

Construcción de puentes de acero: mitos y realidades

Alford B. Johnson
Edgar Tapia Hernández
Tiziano Perea Olvera



Casa abierta al tiempo Azcapotzalco

Construcción de puentes de acero: mitos y realidades



Alford B. Johnson
Edgar Tapia Hernández
Tiziano Perea Olvera



Construcción de puentes de acero: mitos y realidades

La publicación preliminar de este libro, escrita por Alford B. Johnson, se desarrolló bajo la dirección del Instituto Americano del Hierro y el Acero (*American Iron and Steel Institute*, AISI) y copatrocinado por el Instituto Americano de la Construcción en Acero (*American Institute of Steel Construction*, AISC) y la Alianza Americana de Puentes de Acero (*National Steel Bridge Alliance*, NSBA).

La adaptación de esta versión de la publicación al español, elaborada por el Dr. Edgar Tapia Hernández y el Dr. Tiziano Perea Olvera, fue producida por el Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, A.C. (IMCA) con la autorización del *Steel Market Development Institute del American Iron and Steel Institute* (AISI). El IMCA se une al agradecimiento del AISI para el autor original Alford B. Johnson y lo extiende al Dr. Tapia y al Dr. Perea por desarrollar la presente adaptación.

La publicación de los materiales contenidos en este documento no pretende ser una representación o garantía del Instituto Mexicano para la Construcción en Acero (IMCA), ni de ninguna otra institución, patrocinador o persona mencionada en el documento. Los comentarios presentados son información general únicamente, y no sustituyen la asesoría profesional de un especialista. La aplicación de esta información en un proyecto específico debe ser supervisada por un ingeniero competente. La persona que haga uso de la información presentada en este documento, lo hará bajo su propio riesgo y asume toda la responsabilidad resultante.

Las opiniones expresadas en este documento son responsabilidad exclusiva de los autores y no reflejan necesariamente los puntos de vista de los Institutos y patrocinadores que colaboraron en esta publicación.

La adaptación al español de esta publicación fue realizada por:

Edgar Tapia Hernández y Tiziano Perea Olvera

Socios del Instituto Mexicano de la Construcción en Acero (IMCA)

Profesores de la Universidad Autónoma Metropolitana – Azcapotzalco (UAM-A)

Publicación preliminar: "Johnson, A. B. (2007), *Steel Bridge Construction: Myths and Realities*, D432-07, editado por American Iron and Steel Institute (AISI) en copatrocinio de la National Steel Bridge Alliance (NSBA) y el American Institute of Steel Construction Inc. (AISC), y con la autorización del Steel Market Development Institute del AISI.

México, Distrito Federal. Marzo, 2015.

Editado por el Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, A.C. (IMCA)

Se imprimió en: INFOCOLOR. Avenida Pte. 335 (Juan Navarro), Col. Vistahermosa, Saltillo, Coahuila.

Tel.: 844 438.6608, Fax: 844 438.6609 / www.infocolor.com.mx / contacto@infocolor.com.mx

Agradecimientos

Los autores agradecen a las siguientes instituciones y patrocinadores su apoyo para hacer que la presente publicación sea posible.

- Instituto Mexicano de la Construcción en Acero (IMCA)
- American Institute of Steel Construction (AISC)
- National Steel Bridge Alliance (NSBA)
- American Iron and Steel Institute (AISI)
- Steel Market Development Institute (SMDI)
- Short Span Steel Bridge Alliance (SSSBA)
- Universidad Autónoma Metropolitana – Azcapotzalco (UAM-A)
- Altos Hornos de México (AHMSA)
- Gerdau Corsa

Construcción de puentes de acero: mitos y realidades

Contenido

	Tema	Página
	Introducción	9
1.	Situación de los puentes en México	11
2.	Durabilidad de los puentes de concreto y acero	16
3.	Ciclo de vida de los puentes de concreto y acero	19
4.	Rendimiento y normas del desgaste del acero	21
5.	Optimización del peso como un enfoque del diseño económico	26
6.	Economía de la longitud del claro en relación a sistemas de acero y concreto	31
7.	Puentes sin juntas	33
8.	Rodamientos para puentes de acero y concreto	35
9.	Pintura para puentes de acero existentes y nuevos	38
10.	Resistencia a la fatiga contra vida útil de la estructura	47
11.	Puentes de acero como estructuras permanentes	49
12.	Puentes de acero con módulos prefabricados personalizados	50
13.	Opciones de puentes de acero con módulos prefabricados	50
14.	El uso de cubiertas de madera en puentes de acero de claros cortos	51
15.	Economía de puentes de claros cortos simplemente apoyados	53
16.	Costo del montaje de puentes de acero y concreto prefabricado	54
17.	Durabilidad y aplicaciones de acero corrugados en puentes de acero	57
18.	Longevidad de los tubos de concreto reforzado en aplicaciones en puentes	58
19.	Aplicaciones en puentes con acero corrugado bajo rellenos	59
20.	Aplicaciones en puentes con protección causas naturales con acero corrugado	59
21.	Comparativa económica de aplicaciones de puentes con concreto reforzado y acero corrugado	60
22.	Beneficios del galvanizado en el ciclo de vida de puentes	61
23.	Comportamiento sísmico	63
24.	Ayudas para el diseño de puentes de acero de claro corto	66

Introducción

Esta publicación es una actualización y adaptación al español y a la práctica en México para el diseño, fabricación y montaje de puentes de acero estructural de la última edición de Johnson (2007). Su propósito es disipar algunos mitos o conceptos erróneos alrededor del uso del acero en la construcción de puentes. Estos mitos a menudo surgen de experiencias pasadas y no consideran los cambios en la tecnología, la mejora de los materiales y productos o la actualización en los criterios de diseño y las prácticas de la construcción actual.

El apego de estos mitos puede limitar la competitividad de las soluciones que el acero puede proporcionar, conduce a un equivocado uso de los productos de acero, y/o impide al diseñador y los propietarios tomar ventaja de las opciones disponibles en puentes.

La información se presenta de manera que la elección de los materiales estructurales se pueda realizar con un conocimiento más preciso y racional. El documento no pretende ser un estudio exhaustivo sobre los aspectos técnicos de diseño de puentes de acero, sino más bien ayudar a los diseñadores y propietarios para obtener el máximo beneficio del acero en la búsqueda de soluciones viables. En la medida de lo posible, el documento incluye otras fuentes de información complementaria.

Otras fuentes técnicas de asistencia son:

- Instituto Mexicano de la Construcción en Acero (IMCA): www.imca.org.mx
- American Institute of Steel Construction (AISC): www.aisc.org
- National Steel Bridge Alliance (NSBA): www.steelbridges.org
- American Iron and Steel Institute (AISI): www.steel.org
- Steel Market Development Institute (SMDI): www.smdisteel.org
- Short Span Steel Bridges Alliance (SSSBA): www.ShortSpanSteelBridges.org
- National Corrugated Steel Pipe Association (NCSPA): www.ncspa.org
- American Galvanizers Association (AGA): www.galvanizeit.org

Mito: Los puentes en México son estructuras estables que tienen una vida útil muy larga y raramente presentan daños.

Realidad: En México se han presentado varios colapsos de puentes cuyo costo de reparación y/o sustitución ha sido significativo.

En México, la construcción de puentes de claro corto se realiza usualmente utilizando concreto armado colado en sitio o con elementos prefabricados de concreto presforzado. Esto se atribuye a una tradición constructiva que se ha visto incentivada por la poca información y los pocos esfuerzos por estudiar el comportamiento de los puentes de acero y los beneficios que esta práctica podrían representar, entre otros factores.

La falta de interés en explorar nuevas soluciones o ampliar el conocimiento adquirido, es incentivada por la perspectiva social que considera que los puentes son estructuras que sufren poco o nulo daño y están relacionadas a vidas útiles de más de cincuenta años. Sin embargo, la realidad es que el colapso total o parcial de puentes en México es cada vez más frecuente.

Según el director de la de Infraestructura Carretera de Caminos y Puentes Federales (CAPUFE), Mauricio Sánchez Woodworth, los colapsos de puentes ocurren por vicios derivados de una supuesta falta de mantenimiento (Monroy 2014). En ellos, el costo de reparación y/o sustitución de un puente de claro corto es de alrededor 50 millones de pesos. Esto pone en evidencia la importancia de implementar esfuerzos encaminados a prevenir y/o mitigar el daño mediante acciones proactivas por parte del gremio de la ingeniería y la sociedad en general.

Ahora, la Secretaría de Comunicaciones y Transportes realizó un estudio entre 1991 y 1999 sobre los flujos vehiculares en México (Moreno et al, 2001), en el cual se consideró la distribución espacial de los vehículos de carga y el tipo de servicio a partir de los pesos brutos vehiculares que se obtuvieron en encuestas de campo. El estudio reportó entre otras conclusiones, que hasta el 50 por ciento de los vehículos registrados por carretera tenían sobrecarga.

