

TIEMPO ESTIMADO PARA MANTENIMIENTO DE UN PUENTE DE CONCRETO REFORZADO EXPUESTO A CORROSIÓN EN EL VALLE DE TOLUCA APLICANDO CRITERIOS PROBABILISTAS

David De León¹ y Juan Carlos Honorato¹

RESUMEN

Se presenta una formulación probabilista para estimar el próximo tiempo de inspección/mantenimiento en un puente de concreto reforzado expuesto a corrosión en el Valle de Toluca. La formulación se basa en el cálculo de la probabilidad de falla del puente considerando como estado límite la excedencia del momento de agrietamiento cuando el momento resistente decrece en el tiempo debido a la evolución de la corrosión. Se utiliza FORM (First Order Reliability Methods) para evaluar el índice de confiabilidad del puente, distribuciones lognormales para el momento y cortante máximos actuantes y criterios y estándares previamente desarrollados para pronosticar la evolución de la corrosión en el tiempo. El puente de referencia en este artículo está ubicado en el cruce entre Tollocan y Pino Suárez, en la ciudad de Toluca y los resultados indican que el índice de confiabilidad podría verse reducido al mínimo aceptable, al cabo de 50 años, por lo que el puente se encuentra actualmente en condiciones aceptables.

Palabras clave: corrosión en puentes de concreto reforzado, confiabilidad estructural de puentes, tiempo óptimo de inspección.

ABSTRACT

It is presented a probabilistic formulation in order to estimate the next time of inspection/maintenance in a reinforced concrete bridge exposed to corrosion in the Valley of Toluca. The formulation is based on the probability of failure calculation considered as limit state the leave of the cracking time when the resistant moment decreases in time due to the corrosion evolution. FORM (First Order Reliability Methods) are used to evaluate the reliability rate of the bridge, lognormal distributions for the moment and the acting maximum shear and criteria and standards previously developed in order to forecast the evolution of corrosion in time. The reference bridge in this article is located at the junction between Tollocan and Pino Suárez, in the city of Toluca and the results show that the reliability rate could be reduced to the minimum acceptable, after 50 years, therefore the bridge is today is in acceptable conditions.

Keywords: corrosion in reinforced concrete bridges, bridges structural reliability, optimal time of inspection.

RESUMO

Apresentamos uma fórmula probabilística para estimar o próximo tempo de inspeção/manutenção em uma ponte de concreto armado exposto à corrosão, no Vale de Toluca. A fórmula baseia-se no cálculo de probabilidade de falha da ponte, considerando como estado limite o excedente do momento de fissuração, quando o momento resistente diminui no tempo devido à evolução da corrosão. Utiliza-se FORM (First Order Reliability Methods) para avaliar o índice de confiabilidade da ponte, distribuições lognormais para o momento, cisalhamentos máximos atuantes, critérios e padrões previamente desenvolvidos para prognosticar a evolução da corrosão ao longo do tempo. A ponte referenciada neste artigo está localizada na interseção entre Tollocan e Pino Suárez, na cidade de Toluca e, os resultados indicam que o índice de confiabilidade poderia ser reduzido ao nível mínimo aceitável, após 50 anos, de modo que a ponte se encontra atualmente em condições aceitáveis.

Palavras chave: corrosão em pontes de concreto armado, confiabilidade estrutural de pontes, tempo ideal de inspeção.

⁽¹⁾ Facultad de Ingeniería de la Universidad Autónoma del Estado de México, Cerro de Coatepec S/N, C.P. 5000 Toluca, Estado de México.
E-mail: daviddeleonescobedo@yahoo.com.mx

Artículo recibido el 13 de septiembre del 2014 y aprobado el 23 de febrero del 2015.

1. INTRODUCCIÓN

Recientemente la corrosión en puentes de concreto reforzado ha cobrado un gran auge ya que, hasta hace poco, se consideraba que las construcciones hechas a base de concreto reforzado tendrían una vida útil ilimitada, por lo que sólo se involucraban en el diseño las características asociadas a la resistencia mecánica del material y no a la durabilidad del mismo.

Actualmente la durabilidad ha empezado a estudiarse con algún detalle debido a que, al conocerse mejor el efecto del intemperismo, el ataque químico, la abrasión o cualquier otro proceso que deteriora la estructura y reduce su capacidad de carga, ha sido posible proponer planteamientos que predicen de manera más realista dicho deterioro y protegen mejor la estructura. En los últimos veinte años el término “durabilidad” se ha estado escuchando con más frecuencia en la rama de la ingeniería civil. Países industrializados como los EEUU y algunos en Europa (España, Francia, Gran Bretaña, etc.), al igual que Japón, han tomado a la durabilidad como un tema de gran importancia, invirtiendo sumas millonarias en estudios de investigación para proteger sus construcciones, mientras que en México solo se ha realizado investigación para instalaciones marinas y fuera de la costa (Torres y Martínez, 2001).

En México, como en muchos países del mundo, los recursos que los gobiernos invierten cada año en rehabilitación y mantenimiento en puentes carreteros por efectos ambientales son demasiado altos. Por ejemplo, según un estudio en los Estados Unidos se calcula que los costos por fallas en la infraestructura ascienden a más de 300,000 millones de dólares. Asimismo, se estima que de esa cantidad es posible evitar pérdidas por alrededor de 100,000 millones de dólares tomando medidas de prevención que sean oportunas contra la corrosión (Martínez *et al.*, 2001).

El deterioro de las estructuras de concreto reforzado debido a la corrosión por efecto de la exposición a efectos ambientales, así como la falta de recursos para mitigarla (vía mantenimiento de cualquier tipo), es una de las principales causas que ocasionan la reducción de su durabilidad. Además de las anteriormente mencionadas existe otro factor muy importante el cual es la edad del puente. Por ejemplo en México, el Sistema de Puentes de México, SIPUMEX, en un estudio realizado entre los años 2000 y 2005 (Torres *et al.*, 2010), se encontró que, de los 7,585 puentes evaluados en el sistema, el 61.75 % de ellos fueron construidos entre los años 1931 y 1980, es decir este porcentaje de puentes oscila entre los 30 y 80 años de vida de servicio a nivel nacional. Y, para el Estado de México, el año promedio de construcción es el año 1969 por lo cual los puentes tienen más de 40 años de servicio. Cabe resaltar que dicho estudio ha sido la última entrega que SIPUMEX ha realizado acerca del tema (Torres *et al.*, 2010).

