este conocimiento, actualmente transmitido de boca en boca, debe registrarse y sistematizarse. Se menciona explícitamente en ref. 5 que la información obtenida de esta manera puede ser muy precisa aún cuando no esté formalmente registrada.

Una vez establecidos los posibles mecanismos de falla debe identificarse cuáles son los parámetros que tienen mayor influencia en el proceso de degradación de la unión. Por ejemplo, podrían ser parámetros significativos:

- La deflexión angular entre ductos
- El desplazamiento axial
- La fisuración de las zonas alrededor de los alojamientos de la junta

- Degradación de la junta $\Rightarrow$ pérdida
- Excentricidad
- Agresividad del suelo

Debe notarse que todos estos parámetros son mensurables. Luego debe correlacionarse el estado de estos parámetros con la probabilidad de ocurrencia de una falla. Estas correlaciones se establecen a partir de ensayos en laboratorio, análisis de casos de falla y mediante la simulación con modelos numéricos. Esta tarea se ejecutará en colaboración con especialistas de la División Soldadura y Fractomecánica del INTEMA (Instituto de Investigaciones en Ciencia y Tecnología de Materiales - Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Mar del Plata)(<http://www.intema.gov.ar/>). Finalmente, se debe diseñar y ejecutar un muestreo estadístico del estado de los parámetros para llegar a un diagnóstico.

4. CONCLUSIONES

En este trabajo se presentaron los resultados de un estudio encargado a la Facultad de Ingeniería de la UNNE sobre la determinación de la capacidad de carga de los tubos de hormigón pretensado de un acueducto existente en la Provincia del Chaco. Los cálculos presentados en este trabajo muestran que ya sea que la tensión de tesado sea el 75% o el 50 % de la resistencia del alambre del zuncho, los tubos tienen amplia capacidad para soportar presiones de 15 atmósferas sin sufrir daño. Debe notarse que esto se logra por la acción del pretensado del zuncho, sin el cual el tubo colapsaría. Debe por lo tanto prestarse atención a los procesos de corrosión que puedan debilitar la armadura. A este respecto debe señalarse que no se ha encontrado señales de corrosión en la armadura de ningún tubo y que las mediciones del PH del hormigón muestran que éste conserva toda su reserva de calcio, lo que implica que la armadura está debidamente protegida.

Finalmente, tras hacer una revisión del estado del arte acerca de las alternativas tecnológicas disponibles para abordar una evaluación del estado de las uniones entre los ductos, se encontró que no existe aún una herramienta no invasiva que permita hacer una evaluación directa las uniones. Sin embargo es posible hacerlo mediante una combinación de métodos que abarcan el uso de modelos numéricos, ensayos físicos y químicos de laboratorio y mediciones de campo.

Agradecimientos

Los autores de este estudio agradecen al personal técnico de SAMEEP, que es la empresa proveedora del servicio de agua potable en el chaco, y de UDARSA (Unidad Ejecutora de Acueductos, Redes y Saneamiento Integral de la provincia del Chaco, ex UEDA), por su abierta actitud de colaboración en todas las instancias del desarrollo del presente trabajo.

Referencias

- 1 American Water Works Association, AWWA C-304/99, Design of Prestressed Concrete Cylinder Pipe.

- 2 American Water Works Association, AWWA C-301/99, Prestressed Concrete Pressure Pipe, Steel-Cylinder Type.
- 3 UNE-EN 642:1995 Prestressed concrete pressure pipes, cylinder and non-cylinder, including joints, fittings and specific requirement for prestressing steel for pipes.
- 4 Instituto Argentino de Racionalización de Materiales, Norma IRAM 11519, Caños de hormigón pretensado sin cilindro de acero, Bs. As., 1988.
- 5 AWWA Research foundation Report 91126, Potential techniques for the assessment of joints in water distribution pipelines, 2007.
- 6 E. Sigalov, S. Strongin , Reinforced concrete, Peace Publishers, Moscu.
- 7 C. Carril Carvajal, Tuberías de hormigón pretensado, realizaciones Españolas, Simposio Técnico Internacional de la F.I.P. sobre elementos prefabricados de hormigón pretensado, Madrid, 3-4 junio 1968, pp. 25-57.
- 8 Carlos Carril, Cálculo mecánico de tuberías de hormigón pretensado. Revista de obras públicas (España), Septiembre 1975, pp. 627-637.