Por esto, no debería ser extraño que cada vez sea más frecuente el colapso de puentes relacionado con la sobrecarga vehicular (como se ilustra en la figura 1), o bien, por desastres naturales como los debidos a socavación producto de avenidas extraordinarias en el paso de huracanas y tormentas tropicales (como se ilustra en la figura 2a y 2b), o al inadecuado detallado y control de calidad para evitar fallas de fatiga (como se ilustra en la figura 2c), entre otras razones.

Como ejemplo de lo anterior, el 25 de julio del 2014 se presentó el colapso del puente “Chalma” en la carretera federal entre Iguala y Puente de Ixtla en Morelos, México (Monroy 2014). El puente estaba estructurado con una losa de concreto armado colado en sitio y soportada por dos vigas de acero armadas simplemente apoyadas en un sólo claro de 32 m, (figura 1).

De acuerdo con CAPUFE (Monroy 2014), el colapso se presentó justo después de que pasara un convoy de camiones con sobrecarga; de manera que la unidad piloto no alcanzó a cruzar el puente como se observa en la figura 1. Otras fuentes de información divulgaron versiones no oficiales que atribuían este colapso a la falta de mantenimiento en el puente, a la fatiga de sus apoyos o soportes, e incluso a efectos de resonancia. El costo de reparación se estimó entre 50 a 55 millones de pesos (alrededor de 3.8 millones de dólares), según el Director de Infraestructura Carretera de CAPUFE (Monroy 2014).



Vista general del puente



Vista de la unidad piloto

Figura 1. Colapso de puente “Chalma” el 25 de julio de 2014 (Tonantzin 2014).

Un segundo ejemplo es el colapso del puente “Tonalá” (figura 2) que se ubicaba en la carretera Coatzacoalcos-Villahermosa y que se presentó el 17 de julio de 2009. Un estudio que realizó la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) sobre las causas del colapso determinó, después de haber examinado la evidencia disponible, que se presentó el socavamiento de 11 metros en dos pilas ubicadas en la zona más profunda del río (Basilio 2009). Esta situación dejó expuestos los pilotes de acero en la cimentación que tenían una profundidad de 15 metros. El estudio descarta la corrosión como causa directa del evento.

El puente Tonalá, de 252 metros de longitud y 9.5 metros. de ancho, fue construido en 1958; constaba de siete tramos de losa de concreto reforzado, apoyada sobre cuatro vigas presforzadas de 36 metros de longitud cada una. Los apoyos estaban integrados por dos estribos extremos y seis pilas intermedias de concreto reforzado, cimentados en pilotes de acero de 610mm (24 pulg.) de diámetro.

En 1988 se le aplicaron trabajos de reforzamiento, con la finalidad de dotarlo de capacidad para soportar las cargas vehiculares mayores que las consideradas en su diseño original. En 2003, se construyó una nueva losa de concreto que sustituyó a la original. En 2005 se realizó un estudio para conocer la geometría del fondo del río bajo el puente y el resultado indicó que no existían anomalías que pusieran en riesgo la estructura. Asimismo, en los años 1995, 1997, 1999, 2005, 2007 y 2008 se inspeccionó la obra conforme a las directrices del Sistema de Puentes de México (SIPUMEX) y todas las inspecciones revelaron que el puente estaba en buen estado físico. No obstante el refuerzo oportuno y que el puente fue revisado periódicamente, no logró mantenerse en pie frente al fenómeno natural de la socavación o cambio de profundidad que se da en los lechos de los ríos derivados de las corrientes.



Figura 2. Colapso del puente “Tonalá” de concreto en carretera Coatzacoalcos-Villahermosa en julio de 2009 atribuido a socavación en dos pilas (Basilio 2009).

Otro ejemplo de falla de un puente de concreto en México por otro desastre natural es el caso del puente “Coyuca 1” (figura 3), el cual colapsó el 18 de septiembre del 2013 debido a la socavación como resultado de la extraordinaria avenida paso del huracán Manuel (Frías 2013); la superestructura del puente Coyuca 1 consistía vigas pretensadas de concreto simplemente apoyadas en quince claros, de los cuales sólo colapsaron siete y el resto registró daños (Capistrán 2013).

En realidad, la ocurrencia de los dos huracanes Manuel e Ingrid a mediados septiembre de 2013 provocaron daños en 31 puentes, de los cuales 10 de ellos colapsaron por socavación en los apoyos. Entre los puentes más afectados estuvieron los puentes Coyuca 1, Papagayo 1, Barra Vieja Las Lomas, Petaquillas, y Del Canal (Frías 2013). De hecho, como sistema provisional para restituir el tránsito, en el puente Del Canal se construyó un puente de acero tipo Bailey; es decir, un puente portátil prefabricado de elementos de acero estructural.



Figura 3. Colapso del puente “Coyuca 1” de concreto el 18 de septiembre del 2013 debido al paso del huracán Manuel (Xinhua 2013).

Un ejemplo de falla en puentes de acero es el que muestra en la figura 4, en la cual se nota la fractura en una viga armada de acero que inició en la soldadura del empalme en el patín inferior, y que después se extendió al alma. Algo interesante de notar es que, no obstante a la poca redundancia de este puente de dos vigas y la fractura en una de ellas (que prácticamente atraviesa el alma), no se produjo el colapso del puente. El inicio de la grieta en la soldadura se atribuye a efectos de fatiga, que quizás fue promovida por la sobrecarga vehicular, por la mala calidad y/o baja tenacidad en la soldadura, y al poco arriostramiento lateral en las vigas del puente.



Vista lateral del puente



Acercamiento en la zona de fractura

Figura 4. Daño por fatiga de puente con vigas armadas de acero (cortesía Rodríguez y Frías 2012).

Otro ejemplo, que pone en evidencia la necesidad de ampliar el conocimiento adquirido en el comportamiento de puentes de acero en México es el colapso de un puente de concreto armado en sitio durante el sismo del 8 de mayo del 2014 en Técpan de Galeana, Guerrero en el sur de México.

Este caso se comenta ampliamente más adelante en este documento en un Mito que discute la influencia de las demandas sísmicas en el diseño de los puentes.

Así, la sobrecarga en los camiones, aunado a los efectos de socavación, falta de mantenimiento, y antigüedad de los puentes, y otros desastres naturales han ocasionado daño en numerosos puentes en el país. No obstante, los daños en puentes por sobrecarga o por desastres naturales no es exclusivo de los puentes de concreto, o bien, de los puentes de acero, sino más bien de la excedencia de las resistencias nominales por demandas adicionales no consideradas en el diseño, entre otros factores.

REFERENCIAS:

- Basilio A. (2009). "Causa del colapso del puente Tonalá". Artículo periodístico. Diario de Xalapa. 12 de agosto de 2009.
- Capistrán, J.C. (2013). "Atención de emergencias en la red de carretera federal libre de peaje". Revista Vías Terrestres: órgano oficial de la Asociación Mexicana de Ingeniería de Vías Terrestres A.C. Número 26. Impacto de la naturaleza en las vías terrestres. Noviembre-Diciembre 2013.
- Frías, R. (2013). "Efectos de los fenómenos meteorológicos". Revista Vías Terrestres: órgano oficial de la Asociación Mexicana de Ingeniería de Vías Terrestres A.C. Número 26. Impacto de la naturaleza en las vías terrestres. Noviembre-Diciembre 2013.
- Monroy D. (2014), "Desmiente CAPUFE versiones acerca del colapso del puente Chalma". Artículo periodístico. Quadratin, Morelos. 13 de agosto.
- Moreno E., A. Bustos, R. Aguerrebere y A. Becerro (2001), "Características del autotransporte público y privado de carga en las carreteras mexicanas", Secretaría de Comunicaciones y Transportes, Instituto Mexicano del Transporte. Publicación técnica 167. Querétaro.
- Rodríguez F. y R. Frías, comunicación personal. Secretaría de Comunicaciones y Transportes.
- Tapia-Hernández E. T. Perea, K. E. Barth and M. G. Barker, (2013), "Influencia de la excitación sísmica en el diseño de puentes de acero de claro corto", Memorias, XIX Congreso Mexicano de Ingeniería Sísmica, Boca del Río, Veracruz.
- Tonantzin P. (2014), "Colapsa puente en Morelos; hay tres personas heridas". Artículo periodístico. Excélsior. 26 de julio de 2014.
- Xinhua (2013), "Colapsa puente en Coyuca de Benítez, Guerrero". Artículo periodístico. Excélsior. 18 de septiembre de 2013.