En otros países como EE.UU. según el departamento de transporte (FHWA, 1998), se estima que existen en ese país cerca de 575,000 puentes carreteros, de los cuales el 50 % tiene alguna afectación por corrosión y, de este porcentaje, el 40 % ya se reporta con deficiencias estructurales. Expertos de este organismo calculan que los costos de reparación ascienden a más de 50 billones de dólares americanos y no está por demás mencionar que la mayoría de estos puentes tienen más de 20 años de servicio. Situaciones similares se han presentado en otros países como, Brasil, Canadá y Reino Unido (Carrión *et al.*, 1999).

Por lo dicho en los párrafos anteriores, muchos puentes importantes en México se encuentran expuestos al peligro de la corrosión lo cual afecta su capacidad de servicio y pone en peligro la seguridad de los usuarios. Dicho peligro presenta incertidumbres en la velocidad, magnitud y tiempo de ocurrencia de la corrosión, afectando la seguridad estructural del puente ya que es difícil prever en qué tiempo es más efectivo emprender una intervención y qué tipo de acciones serán adecuadas para garantizar un nivel de seguridad acorde con la importancia del puente. Este tiempo se puede aproximar mediante la aplicación de métodos y conceptos probabilísticos enfocados en análisis de riesgos y confiabilidad estructural (De León *et al.*, 2013a). En el mundo, diversos especialistas han publicado desarrollos sobre el tratamiento probabilista, utilizando conceptos de costo en el ciclo de vida (Frangopol and Biondini, 2014, Frangopol and Kim, 2014, Frangopol *et al.*, 2014, Thoft-Christensen, 1998). En el presente trabajo se propone una formulación probabilista en donde la importancia del puente, medida a través de la relación del costo de falla entre el costo inicial, es un factor para determinar el tiempo de inspección para mitigar el avance de la corrosión. Se evalúa la probabilidad de falla del puente y se compara con la probabilidad de falla aceptable, de acuerdo al costo de las consecuencias de su falla.

2. DESCRIPCIÓN DEL PUENTE

El Puente se localiza al sur de la ciudad de Toluca en la coordenadas (Latitud 19°16'30.84" N, Longitud: 99°38'48") y fue construido en el año de 1992. Su finalidad fue aliviar el tráfico que se generaba en la intersección de Paseo Tollocan

y la Av. José María Pino Suarez, siendo estas avenidas la salida y entrada hacia las carreteras Toluca-México y Toluca-Tenango respectivamente. El puente está construido utilizando concreto reforzado para la subestructura; mientras que, para la superestructura, se utilizó concreto presforzado debido a la longitud de los claros. Cuenta con dos cuerpos principales (Noroeste y Sureste), uno por cada sentido de circulación, los cuales trabajan de manera independiente en la parte central y de manera conjunta en los extremos, cada cuerpo contiene 3 carriles de circulación sobre los cuales circulan principalmente automóviles particulares, de acuerdo a un aforo realizado recientemente (Honorato C., 2014). La longitud total del puente en cada cuerpo es de 312 m, compuesta por tres tramos: uno principal integrado por 3 claros de 30 m con vigas presforzadas simplemente apoyadas y dos tramos que constituyen los terraplenes de acceso, uno de 80 m. y otro de 130 m. Los 3 claros centrales se apoyan en 2 pilas que cuentan en la parte superior con elementos portantes que tienen 3 metros de voladizo en ambos lados.

Con el objetivo de simplificar el presente trabajo, solamente se analiza la sección transversal del claro oeste del cuerpo sureste (dirección Toluca- México), debido a que el estudio de análisis de riesgo y confiabilidad de un puente es muy complejo.

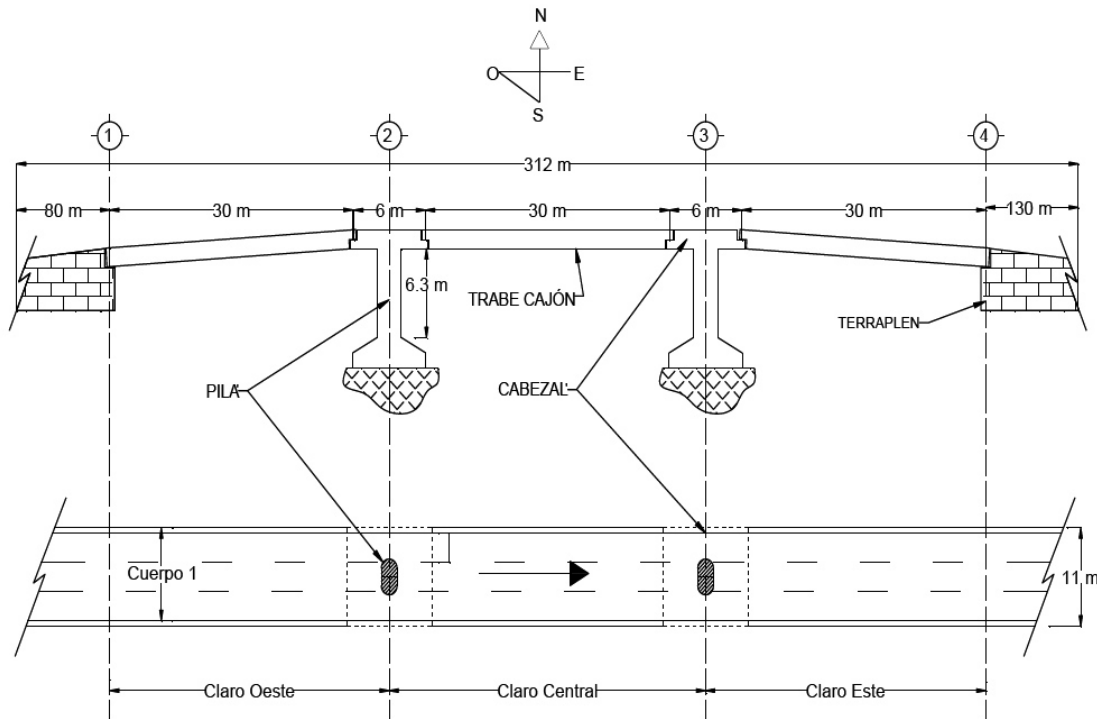


Fig. 1: Corte por elevación y planta del cuerpo sureste (G.E.M., Gobierno del Estado de México, 1992).

En la Figura 1 se muestra un corte por elevación y la planta del cuerpo en estudio (cuerpo sureste), mientras que en la fotografía que se presenta en la Figura 2 se puede apreciar una vista lateral del claro oeste del cuerpo sureste del puente vehicular.

La superestructura en sus tres claros está formada por una sección transversal de 11 m de ancho, cada uno integrado por una losa de concreto de 0.15 m de espesor y por seis traveses presforzados tipo cajón de 1.35 m de peralte y 1.81 m de ancho superior, con longitud de 30 m, presforzadas con 38 torones de 1.27 cm de diámetro con $F_{sr} = 19,000 \text{ kg/cm}^2$, el concreto en la losa tiene una resistencia de $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ y en las traveses de $f'_c = 400 \text{ kg/cm}^2$. Cada una de las traveses está simplemente apoyada en sus extremos sobre placas de neopreno, lo cual las hace trabajar como traveses simplemente apoyadas. En la Figura 3 se aprecia la sección transversal del tablero y en la Figura 4 se observan los detalles geométricos de la sección compuesta de la trabe tipo cajón con la losa de concreto.



Fig. 2: Vista lateral del claro oeste, cuerpo sureste del puente (Honorato, 2014).

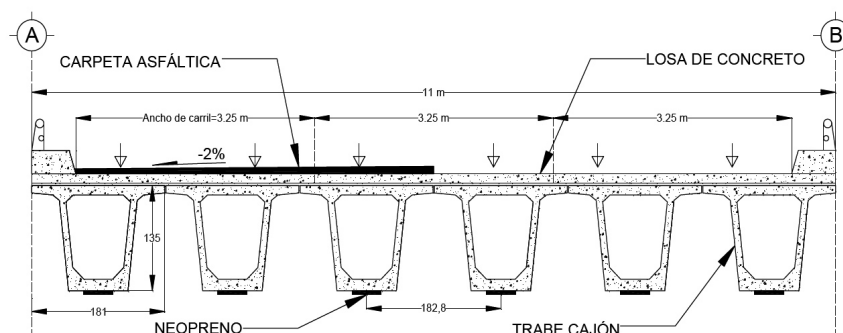


Fig. 3: Sección transversal del tablero de la superestructura (G.E.M., 1992).

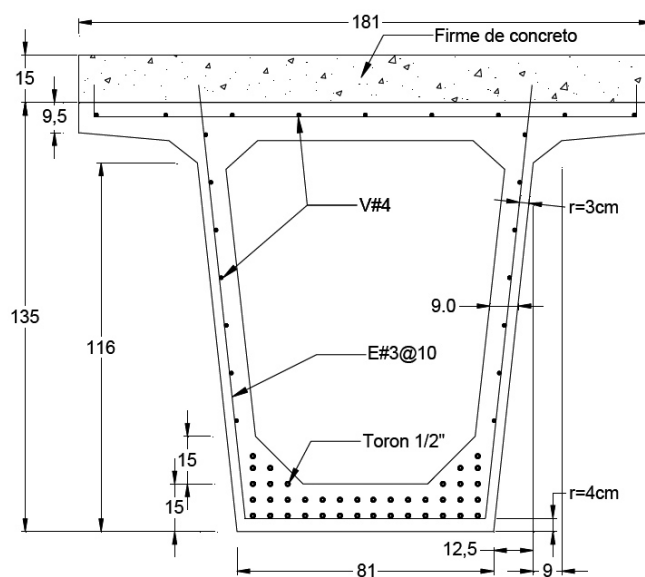


Fig. 4: Sección transversal de una viga del puente (G. E. M., 1992).

Las Tablas 1 y 2 muestran las propiedades de los materiales.

Tabla 1: Propiedades mecánicas del concreto, (G.E.M., Gobierno del Estado de México, 1992).			
	TRABES TIPO CAJON Y LOSA	CABEZALES, PILAS Y ESTRIBOS	UNIDADES
f'c =	400	250	kg/cm ²
E =	280,000	221,360	kg/cm ²
Y =	2,400	2,400	kg/m ³

Tabla 2: Propiedades mecánicas del acero de refuerzo y presfuerzo (G.E.M., Gobierno del estado de México, 1992).			
	ACERO DE REFUERZO	ACERO DE PRESFUERZO	UNIDADES
fpu =	6,300	19,000	kg/cm ²
f'y =	4,200	15,200	kg/cm ²
E =	2,100,000	2,100,000	kg/cm ²
Y =	4,800	4,800	kg/m ³

3. DAÑOS EN LA SUPER ESTRUCTURA

Las trabes presforzadas tipo cajón presentan defectos constructivos como: porosidad en el concreto por deficiente compactación en la parte inferior, el sistema de drenaje es inadecuado debido a que en todas las trabes exteriores se puede observar escurrimientos en toda su longitud. La trabe con mayor índice de afectación se encuentra en el cuerpo sureste, claro oeste, viga externa lado izquierdo del sentido del flujo vehicular (Honorato, 2014) (Fig. 5).



Fig. 5: Trabe más desfavorable, claro oeste del cuerpo sureste (Honorato, 2014).

Esta trabe, al igual que todas las de ese cuerpo, presenta una porosidad localizada en el concreto en su parte inferior (Fig. 6) la cual, aunque no ha sido medida, pudiera afectar el recubrimiento del acero de presfuerzo, en un futuro, en caso que la corrosión la haga desarrollar agrietamiento en esas localizaciones.



Fig. 6: Trabe con porosidad (Honorato, 2014).

Además, se presenta una gran cantidad de escurrimientos en toda su longitud. En todas las traves de este cuerpo (internas y de borde) también se pueden observar grietas con un ancho promedio de 0.5 mm (Fig. 7), principalmente en la cara donde se encuentran los escurrimientos.



Fig. 7: Trabe con escurrimientos y grietas (Honorato, 2014).





El cabezal del cuerpo noroeste lado oeste presenta un grado severo de afectación en la “nariz”, donde descansan las traves prefabricadas, sobre éste se puede apreciar un fuerte agrietamiento de aproximadamente 6 mm de abertura. Además se puede observar que existen grandes escurrimientos que han originado acumulación de materia orgánica, la cual ocasiona que sobre las paredes del concreto crezcan hongos y bacterias (Fig. 8).



Fig. 8: Cabezal con grietas e inicio de corrosión en el concreto (Honorato, 2014).

La Tabla 3 presenta un reporte de los daños observados en el puente.

Tabla 3: Levantamiento de daños del puente (Honorato, 2013).