Mito: El concreto dura para siempre sin necesidad de mantenimiento.

Realidad: El concreto se ve afectado por los mismos factores de deterioro ambiental que el acero. El intemperismo también afecta la calidad de los materiales y su resistencia.

Algunas personas creen que una vez que se han construido, los puentes de concreto armado (prefabricados o colados en sitio, con o sin presfuerzo) duran para siempre, mientras que los puentes de acero se corroen lentamente. De hecho, la percepción es que el concreto es un material inerte que es menos vulnerable al medio ambiente que el acero estructural.

En primer lugar, casi todos los puentes de acero tienen componentes de concreto como la cubierta y la cimentación; en muchos casos, lo que se ha denominado deterioro del puente de acero, también involucra a los componentes de concreto. El deterioro del concreto es un tema que ha sido ampliamente investigado, pero no tan ampliamente discutido. De acuerdo con la Organización para la Cooperación y Desarrollo Económico (OECD 1989), algunas de las causas importantes del deterioro de puentes de concreto son:

- Contaminación por cloruros de las sales de deshielo, el aire y el agua de mar salina
- Ataque de sulfato
- Efectos térmicos (efecto de la congelación y la descongelación)
- Mala calidad del concreto
- Insuficiente recubrimiento del concreto
- Falta de mantenimiento
- Reacciones álcali-sílice
- Drenaje ineficiente

Cualquier combinación de estos factores, tales como el uso de sales en un clima de congelación y descongelación con un drenaje ineficiente, que es una situación común en algunas regiones, puede en gran medida acelerar el deterioro del puente, ya sea de concreto o de acero.

Uno de los puntos mencionados anteriormente, la reacción álcali-sílice, ha sido citado por el Programa de Investigación de Carreteras Estratégicas en Estados Unidos (*Strategic Highway Research Program*) como una de las principales causas del agrietamiento y deterioro de las estructuras de concreto en ese país.

La reacción álcali - sílice es inherente, lo que hace que el concreto se expanda y se agriete, esto a partir de la combinación de tres situaciones:

- a. Presencia de reactivos de sílice o silicato en el agregado
- b. Alta cantidad de álcali (sodio y potasio), principalmente proveniente del cemento
- c. Humedad alta en el concreto

La combinación de sílice y álcali ocasionan un producto de reacción en gel. Cuando esta gel encuentra humedad se expande provocando grietas en el concreto. En regiones áridas desérticas, la falta de humedad provoca que la reacción en gel reduzca su tamaño, lo que también ocasiona grietas en el concreto. Aunque esos agrietamientos y daño también son causados por factores externos, como el proceso de congelación y descongelación, la corrosión del acero de refuerzo, y/o la contracción por secado y el flujo plástico en el concreto, la reacción álcali – sílice es un proceso que ocurre dentro del propio concreto.

Rostam (1993) presenta otra discusión a fondo sobre el deterioro del concreto. En este trabajo se describe la carbonatación como el proceso mediante el cual el dióxido de carbono (CO_2) es absorbido por el concreto, reduciendo gradualmente su alcalinidad hasta un punto en el que el acero de refuerzo pierde su protección contra la corrosión. Asimismo, se puntualiza el hecho de que la intrusión de cloruro ataca al concreto en ambientes marinos, y en donde la sal se usa cada vez más como agente de deshielo. En estos casos, el concreto se ve sujeto a un choque provocado por la congelación, el cual causa pequeñas grietas que permiten gradualmente que el cloruro cargado de humedad penetre al interior del concreto y, consecuentemente, ataque también al acero de refuerzo. El resultado (por ejemplo, el desprendimiento en el concreto y el daño en el mismo acero de refuerzo) no son necesariamente evidentes en un inicio.

Similarmente, Kogler (2007) señala que:

- a. Las demandas asociadas con el paso del tiempo, el intemperismo severo en algunos sitios, el aumento del uso de sales en algunas carreteras y la sobrecarga del tráfico que sobrepasan los límites permitidos, han provocado que la durabilidad de los puentes se vea afectada.
- b. El aumento en el número de aplicaciones de concreto presforzado ha dado lugar a un gran número de puentes en los que, los cables de acero de presfuerzo de alta resistencia están protegidos del medio ambiente y la corrosión por sólo 3 a 5 centímetros de recubrimiento de concreto.
- c. La corrosión en los cables de acero de presfuerzo es uno de los factores críticos que justifican el incremento en el número de puentes clasificados como deficientes por el Sistema de Información de Administración de Puentes de los Estados Unidos (*Bridge Management Information System*, FHWA).

- d. Hay una necesidad evidente de considerar protectores de recubrimiento en estructuras de concreto, así como de soluciones específicas para la prevención de la corrosión en estructuras nuevas y existentes.

El Instituto Americano del Concreto (*American Concrete Institute, ACI*) también reconoce que las estructuras de concreto están sujetas al deterioro. De hecho, se recomienda sellar la superficie de concreto para reducir la permeabilidad, ya que esto se considera el factor más importante que afecta los índices de deterioro de una varilla de refuerzo por la corrosión, la carbonatación, la reacción álcali-sílice o ciclo de congelación y descongelación, los cuales también pueden ocurrir simultáneamente. Resulta ser muy grave cuando este tipo de deterioro interno en las barras de acero de refuerzo o presfuerzo se presenta, ya que la reparación o el remplazo del puente representan soluciones muy costosas. Asimismo, estos defectos ocultos en un puente de concreto pueden ser extraordinariamente difíciles de detectar y pueden llevar a un colapso catastrófico como el que sucedió en un puente en Quebec, Canadá en el 2006. El puente, que había sido construido en 1970, colapso debido a la falta o pérdida del refuerzo en los extremos de la viga, lo que es virtualmente imposible de detectar una vez que el puente ya está construido.

En contraste, el deterioro de las estructuras de acero es más visible. De hecho algunos signos de la corrosión podrían dar la impresión de que el acero es más propenso al mantenimiento; sin embargo, el acero es fácilmente reparable en casi cualquier etapa de la corrosión y con los años se ha demostrado su tolerancia notable a la falta de mantenimiento.

REFERENCIAS:

- OECOD (1989) “Durability of Concrete Road Bridges”, Organization for Economic Co-Operation and Development, Road Transport Research Report. *Handbook for the Identification of Alkali-Silica Reactivity in Highway Structures*, Strategic Highway Research Program.
- Rostam, S. (1993), “Service Life Design - The European Approach”, *Concrete International*, July.
- Kogler, B. (2007), “Concrete Bridges: Heading Off the Impending Durability Burden”, *Journal of Protective Linings and Coatings*, April.

Mito: Los puentes de concreto tienen una duración mayor que los puentes de acero.

Realidad: No existe evidencia estadística que apoye la premisa que los puentes de concreto duran más que los de acero.

En relación a la vida útil en los puentes de concreto, en comparación a la correspondiente en los puentes de acero, se han realizado varios intentos para demostrar que las estructuras de concreto duran más que el acero, pese a que el primer gran puente de concreto pretensado (el puente Walnut Lane en Filadelfia) fue reemplazado después de una vida útil de tan solo 40 años aproximadamente. Por supuesto, existen ejemplos de puentes de acero muy deteriorados por el insuficiente mantenimiento que también han sido reemplazados, aunque también existen muchos puentes de acero con más de 100 años de vida útil que siguen siendo utilizados en la actualidad.

Tal vez la imagen más evidente se presenta en un exhaustivo estudio realizado en la Universidad de Lehigh en 1992 por los profesores David Veshofsky y Carl Beidleman (Veshofsky et al. 1993). Ellos analizaron las tasas de deterioro, de aproximadamente 577 mil puentes que, en ese momento, estaban incluidos en el inventario de la Administración Federal de Carreteras de los Estados Unidos (FHWA por sus siglas en inglés). Sus conclusiones fueron que:

El tipo de material utilizado en la superestructura no es un indicador de la esperanza de vida de un puente.

- a. La edad del puente es el principal factor determinante del deterioro.
- b. El segundo determinante más importante del deterioro del puente es la intensidad media de tráfico.

Más recientemente, en un artículo titulado “Fuerza duradera” publicado en la edición de septiembre del 2003, sus autores señalan los problemas existentes y potenciales de puentes de concreto postensado (Poston et al. 2003). Hacen notar que, en puentes construidos recientemente en Florida y en otros sitios en los Estados Unidos, se encontraron una gran cantidad de tensores del postensado con corrosión. Estos tensores se estudiaron mediante ensayos no destructivos y, a partir de la inspección con un fibroscopio de un costo considerable, se confirmó la evidencia de corrosión en las hebras de los cables debido a los procedimientos de unión y la exposición de filamentos en las uniones a una atmósfera salina o productos químicos de deshielo.

Al parecer, los tendones del presfuerzo en puentes de concreto son susceptibles a errores que son difíciles de detectar y que pueden dar lugar a graves problemas estructurales. En contraste, los problemas con puentes de acero son generalmente detalles en las articulaciones y en los apoyos.

REFERENCIAS:

- Poston, Randall W., Frank, Karl H. y West, Jeffery (1993). "Enduring Strength", Civil Engineering, Septiembre, 2003.
- Veshofsky, D; Beidleman, C R; Bluetow; M y Demir (1993), "Comparative Analysis of Bridge Deterioration Rates", ATLSS Program-NSF Engineering Research, Lehigh University.

Mito: El comportamiento del acero de grado intemperizable sólo funciona en condiciones climáticas ideales.

Realidad: El comportamiento ante intemperismo del acero se realiza con éxito cuando se diseña y se detalla conforme a las normas de la Administración Federal de Carreteras de los Estados Unidos (FHWA por sus siglas en inglés) y los lineamientos de la práctica. Igualmente, hay casos de puentes de acero que no cumplen con estos lineamientos y que se comportan bien.

Cuando se usa correctamente, el acero intemperizable es por mucho el material más rentable para puentes si se consideran los costos iniciales y/o los costos a largo plazo. A través de los años se han presentado algunos problemas aislados debido a la falta de conocimiento en el uso del material y su posterior uso indebido. El hecho es que el acero protegido contra intemperismo es aceptable en la mayoría de los países. Sin embargo, debido a problemas aislados se hizo evidente que se necesitaban normas sobre el uso de acero intemperizable para que los propietarios puedan aprovechar los beneficios económicos con certidumbre.

NORMAS DE LA ADMINISTRACIÓN FEDERAL DE CARRETERAS DE LOS ESTADOS UNIDOS, FHWA

En los Estados Unidos, la FHWA llevó a cabo en 1988 un foro sobre “el intemperismo en el acero”, y cuyo fin era el de discutir y establecer criterios para la elaboración de sus normas. Este foro reunió a los departamentos de transporte estatales, quienes discutieron sus experiencias positivas y negativas sobre el intemperismo en puentes de acero. El resultado de este foro fueron las primeras “Recomendaciones técnicas sobre el intemperismo del acero en estructuras” de 1989. Estas normas, son continuamente revisadas y actualizadas por las FHWA, siendo publicada la última edición en el 2012.

De acuerdo con las normas FHWA, hay cuatro consideraciones que deben tenerse en cuenta al considerar el uso de acero intemperizable:

- Condiciones ambientales y del sitio.
- Ubicación.
- Información sobre el proyecto para diseñar un drenaje adecuado.
- Mantenimiento.

Medio ambiente

Antes de considerar el uso de acero de grado intemperizable es necesario realizar una evaluación atmosférica y de las condiciones del lugar del sitio en particular. De hecho, la industria

del acero en los Estados Unidos ofrece un servicio gratuito para apoyar a los propietarios en evaluar los factores como ambiente marino, la precipitación anual, la prevalencia de la niebla, los contaminantes atmosféricos y de la industria, con el propósito de determinar si las condiciones del lugar son adecuadas para el uso de acero de grado intemperizable. Algunos de estos factores como la niebla salina pueden afectar negativamente el rendimiento de cualquier material del puente.

Ubicación

Deprimidos en entornos urbanos donde se aplique sal, y estén sujetos al tránsito pesado, pueden producir un efecto de túnel de contención que cause que la sal se levante de la carretera y se deposite en la parte superior de los puentes como se muestra en la figura 5.

Este efecto puede resultar en corrosión excesiva para un puente de acero. Sin embargo, existe una innumerable cantidad de puentes de acero de grado intemperizable usados como pasos superiores con más de 30 años de desempeño exitoso.

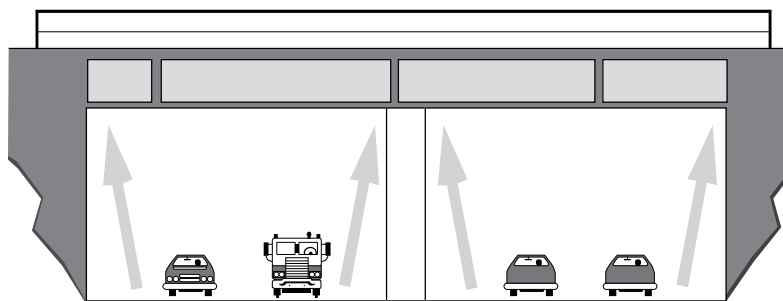


Figura 5. Sal esparcida hacia la parte superior del puente

Detalles de diseño

El factor más importante que afecta el rendimiento del acero intemperizable está relacionado con los detalles de diseño que aseguran un drenaje adecuado, lo que minimiza la exposición del acero con el agua y las sales de deshielo de la calzada.

Las Normas de la FHWA presentan con mayor detalle los requisitos para lograr diseños adecuados. Algunos de los aspectos más destacados se resumen a continuación:

Uniones

Cuando sea posible, se deben eliminar las juntas en el puente (vea la sección sobre las uniones en un puente), ya que pueden ocasionar problemas de corrosión y mantenimiento de todo tipo de estructuras. Cuando se usan juntas se presupone que existirá un drenaje adecuado, como pendientes bajo la junta de expansión.

Las normas de la FHWA recomienda que el acero se pinte por debajo de la junta a una distancia de 1.5 veces el peralte de la viga como protección contra los efectos de una fuga. Una vez más, hay muchos ejemplos de puentes con más de 30 años con un desempeño exitoso sin protección. Por lo tanto, en los puentes de acero un detallado adecuado es importante y eficaz.

Drenaje

El drenaje de la cubierta debe ser desviado lejos de la superestructura y la subestructura. Maximizar el espacio entre los rebosaderos aumenta la velocidad del flujo de agua que corre a través de ellas y ayuda a eliminar los residuos. Igualmente, los tubos de la bajada pluvial no deben colocarse en contacto con los elementos de acero y los desagües no deben proyectarse a través de secciones de una viga cajón tubulares, donde las fugas puedan pasar desapercibidos.

Mantenimiento e inspección

Los puentes de acero de grado intemperizable, al igual que todos los puentes, deben contar con programas de inspección eficaces. Debido a la naturaleza única del acero intemperizable, los inspectores tienen que saber la diferencia entre las capas de óxido deseado y la escala de óxido indeseado.

En el AISI hay información y ayuda adicional al respecto. De manera general, los programas de mantenimiento deben incluir:

- Limpieza de canales en las juntas y sellado de las juntas del tablero.
- Limpieza y pintura del acero sólo en la zona debajo de las juntas del puente o repintado (si es necesario).
- La eliminación de la suciedad y los residuos que mantengan la humedad o que conserven un estado de superficie mojada en el acero. Tales condiciones no permiten que el acero desarrolle su pátina protectora.
- El mantenimiento de la pantalla de los desagües.
- Eliminación de la vegetación cercana que impide el secado natural de la superficie de acero.

Manchas del concreto

La tinción de la subestructura de concreto puede ocurrir con acero de grado intemperizable. De hecho, la mayoría de los problemas relacionados con la tinción se producen durante la construcción antes de la colocación de la cubierta del puente, ya que después el acero queda protegido. Esto es cierto, incluso en las uniones del puente que por lo general permanecen a la intemperie tiempo suficiente para que la pátina protectora se forme sobre el acero.

En ciertos entornos la pátina se puede formar en tan poco tiempo como un año y en climas extremadamente áridos, el óxido podría nunca formarse por completo. En términos generales, la formación completa de óxido se tarda alrededor de tres años de humedecimiento y secado alternados.

La clave para evitar este fenómeno radica en la protección de las capas de muelle y los estribos durante la construcción antes de la colocación de la cubierta, ya que eso ocurre porque no son envueltos temporalmente con polietileno (figura 6). Otra posible solución es sellar el concreto para prevenir la penetración de la mancha. El uso de selladores como silano, siloxano, poliuretano y silicona líquida pueden proporcionar por lo menos entre dos y cuatro años de protección para este propósito.

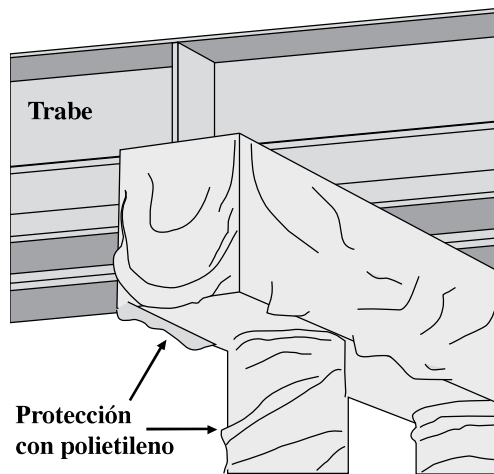


Figura 6. Tinción del concreto

Si se desea protección contra la corrosión de las pilas de concreto o estribos se puede combinar con una capa de acabado de poliuretano transparente o pigmentado, ya que esto deberá proporcionar una protección de 25 a 30 años.