ELEMENTO	DAÑO	CONSECUENCIAS	RECOMENDACIONES	ESQUEMA
Tablero (Trabes)	En toda su sección longitudinal presentan: porosidad, escurrimientos y grietas (ancho promedio de 0.5 mm) que propician la corrosión de los materiales.	Corrosión del acero de refuerzo y presfuerzo que disminuye su resistencia y durabilidad.	Mejoramiento de sistema de drenaje, así como trabajos de limpieza y pintura en c/u de las trabes que protejan al concreto y acero.	
Cabezales	En ambas "narices" donde descansan las trabes, existen grietas (5.0 mm de ancho) y escurrimientos que han originado crecimiento de materia orgánica.	Corrosión del acero de refuerzo que disminuye su resistencia y durabilidad	Limpieza en elemento y juntas, retiro de materia orgánica, inyección de algún tipo de material cementante en las grietas.	
Pilas	No presenta asentamientos o desplazamientos significativos por lo cual se consideran seguras.	N/A *	Limpieza y Trabajos de pintura.	
Estribos	Escurrecimientos, sin embargo no presenta asentamientos o desplazamientos significativos por lo cual se considera segura.	N/A *	Limpieza y retiro de vegetación.	
Cimentación	No presenta asentamientos o desplazamientos significativos por lo cual se considera segura.	N/A *	N/A *	(Sin imagen)

* No aplica, elemento sin daños significativos

4. ANÁLISIS DE CARGAS DEL PUEBLO

4.1 CARGA MUERTA

De acuerdo a las dimensiones de la superestructura, se obtienen las cargas para una sola trabe (Tabla 4).

Tabla 4: Análisis de carga muerta sobre una trabe (Honorato, 2013).

Losas:	W Los	=	651.6	kg/m
Trabe:	W Tra	=	1346.2	kg/m
Asfalto:	W asf	=	373.7	kg/m
Guarnición:	W guar	=	144	kg/m
Parapeto:	W pto	=	100	kg/m
	W m	=	2615.5	kg/m
• Carga muerta	W m	=	2.62	Ton/m
• Momento por carga muerta:	M max	=	294.2	Ton-m
• Cortante por carga muerta:	V max	=	39.23	Ton

Los valores máximos del cortante (V_{max}) y momento (M_{max}) debido a carga muerta en la trabe se calcularon para una viga simplemente apoyada.

4.2 CARGA VIVA

• **Carga viva de diseño:** Para el cálculo de la carga viva de diseño debida a los vehículos, se consideró en un carril un T3-S2-R4 (Fig. 9) y en los otros dos restantes dos HS-20.

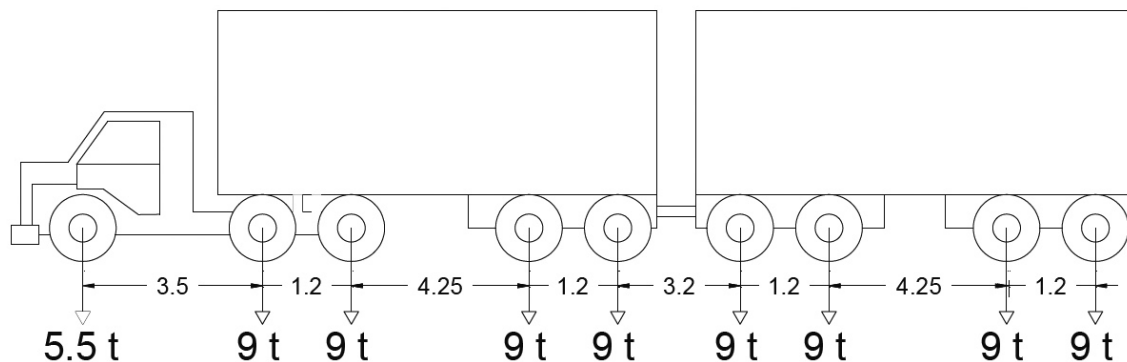
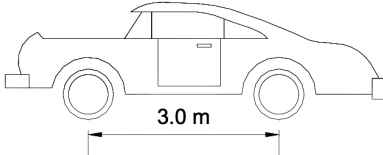
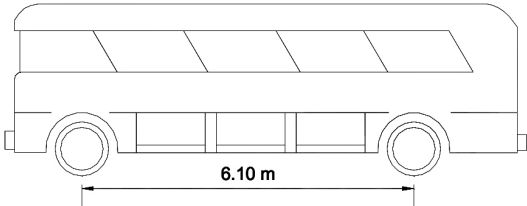
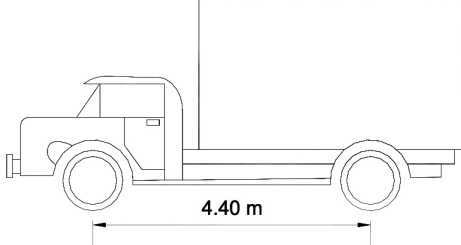
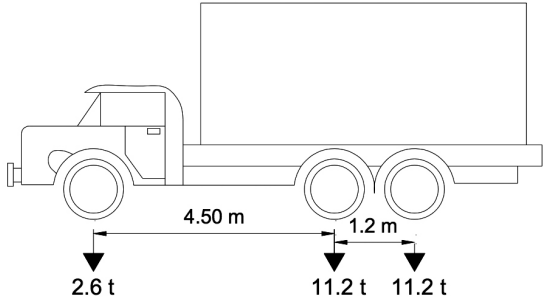


Fig. 9: Camión tipo T3-S2-R4 (77.5 Ton) (Honorato, 2014).

• **Carga viva real:** De acuerdo a estudios previos (Castillo, 2011), se obtuvo la carga viva de acuerdo con aforos realizados sobre el PSV de Toluca y la Av. 5 de Mayo, que está localizado a escasos 900 m del puente en estudio, durante los días 17, 19 y 22 de Marzo del 2010, en horarios de 7:00 a 9:00, de 13:00 a 15:00 y de 18 a 20 hrs. Se puede afirmar que, debido a la cercanía con PSV en estudio, los vehículos que transitan sobre éste, son similares, y son del tipo A, B, C2, C3 (Castillo, 2011). En la Tabla 5 se puede observar un esquema de cada uno de esos vehículos.

Tabla 5: Tipo de vehículos que transitan por el PSV (Castillo, 2011).

TIPO DE VEHICULO	ESQUEMA
A (Automóviles)	
B (Autobuses)	
C2 (Camión con 2 ejes)	
C3 (Camión con 3 ejes)	

• **Momento (M_{max}) y Cortante (V_{max}) máximos actuante en c/u de las trabes:** Para calcular estos elementos mecánicos, se toma como carga viva, la carga viva que resulta del aforo realizado al puente. Se toma el vehículo tipo C3 porque es el que transita con mayor frecuencia sobre el puente (Castillo, 2011).

$$M_{\max} = \frac{1.3}{\phi} \left[M_{\text{cm max}} + \frac{5}{3} (M_{\text{cvt max}}) \right] \quad (1)$$

$$V_{\max} = \frac{1.3}{\phi} \left[V_{\text{cm max}} + \frac{5}{3} (V_{\text{cvt max}}) \right] \quad (2)$$

Donde:

Mcm max = Momento máximo por carga muerta, Mcvr max = Momento máximo por carga viva real, Vcm max = Cortante máximo por carga muerta, Vcvr max = Cortante máximo por carga viva real, $\phi = 1$ para elementos de concreto presforzado. La Tabla 6 muestra los resultados.

Tabla 6: Cortante y Momento máximos (Honorato, 2013).				
Elementos Mecánicos	Mmax	M cvr max	Mu y Vu	UNIDADES
M act =	294.25	110.00	620.86	Ton-m
V act =	39.23	14.20	81.77	Ton

5. TIEMPOS DE INICIO Y PROPAGACIÓN DE LA CORROSIÓN

Para obtener el tiempo de corrosión, se utilizó un modelo de tiempos de inicio y propagación de la corrosión desarrollado previamente (Tutti, 1982). Este modelo considera al tiempo de vida útil como la suma del tiempo de inicio de la corrosión del acero de refuerzo T_1 más el tiempo de la propagación de la corrosión T_2 .

$$T_{vu} = T_1 + T_2 \quad (3)$$

5.1 TIEMPO DE INICIO DE LA CORROSIÓN (T_1)

El tiempo de inicio de la corrosión es el tiempo que tardan los agentes agresores en atravesar el recubrimiento de concreto y llegar al acero de refuerzo, para posteriormente desencadenar la corrosión, este proceso se puede presentar por carbonatación y penetración de cloruros. Para el presente trabajo se reconoce que, debido a la ubicación de la estructura, la corrosión se da principalmente por carbonatación; sin embargo, la mayoría de las investigaciones citadas en trabajos previos, (Honorato, 2014; IMCYC, 2013), estudian estructuras y especímenes cerca de la costa, donde la corrosión del acero es inducida por cloruros. En los siguientes apartados se estima el tiempo de inicio de la corrosión por carbonatación, debido a la contaminación que existe en la ciudad de Toluca (RAMA-ZMVT, 2014).

5.2 INICIO DE CORROSIÓN POR CARBONATACIÓN.

Para determinar el tiempo de inicio de la corrosión inducida por carbonatación, se hizo uso de la Ec. 4, para describir el proceso de la carbonatación en función del tiempo. En esta expresión P_x representa la profundidad de avance de la corrosión por carbonatación en el concreto.

Si la estructura no está protegida contra la lluvia, el coeficiente de carbonatación tiene valores de aproximadamente ($K \sim 2 \text{ mm/año}^{1/2}$) (Martínez *et al.*, 2001) mientras que para estructuras protegidas contra una humedad relativa significativa en el ambiente, el coeficiente toma valores de ($K \sim 6 \text{ mm/año}^{1/2}$) (Martínez *et al.*, 2001).

$$P_x = K\sqrt{t} \quad (4)$$

Considerando para el coeficiente de carbonatación un valor de $K = 6 \text{ mm/año}^{1/2}$, debido a que las trabes presforzadas que conforman el tablero en estudio tienen localizado el presfuerzo que le da resistencia en la parte inferior, la cual no está directamente expuesta a la lluvia. Variando el tiempo de exposición al medio ambiente carbonatado, se obtiene la profundidad de carbonatación en el concreto P_x , como se muestra en la Figura 10.

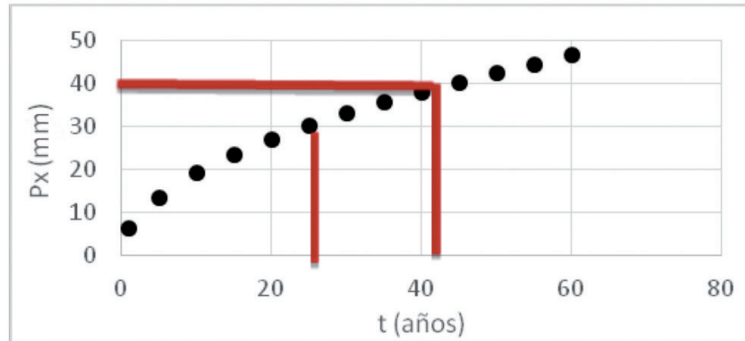


Fig. 10: Profundidad de carbonatación del concreto (Honorato, 2014).

En la Figura 10 se observa que la carbonatación del concreto a la profundidad a la que se encuentra el acero de presfuerzo (recubrimiento=40 mm aproximadamente), se alcanza en 44 años, en el cual se inicia la corrosión del acero de presfuerzo, mientras que, si el recubrimiento fuera de 30 mm, la corrosión se iniciaría en un tiempo de 25 años.

5.3 TIEMPO DE PROPAGACIÓN DE LA CORROSIÓN (T_2)

Los pasos a seguir para determinar la pérdida de área a través del tiempo son, de acuerdo con un modelo previamente desarrollado (Thoft-Christensen, 1998, 2000, 2006a):

a) Se determina la profundidad de penetración de la corrosión en función del tiempo de propagación (P_x). Ésta se calcula con la Ecuación 5.

$$P_x = 0.0115 * I_{\text{corr}} * t \quad (5)$$

Donde t es el tiempo en años e I_{corr} es la velocidad de corrosión en $\mu\text{m/año}$. De acuerdo a estudios previos (Muñoz, 2009), se estimó este valor entre 1.5 y 2.0 $\mu\text{m/año}$.

b) Se obtiene la variación del ancho de grieta en función del tiempo de propagación $\Delta W(t)$. Como ya se mencionó anteriormente, para calcular la pérdida de área es necesario primero calcular el ancho de grieta sobre la superficie del concreto (Díaz, 2012).

$$W = -2.73 \left[\frac{C}{\phi} \right]^{-1} - 6.89[P_x] + 62.68 \left[\frac{P_x}{C/\phi} \right] \quad (6)$$

Donde C es el recubrimiento del concreto en mm, ϕ el diámetro del presfuerzo o acero de refuerzo en mm y P_x la profundidad de corrosión en mm. (Esta expresión considera condiciones generales de ambiente, armado y tiempo del puente en particular).