También hay detalles que ayudan a desviar el agua lejos del concreto como bandejas de goteo (figura 7). Sin embargo, este método puede ser ineficaz si los muelles son muy anchos o altos, ya que el viento puede transportar el agua desviada nuevamente a las superficies de concreto.

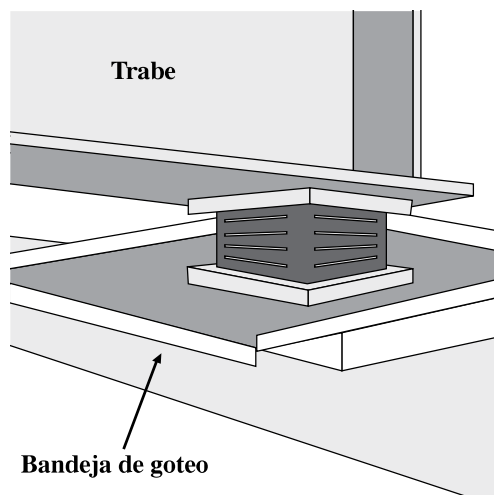


Figura 7. Detalles del drenaje

EJEMPLOS DE PUENTES

Las consideraciones ambientales en las normas de la FHWA no pretender ser una limitación en el uso de acero de grado intemperizable, ya que debidamente consideradas, las normas podrán ayudar a superar el daño en algunos casos. Al respecto, hay numerosos ejemplos de intemperismo en puentes de acero que se desempeñan excepcionalmente bien en las condiciones atmosféricas aún más severas que las recomendadas en las normas de la FHWA.

Un ejemplo de lo anterior, son una serie de diez puentes con grado intemperizable que atraviesan la región montañosa de San Juan en la costa sur de Puerto Rico, que llevan la ruta PR52 sobre barrancos. El ambiente es un clima tropical cálido y húmedo con vientos predominantes cargados de sal y aproximadamente unos 254 centímetros (100 pulgadas) de lluvias al año. Estos puentes, en servicio desde hace más de veinticinco años, en esta ubicación atmosférica cuestionable, han soportado excepcionalmente bien sin mayores problemas de mantenimiento.

Otro ejemplo, es una sección de la autopista de Nueva Jersey que se encuentra cerca del mar, que atraviesa marismas y pasa por uno de los peores ámbitos de contaminación industrial en el país. Estos puentes han estado en funcionamiento durante años y siguen funcionando bien.

En algunos casos, el aspecto del intemperismo puede no ser una primera opción, pero esto no debe impedir que los dueños se beneficien de las economías del acero de grado intemperizable. En estos casos, la recomendación es limpiar soplando y pintar la superficie exterior de las vigas solamente.

Así, dada la reciente experiencia positiva y los beneficios de los costos a corto y largo plazo del acero intemperizable, su uso merece una cuidadosa consideración por todos los propietarios. De hecho, en varios sitios se especifica el uso del acero intemperizable en puentes de acero, a menos que exista una razón evidente para no hacerlo.

REFERENCIAS:

- AISC Marketing (1993). "Uncoated weathering steel bridges", Vol. 1, Cap. 9., *Highway Structures Design Handbook*, enero.
- AISI (1995), "Performance of Weathering Steel in Highway Bridges", Robert K. Nickerson, American Iron and Steel Institute.
- FHWA (1989), "Uncoated Weathering Steel in Structures", FHWA Technical Advisory T5140.22. October.

Mito: La optimización del peso es el mejor enfoque para un diseño económico.

Realidad: Aunque esto puede ser cierto en algunos casos, el ahorro en el material en ocasiones puede ser más que compensada por el aumento en los costos de fabricación. En ciertos casos, la aceptación del peso adicional puede resultar en la solución de menor costo.

En el pasado, a menudo era suficiente encontrar la solución con menos peso para asumir que también sería la solución más económica. Sin embargo, la realidad es que el material y la mano de obra pueden ocasionar una fluctuación en los costos debido a la economía mundial o nacional y la variación que se puede presentar de una región a otra. Como resultado, el diseñador tiene que ser más consciente del equilibrio entre el material y el impacto en el tiempo de fabricación; es decir, el número de piezas de detalle y las operaciones de fabricación involucradas.

PLACAS PARA PATINES

Un ejemplo son las placas de los patines que representan una parte significativa del costo del material. La cantidad de trabajo asociado a la fabricación de los patines puede variar de manera significativa como resultado del diseño. Si una persona comprende la manera más económica en la que se puede fabricar el patín esta variación del costo es más fácil de entenderse.

La forma más eficiente para fabricar los patines consiste en soldar varias placas de diferentes espesores recibidos desde la planta. Después de realizar pruebas no destructivas, los patines individuales se separaron u obtuvieron de cortar la placa completa (figura 8). Esto reduce el número de soldaduras, interrupciones en el suministro de soldaduras, la cantidad de desperdicio de material y el número de rayos X necesarios en ensayos no destructivos. El objetivo obvio, por lo tanto, es mantener anchos de patín constantes dentro de una longitud individual de transporte mediante la variación del espesor requerido. Esto también es beneficioso cuando se utilizan cubiertas metálicas colocadas *in situ*.

Debido a que la mayoría de los fabricantes compran, por lo general, anchos de placas de 72 pulgadas para obtener mayores descuentos por el tamaño, lo mejor es repetir los espesores de la placa tanto como sea posible. En el ejemplo mostrado en la figura 9, hay demasiadas placas diferentes. Hubiera sido mejor aumentar el espesor de algunas placas para combinar los anchos para acercarlos al ancho de 72". Las placas más gruesas no permiten esto, pero al menos, la relación de diseño – costo se cumple en la medida de lo posible. Por otra parte, sin combinar cada empalme tendrá que ser soldado individualmente en lugar de hacer grupos. Cuando se combinan placas, los fabricantes deben permitir una pérdida del ancho de $\frac{1}{4}$ " entre cada corte.

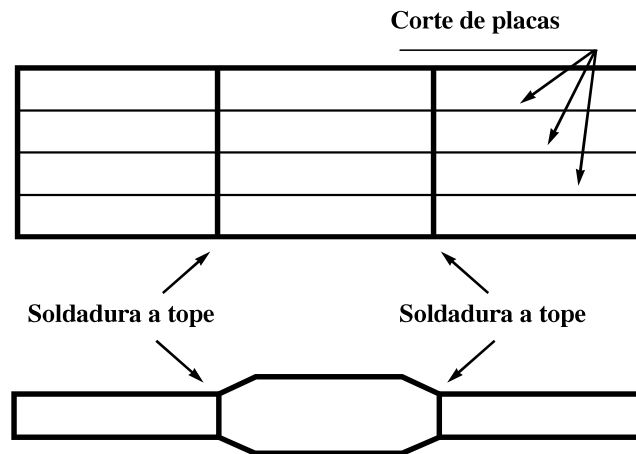


Figura 8. Corte de placa para patines

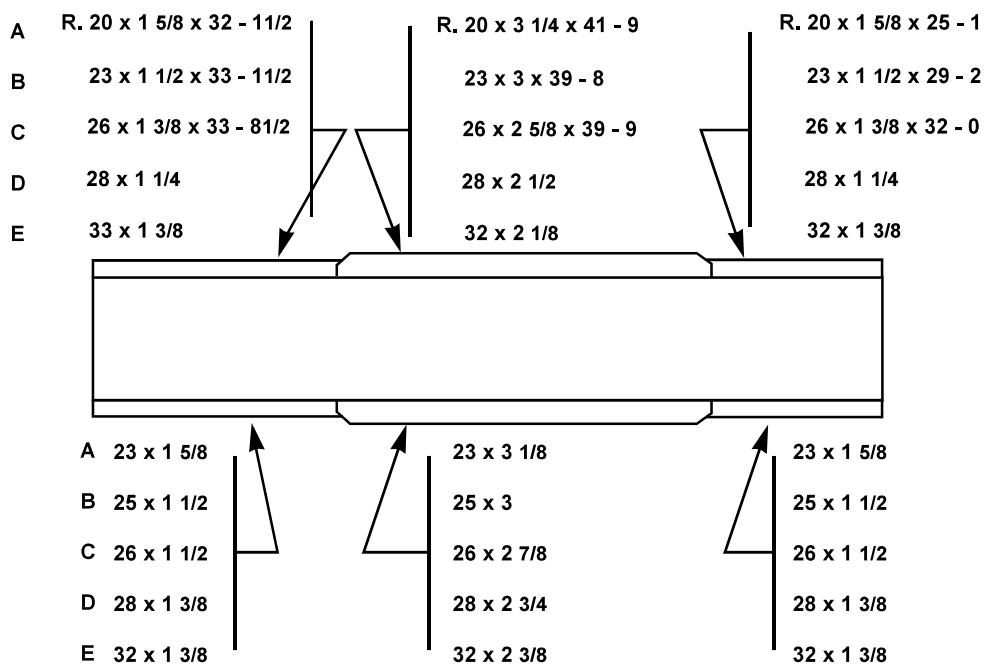


Figura 9. Repetición del espesor de la placa

Dicho de otra manera, es más barato hacer grandes cantidades de pedidos de una placa de espesor único, porque a menudo permite al fabricante satisfacer los requisitos de los pedidos con cantidades mínimas eliminando los recargos de tonelaje. Los tamaños similares de patines obtenidos durante el diseño preliminar deben agruparse para reducir al mínimo el número de espesores de la placa que se debe pedir. Por ejemplo, si el diseño preliminar está optimizado a ocho espesores 1 1/4", 1 3/8", 1 1/2", 1 3/4", 1 7/8", 2", 2 1/8" y 2 1/2" se debe considerar reducirlo a cuatro espesores de placa: 1 1/4", 1 1/2", 1 3/4" y 2 1/2".

La discusión del diseño de los patines lleva a la pregunta de cuánto material en el patín puede ser justificado para eliminar un ancho o espesor intermedio. Como resultado de la discusión de cientos de diseñadores y fabricantes se han establecidos algunas reglas que pueden ser aplicables. La colaboración de puentes de acero entre el AASHTO y la NSBA han resumido estas recomendaciones en la siguiente tabla, que se ejemplifica a continuación.

Factor de ahorro en peso por pulgada del ancho de la placa ASTM A 709 Gr. 50

Multiplicar ahorro en peso/pulgada por el ancho del patín (longitud de soldadura de tope)							
Espesor de la placa en pulgadas	Espesor de la placa en pulgadas						
	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4
1.0	70	70	70				
1.5		80	80	80	80		
2.0			90	90	90	70	70
2.5				100	100	80	80
3.0					110	90	90
3.5						110	110
4.0							130

El siguiente ejemplo muestra el uso de la tabla. Determine el empalme de una placa de 16"x 1"x35 pies a una placa de 16"x 1 ½"x35 pies contra el uso de una placa de 16"x1 ½"x70 pies. El ahorro de peso mediante la adición del empalme es equivalente al peso de una placa de 16"x½"x35 pies (16"x0.5"x3.4 libras por pulgada cuadrada x 35 pies = 952 libras) o alrededor de 950 libras. El ahorro de peso necesario para justificar la adición del empalme se determina usando un factor de 70 libras por pulgadas de la tabla por el ancho de la placa de 16" que resulta en una magnitud de 1,120 libras (16 x 70= 1,120). Debido a que el ahorro real por añadir el empalme es de 950 libras, la tabla indica que es más económico usar la placa de 1 ½" para el total de los 70 pies que añadir el empalme.

Al hacer transiciones de patines, hay dos cuestiones adicionales que se deben tener en cuenta:

1. Tener una buena práctica de diseño reducir el área de la sección transversal del patín en no más de la mitad aproximadamente del área del patín más pesado para reducir la acumulación de esfuerzos en la transición.
2. Evitar hacer cambios del ancho del patín en la unión de las placas, pero si la transición es necesaria se debe desplazar el empalme a tope un mínimo de 3" de la junta como se muestra en la figura 10. Esto hace que sea mucho más fácil soldar y probar el empalme y esmerilar.

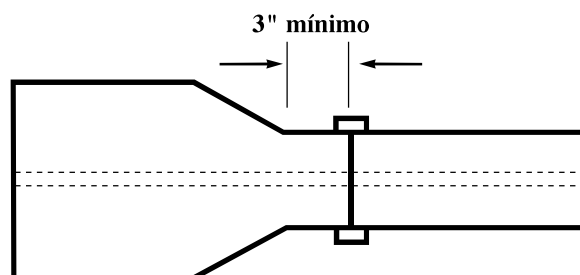


Figura 10. Transiciones de patines

PLACAS PARA ALMAS

El diseño del alma es otra área que puede tener un impacto significativo en el costo global de una viga armada. Desde el punto de vista de los costos del material, por lo general, es deseable hacer vigas con alma tan delgada como las consideraciones de diseño lo permitan. Sin embargo, esto no siempre puede producir la mayor economía, ya que la fabricación y la instalación de cartabones es una de las labores que requieren mayores operaciones de fabricación. De nuevo, aquí hay algunas pautas que se aplican en el uso de atiesadores:

- a. En general, evitar el uso de espesor de alma menores a 1.27 cm ($\frac{1}{2}$ ").
- b. Las conexiones en cruz con el marco actuarán como atiesadores del alma. Las especificaciones del manual LRFD no prescribe un espaciamiento del cruce de marcos. Si los atiesadores del alma están espaciados a tres veces el peralte de la viga o menos, se considera que la viga está completamente atiesada. Por lo tanto, si los marcos transversales se localizan a tres veces el peralte de la viga o menos, entonces la viga estará completamente atiesada.
- c. Las almas que no están atiesadas transversalmente son generalmente más económicas para peraltes de almas de 127 cm (50 pulgadas) o menos aproximadamente.
- d. En general, las almas parcialmente atiesadas son más económicas para una viga típica.
- e. Los atiesadores transversales intermedios deben ser colocados en un sólo lado del alma y deben ser cortados como mínimo a 2.54 cm (una pulgada) del patín de tensión para acomodar la pintura. La distancia entre soldaduras debe estar limitada a 4 o 6 veces el espesor del alma para prevenir el desgarramiento del alma.
- f. Los atiesadores longitudinales deben ser evitados, pero cuando se usen con atiesadores transversales en claros largos con almas peraltadas, éstos deben ser colocados del lado opuesto del alma al atiesador transversal. Cuando esto no sea posible, como en las intersecciones con placas de conexión entre los marcos, el refuerzo longitudinal no debe ser interrumpido por el refuerzo transversal.

CONSTRUCTIBILIDAD

Los diseñadores también deben estar conscientes de que los diseños de menos peso también tienen un efecto sobre la construcción. Las piezas de campo deben ser estables durante la elevación y la colocación en su lugar. Como regla general, la longitud no soportada en la compresión de la pieza embarcada dividida por el ancho mínimo del patín de compresión de la pieza debe ser menor que 85 aproximadamente. En general, la buena práctica de diseño indicaría un espesor de patín mínimo de 1.91 cm ($\frac{3}{4}$ pulgadas) y un ancho mínimo de 30.48 cm (12 pulgadas).

En resumen, el diseño más económico y más práctico no es necesariamente el que tiene el menor peso, sino más bien el que tiene el menor costo, después de tomar en cuenta los costos de fabricación, transporte y las limitaciones de erección. La recomendación es conocer primero los procedimientos que los fabricantes y los constructores prefieren y en segundo lugar, mostrar los tipos de detallado alternativo para que puedan elegir lo que más se ajuste a sus capacidades.

También se debe enfatizar que las normas citadas en esta discusión pueden variar de proyecto a proyecto, y de ubicación a ubicación. Es recomendable que en caso que el diseñador del puente tenga duda, consulte con los diseñadores o fabricantes de puentes de acero locales, los cuales podrán revisar y darle solución a las necesidades individuales de cada proyecto.

RERERENCIAS:

- AASHTO / NSBA (2003), Steel Bridge Collaboration Document G 12.1 – 2003, “Guidelines for Design for Constructibility”.
- Guzed, T.P. y Grzybowski J.R. (1992), “Reducing Bridge Fabrication Costs”, Modern Steel Construction, September.
- Mion, R.L. y Grubb, M. A. (1993), “Cost-effective Design of Steel Girder Bridges”, Proceedings, National Symposium on Steel Bridge Construction, AISC Marketing, Inc.

Mito: El acero no es recomendable para claros cortos.

Realidad: Debido a los cambios en los diseños y precios de proyectos de acero y concreto, la economía relativa entre los claros y los costos también es cambiante. En muchos casos, el claro en acero más barato es casi igual que el diseño en concreto. En algunos casos, donde se usa concreto presforzado en claros entre 76 m (250 pies) y 106 m (350 pies), la solución en acero puede ser más económica que la del concreto.