c) Estimación de la pérdida de diámetro en función del tiempo de propagación ($\Delta\phi(t)$).

$$\Delta\phi(t) = \frac{\left[\frac{\phi/2}{(\phi/2)+C} + 1 \right] * C * \Delta W(t)}{[(\alpha-1) * \pi * \phi]} \quad (7)$$

Donde α es la relación entre las densidades del acero (ρ_{acero}) y los productos de corrosión ρ_{hirr} . (Estos productos son materiales de deshecho como la herrumbre) y Δ_w es el incremento en el ancho de grieta debido al avance de la corrosión. De Thoft- Christensen (2000):

$$\Delta W = \gamma * \Delta \emptyset(t) \quad (8)$$

γ es una constante que varía entre 1.5 y 5, de acuerdo a experimentos desarrollados previamente (Andrade et al., 1993).

$$\alpha = \frac{\rho_{\text{acero}}}{\rho_{\text{hirr}}} \quad (9)$$

Valores típicos de α oscilan entre 2 y 4. Esta variación considera los tiempos de corrosión y calidades de acero involucradas, (Thoft-Christensen, 2000).

d) Cálculo del área de acero o presfuerzo reducida en el tiempo de propagación ($A_r(t)$). Una vez que se haya calculado la pérdida de diámetro $\Delta \emptyset(t)$, se calcula la nueva área de la sección transversal del refuerzo:

$$A_r(t) = A_0 - \Delta A_s(t) \quad (10)$$

Donde A_0 es el área inicial de acero y ΔA_s es la pérdida del área de las barras de acero de presfuerzo o refuerzo en el tiempo t , en mm la cual se calcula con:

$$\Delta A_s(t) = \frac{\pi(\Delta \emptyset(t))^2}{4} \quad (11)$$

Una vez descritas las ecuaciones anteriores, se calcula la reducción del acero de presfuerzo longitudinal, así como la reducción del acero de refuerzo transversal de la trabe tipo cajón en estudio.

6. ANÁLISIS DE CONFIABILIDAD

La incertidumbre se considera sólo en las acciones, por lo que sólo el momento y el cortante máximos se consideran aleatorios y su distribución se supone lognormal. El coeficiente de variación de efectos derivados de acciones sísmicas, suele considerarse del orden de 0.3 (Rosenblueth, 1986; De León, 1996).

Si μ y σ son los parámetros de X , entonces λ y ζ son los parámetros de $\ln X$ y los cuales se obtienen con las relaciones 11 y 12.

$$\zeta^2 = \ln \left[1 + \left(\frac{\sigma}{\mu} \right)^2 \right] \quad (12)$$

$$\lambda = \ln \mu - \frac{1}{2} \zeta^2 \quad (13)$$

Se calcula la probabilidad de falla del puente considerando como estado límite la excedencia del momento resistente (de agrietamiento), R , por parte del momento máximo, Q , para la trabe en consideración. Como el momento resistente se reduce en el tiempo, por efecto de la evolución de la corrosión, habrá un instante en el cual la probabilidad de falla (que crece al reducirse el momento resistente) alcance el límite aceptable. Este límite aceptable se obtiene del equilibrio entre costos y beneficios (De León, 2013a) y permite que, al ser comparado con la probabilidad de falla del puente, se pueda establecer un criterio para determinar el tiempo en el cual es necesario realizar alguna inspección al puente.

Así, las medianas r_m y q_m son

$$r_m = \frac{\mu_R}{\sqrt{1 + \delta_R^2}} \quad (14)$$

$$q_m = \frac{\mu_Q}{\sqrt{1 + \delta_Q^2}} \quad (15)$$

Y se usan para calcular el índice de confiabilidad del puente β .

$$\beta = \frac{\ln r_m - \ln q_m}{\sqrt{\zeta_R^2 + \zeta_Q^2}} \quad (16)$$

La Figura 11 muestra los índices β para diversas reducciones de área de acero.

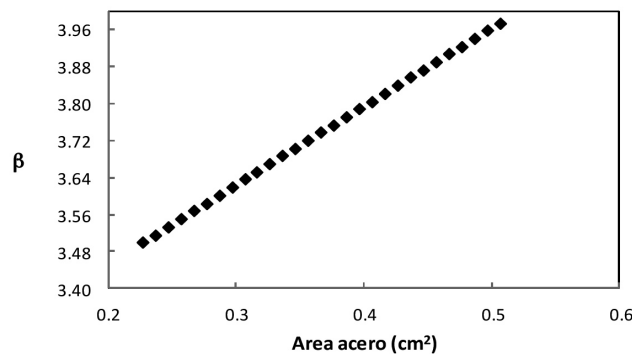


Fig. 11: β para distintas áreas de los 14 torones (Honorato, 2014).

Se desarrolla un ejemplo donde se calcula el índice de confiabilidad aceptable del puente de acuerdo al nivel de pérdidas esperadas en el mismo (por el tráfico y número de personas y vehículos involucrados). Con este índice de confiabilidad aceptable, y con las fórmulas de probabilidad de falla por flexión en el puente, se calcula el área de acero necesaria para alcanzar ese nivel de confiabilidad. Finalmente, con la curva de variación de área de acero respecto al tiempo de corrosión, se estima el tiempo en el cual el área de acero (decreciente en el tiempo) iguale al área necesaria para asegurar la confiabilidad aceptable. Ese es el tiempo recomendado para inspeccionar el puente.

En la Fig. 11 se observa que, para un $\beta = 3.5$, que es el mínimo aceptable para el puente de acuerdo a estudios previos (Castillo, 2011), el área de acero de un torón es 0.247 cm^2 y la figura 12 muestra que, para un área de acero de los torones de

$$14 \cdot 0.247 = 3.5 \text{ cm}^2 \quad (17)$$

T_2 resulta ser de aproximadamente 33 años.

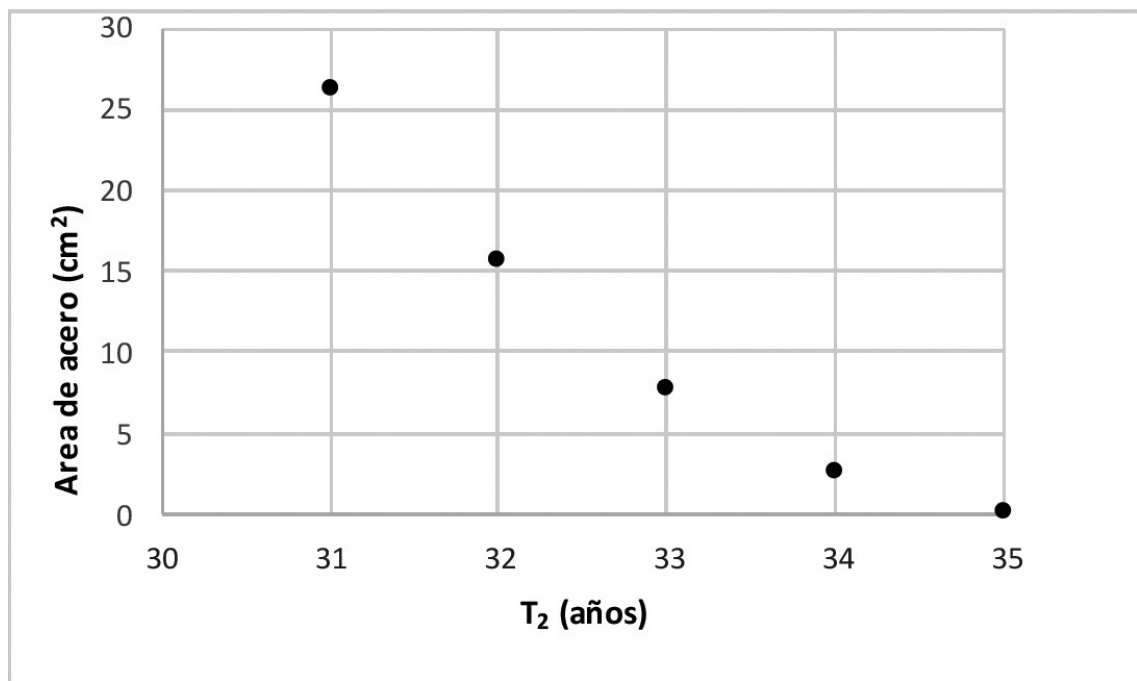


Fig. 12: T_2 para área de los 14 torones (Honorato, 2014).

Así, el tiempo donde el avance de la corrosión será suficientemente crítica como para ameritar una inspección, y tal vez, alguna intervención de mantenimiento, es la suma del tiempo de inicio de la corrosión (40 años) más el tiempo de propagación para afectar los torones de manera que se alcance la probabilidad aceptable de falla, y menos el periodo que lleva en servicio el puente (22 años):

$$40+33-22= 51 \text{ años} \quad (18)$$

7. ANÁLISIS DE RESULTADOS

Aunque el puente muestra algunos daños de tipo superficial, la corrosión aún no alcanza un nivel que provoque una disminución substancial en la confiabilidad del puente. Lo anterior, aunado al hecho de su relativamente poco tiempo de operación. Esto significa que los 51 años calculados para que el avance de la corrosión se considere crítico, parecen ser razonables. Esta estimación se basa en el estado límite de agrietamiento de una de las trabes del puente, que se asocia más con una condición de servicio que con una de resistencia última, por lo que se considera que la estrategia de proteger la seguridad del puente es conservadora.

Por otra parte, dado que el límite permisible para la probabilidad de falla se basa en el costo de consecuencias de falla del puente; el significado del tiempo de inspección estimado, es el del tiempo en que se presume la corrosión afectará al puente para poner en riesgo el monto del costo de consecuencias de falla para el puente aquí estudiado. Otros puentes, con distinto costo de consecuencias de falla, tendrán otros límites de probabilidad aceptable de falla y otras condiciones de deterioro, por lo que el tiempo de inspección resultará diferente.

El estudio puede servir de base para establecer prioridades en el gasto de inspección y mantenimiento de puentes en México.

8. CONCLUSIONES

Se ha propuesto una formulación que establece el tiempo de inspección en un puente para prevenir riesgos de falla por daños producidos por corrosión. La formulación considera la incertidumbre en cargas, las tendencias usuales de la corrosión. Para el puente aquí estudiado, el tiempo de inspección por el ataque de la corrosión, es de 51 años a partir de la fecha.

Un par de aspectos en los que debe tenerse prudencia especial son: a) el que las propiedades de materiales supuestas puedan diferir de las realmente usadas en el puente y b) que la grieta observada en la “nariz” que sirve de apoyo a la trabe, merece atención y seguimiento especiales y se requiere una revisión estructural local y la restauración de la capacidad de dicho apoyo.

Se recomienda extender el estudio a otros tipos de puentes en México, con otras edades y otros estados de deterioro para desarrollar una guía de mantenimiento y un respaldo técnico para sugerir una priorización, en la atención de conservación y mantenimiento, para puentes en el país.

Se recomienda ampliar la formulación para generar recomendaciones para extender la vida útil, en puentes afectados por corrosión, y para generar programas óptimos de mantenimiento de puentes.

REFERENCIAS

Andrade, C., Alonso, C. and Molina, F. J. (1993), “Cover cracking as a function of bar corrosion. Part 1: Experimental tests”, *Materials and Structures*, Vol. 26, pp. 453-464.

Carrión Viramontes, F. J., Acosta Esqueda, M. A., & Hernández Rivera, J. (1999), “Estudios de Corrosión de Concreto Presforzado. Cables de Presfuerzo”, *Reporte Técnico del Instituto Mexicano del Transporte*, Secretaría de Comunicaciones y Transporte, Sanfandila, Querétaro, México.

Castillo Castillo, C. (2011), “Modelo para Deterioro Estructural en un Puente Bajo Riesgo Sísmico”, Toluca, México, *Tesis de Licenciatura*, Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma del Estado de México.

De León D. (1996), “Socio-economic impacts on the seismic design of reinforced concrete buildings on Mexico City”, *Ph. D. Thesis*, University of California, Irvine.

De León D., Delgado D., Martínez L. H., Rangel J. G. y Arteaga J. C. (2013a), “Corrosion initiation time updating by epistemic uncertainty as an alternative to schedule the first inspection time of prestressed concrete vehicular bridge beams”, *Journal of Structure and Infrastructure Engineering: Maintenance, Management, Life-Cycle Design and Performance*, DOI:10.1080/15732479.2013.780084, ISSN 1573-2479.

De León, D., Díaz, S., González, C., (2013b), “Próximo tiempo de inspección en puentes de Concreto presforzado basado en confiabilidad incluyendo el efecto de deterioro por corrosión”, *Revista Técnica de la Facultad de Ingeniería, Universidad del Zulia*, Vol. 36, No.2, ISSN 0254-0770.