Existe la percepción de que en el diseño del puente, ya que el acero tiene una mayor relación resistencia - peso que el concreto, para ser competitivo, el diseño en acero debe tener claros largos. Así, a menudo los diseños de los puentes de acero se proyectan con claros más largos que la solución en concreto. La realidad es que los nuevos elementos de concreto presforzado son más delgados y más eficientes que las antiguas secciones y tiene una relación resistencia – peso más cercana a las del acero. Como resultado, en puentes con claros en el intervalo entre 40 m (130 pies) y 52 m (170 pies), los puentes en acero más competitivos tienen claros similares a los diseños en concreto.

Lo más importante en la determinación del arreglo más económico del claro no sólo es comparar el costo de la superestructura de acero con la de concreto, sino que hay que considerar los costos totales del puente incluyendo la subestructura. De hecho, el costo de la subestructura para cada diseño es el costo que usualmente determina el arreglo del claro más económico. Si el costo de la subestructura es relativamente alto, se debe preferir un arreglo con claros más cortos, ya que esto elimina el costo de los estribos y cimentación. En cambio, si el costo de la cimentación es bajo, los claros cortos son más eficientes debido a que reducen el costo de la superestructura.

La disposición óptima de claros sólo se puede determinar mediante la comparación de curvas de costo de la superestructura, subestructura y total de cada material como la que se muestra en la figura 11. En ella, el claro óptimo es el punto de la curva con el costo total mínimo o más bajo. Por ejemplo, en el caso ilustrado el claro más económico sería de unos 50.3 m (165 pies).

La validez de este tipo de análisis sólo es útil como una aproximación de los costos. A menudo se aplica sólo la experiencia previa para estimar los costos de la subestructura, lo cual resulta ser muy impreciso lo que conduce a conclusiones incorrectas en la determinación de la longitud del claro más económico.

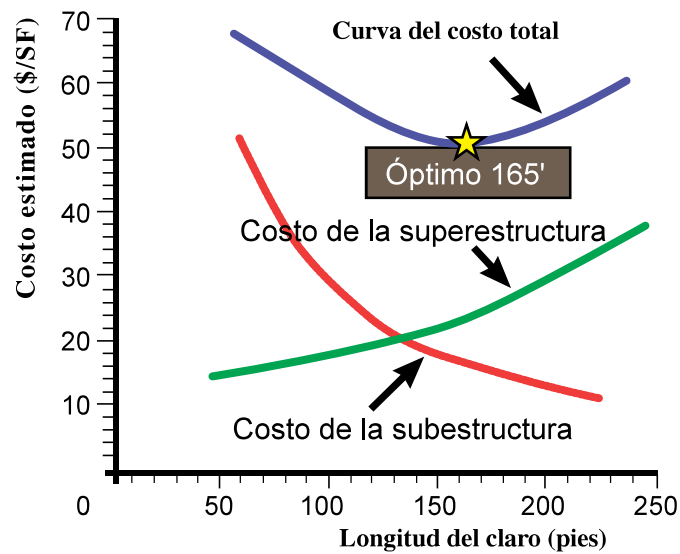


Figura 11. Ejemplo de organización de claros

De la revisión de diseños que incluyen alternativas en acero y concreto de longitudes de claros de 39.6 m (130 pies) y 42.7 m (140 pies), el hecho de simplemente reducir la longitud del claro en acero ha reducido el costo de los puentes en acero entre un 30 a 45% en relación al costo del diseño en concreto. Por ejemplo, en Estados Unidos se diseñó un puente en concreto considerando nueve claros de 40.8 m (133 pies con 9 pulgadas) y un puente diseñado en acero usando ocho claros de 54.9 m (180 pies). Entonces, cambiando el diseño del puente en acero al arreglo de los nueve claros de 40.8 m, el costo del puente de acero se redujo casi un 37% menos que el costo de la solución en concreto.

A menudo, los diseñadores se centran en la optimización de claros individuales, reduciendo al mínimo el número de vigas y al hacerlo logran reducir el peso de la superestructura en un 5 a 10 %. Mientras que la determinación del claro puede añadir un ahorro más significativo.

Si los costos de subestructura tienen un impacto en el claro más económico, es lógico que el diseño de los estribos sea lo más eficiente posible. Sin entrar en un debate en el diseño del estribo, hay un par de guías pueden ayudar a reducir los costos; los vástagos más pequeños con los capiteles del estribo en voladizo son más compactos y más fáciles de construir y las formas constantes (secciones) que permiten al constructor tener moldes disponibles más fácilmente y reutilizables.

Mito: Las articulaciones en un puente son esenciales.

Realidad: La experiencia ha demostrado que las cubiertas de puentes sin juntas pueden ser diseñadas para proporcionar una estructura durable y rentable.

Durante muchos años, los puentes habían sido diseñados como un conjunto de tramos simples con un número correspondiente de juntas de expansión. De hecho, frecuentemente los diseñadores consideraban que el análisis de puentes con claros continuos era una tarea tediosa sin la ayuda de las computadoras modernas y calculadoras. Por esa razón, los diseñadores adoptaron un enfoque más simple mediante el diseño de puentes de varios claros. Aunque las juntas de dilatación disminuyen los esfuerzos secundarios en la superestructura provocados por cambios térmicos y la humedad de la cubierta, la realidad es que esta solución causa más problemas de los que resuelve. Las juntas de dilatación causan problemas de deterioro estructural debido a:

- a. Filtraciones por el escurrimiento de sal a la superestructura y la subestructura.
- b. Corrosión y deterioro de vigas, apoyos y asiento del puente bajo las uniones.
- c. Necesidad de mantener y remplazar periódicamente las juntas.

Estos problemas de mantenimiento del puente se pueden evitar mediante el diseño de superestructuras continuas sin juntas entre tramos, haciéndolos de manera integral con la subestructura. La conexión integral con la superestructura alivia los esfuerzos secundarios en el superestructura, a través de la cimentación en lugar de disminuir los esfuerzos con el uso de juntas de dilatación como se muestra en la figura 12.

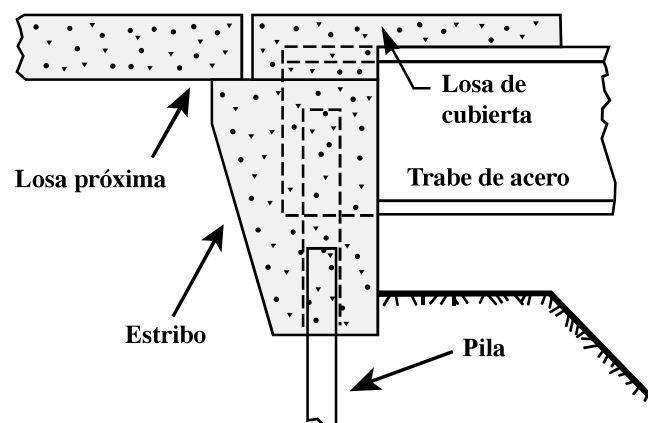


Figura 12. Ejemplo de organización de claros

Muchos estados de los Estados Unidos tienen una larga historia en el uso de puentes sin juntas; por ejemplo, California, Colorado, Idaho, Indiana, Iowa, Kansas, Missouri, Nebraska, Ohio, Dakota del Norte, Dakota del Sur, Tennessee, Virginia y Wisconsin. El estado de Tennessee diseña sobre todo puentes sin juntas, siendo que las juntas por expansión sólo se usan cuando es absolutamente necesario.

En la década de 1950, el Departamento de Transporte de los Estados Unidos comenzó a construir estructuras sin juntas de claros cortos. Con el tiempo se han aumentado el número de estructuras y sus longitudes sin los conocidos problemas graves atribuidos a la ausencia de una articulación. Por ejemplo, el Departamento de Transporte del Estado de Tennessee ha construido estructuras de acero de más de 122 m (400 pies) de largo sin usar juntas y de hasta 850 m (2,800 pies) de longitud sin juntas del tablero, sino únicamente en los estribos. Vale la pena mencionar que cuando se usan puentes sin juntas, se deben considerar los detalles apropiados para acomodar el movimiento relativo del estribo integral y la losa próxima y el pavimento.

En más de 40 años de experiencia ha habido muchos ahorros realizados en los costos iniciales de construcción, eliminando juntas y apoyos y en gastos de mantenimiento a largo plazo por la eliminación del costo de la sustitución de las juntas y la reparación de la superestructura y subestructura.

REFERENCIAS:

- National Steel Bridge Alliance. "Integral Abutments for Steel Bridges", Highway Structures Design Handbook, Vol. II. Cap. 5.

Mito: Los puentes de acero requieren apoyos de acero de fabricación tradicional en lugar de apoyos con elastómeros, usualmente especificados en los diseños en concreto presforzado.

Realidad: Existen apoyos simples de acero reforzado, fibras reforzadas de elastómeros y almohadillas preformadas tejidas que son más económicas y tienen mejor comportamiento mecánico que los apoyos de acero de fabricación tradicional.