Díaz Camacho, S. A. (2012), “Estimación del Impacto del Tiempo de Corrosión en la Evolución del Riesgo de Estructuras de Concreto Reforzado”, *Tesis Doctoral*, Facultad de Ingeniería de la Universidad Autónoma del Estado de México, Toluca, Estado de México.

Estado de Méx., (2014), [Consultado el 1 de Enero de 2014] Disponible en <http://portal2.edomex.ob.mx/sfinanzas/inicio/index.htm?ssSourceNodeId=582&ssSourceSiteId=sfinanzas>

FHWA (1998), Federal Highway Administration, National Strategic Plan, New Jersey, EU, [Consultado el 30 de Marzo de 2014] Disponible en <http://www.fhwa.dot.gov/policy/fhplan.htm>

Fontana, M. (1987), “*Corrosion Engineering*”, McGraw-Hill Book Company, Third Edition, Singapore.

Frangopol, D., and Biondini, F. (2014), "Time-Variant Robustness of Aging Structures", Chapter 6 in *Maintenance and Safety of Aging Infrastructure* (Edited by D.M. Frangopol and Y. Tsompanakis), *CRC Press / Taylor & Francis Group*, DOI:10.1201/b17073-7.

Frangopol, D., and Kim, S. (2014), "Life-Cycle Analysis and Optimization" Chapter 18, Bridge Engineering Handbook - Second Edition, Vol. 5 - Construction and Maintenance (Edited by W-F. Chen and L. Duan), CRC Press / Taylor & Francis Group, Boca Raton, London, New York, 537-566.

Frangopol, D., Dong, Y., and Sabatino, S. (2104), "Optimizing Bridge Network Retrofit Planning Based on Cost-Benefit Evaluation and Multi-Attribute Utility Associated with Sustainability", Earthquake Spectra, EERI (in press).

G. E. M. (2014), Secretaría de Finanzas del Estado de México, [Consultado el 1 de enero de 2014] Disponible en <http://portal2.edomex.gob.mx/sfinanzas/inicio/index.htm?ssSourceNodeId=582&ssSourceSiteId=sfinanzas>

G. E. M. (1992), Gobierno del Estado de México. Información obtenida de la oficina de la Secretaría de Comunicaciones.

Honorato Colín, J. C. (2014), "Estimación del tiempo para mantenimiento de un puente de concreto reforzado expuesto a corrosión en el Valle de Toluca, aplicando métodos probabilísticos", *Tesis de Licenciatura*, Facultad de Ingeniería de la Universidad Autónoma del Estado de México.

IMCO. (2013), [Consultado el 24 de septiembre de 2013] Disponible en http://imco.org.mx/medio_ambiente/la-contaminacion-del-aire-un-problema-que-dana-la-salud-y-la-economia

IMCYC. (2013), [Consultado el 30 de Enero de 2013] Disponible en https://www.google.com.mx/search?q=LA+CARBONATA CION+ENEMIGO+OLVIDADO+DEL+CONCRETO%2C+IMCYC&oq=LA+CARBONATA CION+ENEMIGO+OLVI DADO+DEL+CONCRETO%2C+IMCYC&aqs=chrome..69i57.1113j0j4&sourceid=chrome&es_sm=122&ie=UTF-8

IMCYC. (2011), "Corrosión del Acero de Refuerzo", *Revista Construcción y Tecnología en Concreto*, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C., México, D.F.

Martínez Madrid, M., Tezozómoc, P. L., & Del Valle Moreno, A. (2001), "El Fenómeno de la Corrosión en Estructuras de Concreto Reforzado", *Reporte Técnico del Instituto Mexicano del Transporte*, Secretaría de Comunicaciones y Transporte, Sanfandila, Querétaro, México.

Muñoz, A. (2009), "Comportamiento de vigas hiperestáticas de hormigón armado corroidas y reparadas con mortero, pérdida de propiedades mecánicas del acero de refuerzo y fisuración del recubrimiento de hormigón por corrosión", *Tesis Doctoral*, Madrid, España.

Nowak, A. (2007), "Risk Analysis for Bridges", University of Nebraska, Lincoln, E.U.

RAMA-ZMVT. (2014), [Consultado el 15 de agosto de 2014] Disponible en http://portal2.edomex.gob.mx/rama/contaminacion_atmosferica/index Red Automática de Monitoreo Atmosférico de la Zona Metropolitana del Valle de Toluca.

Rosenblueth E. (1986) "Optimum reliabilities and optimum design", *Structural Safety*, 3, pp. 69-83.

Secretaría de Comunicaciones y Transportes. (2001), "Proyectos de Nuevos Puentes y estructuras similares", *Norma N-PROY-CAR-6-01-001/01*, Libro: Proyecto, Tema: Carretera, Parte: 6 Proyecto de Puentes y Carreteras.

Thoft-Christensen, P. (1998), "Assessment of the reliability profiles for concrete bridges", *Engineering Structures*, Vol. 20 (11), pp. 1004–1009.

Thoft-Christensen, P. (2000), "Modelling of the Deterioration of Reinforced Concrete Structures", *Structural Reliability Theory*, No. 199, Vol. R0020, Aalborg, Denmark.

- Thoft-Christensen, P. (2006a), "Modelling the loss of steel-concrete bonds in reinforced concrete beams", *Procs. IFIP Conference*, Kobe, Japan.
- Thoft-Christensen, P. (2006b), "Numerical study of corrosion crack opening", *Journal of Structure and Infrastructure Engineering*, Vol. 4, No. 5, pp. 381-391. DOI: 10.1080/15732470701270116.
- Torres Acosta, A., & Martínez Madrid, M. (2001), "Diseño de Estructuras de Concreto con Criterios de Durabilidad", *Reporte Técnico del Instituto Mexicano del Transporte*, Secretaría de Comunicaciones y Transportes, Sanfandila, Querétaro, México
- Torres Acosta, A., Martínez Madrid, M., y Pérez Quiroz, J. T. (2010), "Plan Nacional de Evaluación de Puentes Federales libres de Peaje Dañados por Corrosión (2000-2005). Una cuantificación de Resultados, Proyecto y Colaboraciones", *Reporte Técnico del Instituto Mexicano del Transporte*, Secretaría de Comunicaciones y Transporte, Sanfandila, Querétaro, México.
- Tuutti, K. (1982), "*Corrosion of steel in concrete*", Swedish Cement and Concrete Research Institute, Stockholm, Sweden.
- West, J. M. (1986), "*Corrosión y Oxidación. Fundamentos*", Limusa, México.