No hay ninguna historia escrita que demuestre porqué los apoyos de los puentes de acero evolucionaron a sistemas caros y elaborados que se ven hoy en día y porqué los puentes de concreto presforzados se han mantenido más sencillos y económicos.

Uno puede suponer que hace muchos años cuando el acero era la única opción para hacer puentes importantes, el fabricante suministraba no sólo la superestructura, sino también los apoyos fabricados en acero. Entonces, como los claros aumentaron y los puentes se volvieron más sofisticados, los apoyos también se volvieron más elaborados y caros. En contraparte, los puentes de concreto presforzado comenzaron a satisfacer la demanda de claros cortos y con simples apoyos de neopreno no reforzado. A partir de un concepto inicial más simple, estos apoyos tienden a seguir siendo sencillos, pese a que las estructuras de concreto presforzado aumentaron su claro y sofisticación. Esto es como si el desarrollo de los apoyos para ambos tipos de puentes hubiera progresado en dos sentidos diferentes.

El uso de un tipo de apoyo en puentes de acero y otro tipo de apoyo en los diseños en concreto puede haber nacido al menos de la tradición en parte. Una cosa es cierta, en ocasiones hay una gran diferencia en el costo de los apoyos entre los diseños de acero y concreto para un mismo puente. De hecho, en un proyecto en los Estados Unidos, los apoyos de la alternativa del puente en acero costaban casi \$300,000 dólares más que la solución del diseño en concreto.

Esta diferencia en el enfoque de diseño, de acuerdo con el Prof. Charles Roeder de la Universidad de Washington, es también en parte como resultado de la especificación AASHTO. A pesar de que los coeficientes de expansión para el acero y el concreto son muy cercanos, la especificación trata los movimientos por temperatura muchos más liberalmente en estructuras de concreto que en estructuras de acero.

Dependiendo de cómo se interpreta el lenguaje en la especificación estos movimientos son generalmente dos veces y, a veces cuatro o cinco veces más que las del concreto. El argumento es que el concreto tiene más masa y tarda más en calentarse que el acero y, por tanto, no ocasiona el mismo movimiento. Sin embargo, el Prof. Roeder sostiene que una superestructura de acero rara vez actúa sola, sino que más bien actúa en conjunto con una gran masa de concreto (la cubierta).

Incluso dentro de la especificación AASHTO, hay manera de cumplir los requisitos de los apoyos con elastómeros disponibles. Giblert Blake de Wiss y Janney de Elstner Associates sostienen que la industria ha recorrido un largo camino desde el original apoyo de neopreno no reforzado de capacidades limitadas. Hoy en día el elastómero reforzado con acero, fibras de elastómero reforzadas y las almohadillas preformadas tejidas cumplen los requisitos por capacidad de carga y tienen la capacidad de tomar desplazamientos multidireccionales significativos. Además, estos apoyos son más económicos y no se bloquean en comparación de otros apoyos tradicionales de acero. En la mayoría de las aplicaciones, este tipo de apoyos debe ser la primera consideración para puentes diseñados en acero (figuras 13 y 14).

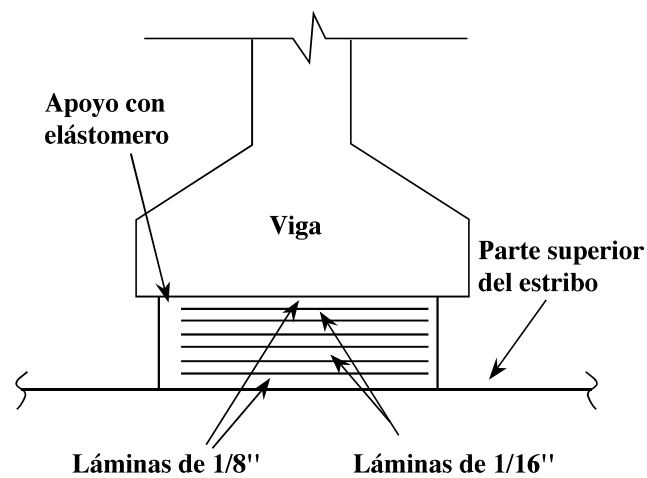


Figura 13. Apoyo con elastómero para la alternativa en concreto

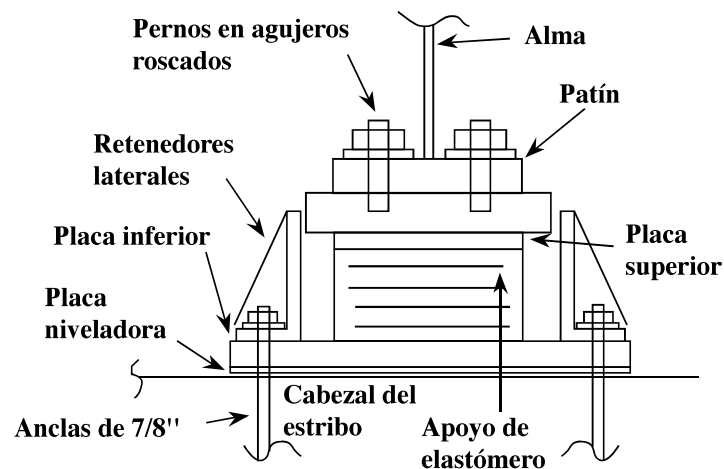


Figura 14. Apoyo con elastómero para la alternativa de acero

RERERENCIAS:

- Stanton J, C Roeder y I Campbell (1992), “High Load Multi-Rotational Bridge Bearings”, Draft final report. *National Cooperative Highway Research Program*, NCHRP 10-20/A, Washington.
- AASHTO/NSBA, “Steel Bridge Bearing Design and Detailing Guidelines”, *Steel Bridge Collaboration Document G9.1*.

Mito: El pintado o repintado de los puentes de acero es un problema insuperable.

Realidad: Hay formas rentables de proteger los puentes existentes. Para puentes nuevos, Hay revestimientos modernos de alto rendimiento que cumplen con los estándares de Protección Ambiental, y que tienen una vida útil mínima de 25 años antes del primer mantenimiento de la pintura.

Pocos temas han recibido más atención o creado más controversia como el tema de la pintura. Esto ha sido creado en gran parte por las estrictas normas federales y estatales de la Agencia de Protección Ambiental (EPA) de los Estados Unidos que prohíben el uso de pinturas con base de plomo y limitan la cantidad de compuestos orgánicos volátiles (COV) en otros sistemas de pintura. Además, la eliminación de las pinturas con base en plomo de las estructuras antiguas se clasifica por estrictas reglas de contención y protección de los trabajadores.

PUENTES EXISTENTES

A la luz de las normas, el propietario se enfrenta con lo que debe hacer tanto para puentes nuevos y puentes existentes. En primer lugar, en los puentes antiguos, la verdadera cuestión es qué hacer con la pintura a base de plomo existente. Este es un problema que no puede ser ignorado, pero se debe reconocer que hay opciones razonables sobre lo que debe hacerse.

Conforme a Erick Kline de KTA-TATOR, un principio fundamental es no dejar que los puentes más antiguos se deterioren hasta el punto en el que la única opción sea la remoción completa y la contención de la pintura con base de plomo y el subsecuente repintado. Más allá de eso, se dice que hay tres opciones para los puentes existentes, en orden de preferencia:

1. No hacer nada si el estado de la superficie del puente no permite la reparación y repintado del sistema existente, se recomienda demorar la eventual eliminación de la pintura y repintar después del mayor tiempo posible. De esta manera, el financiamiento de la eventual remoción de la pintura y reemplazo del sistema puede ser presupuestado.
2. Reparar si el estado de la superficie del puente permite reparar y recubrir el sistema existente. Las reparaciones pueden incluir la zona de la mancha o la zona de tratamiento. El tratamiento localizado implica tratar con áreas muy bien identificadas, mientras que el tratamiento por zonas consiste en tratar áreas definibles; por ejemplo, limpiar y pintar una y media veces el peralte del alma en el lado del área de encharcamiento. Naturalmente, las estrategias de recubrimiento pueden incluir combinaciones de tratamientos. Se debe tener en cuenta que es mucho más fácil para un contratista proporcionar el costo de limpieza y pintura de una zona, ya que los parámetros que afectan

sus costos son más fáciles de definir. Puede ser conveniente para obtener un costo, solicitar reparaciones puntuales por unidad de área y con un costo adicional considerar el esfuerzo de la limpieza y pintura.

3. Reparar y remplazar cuando el retraso ya no es posible, eliminar y contener la pintura y el repintado de la estructura del sistema con pintura de alto rendimiento.

Evidentemente, la opción más cara es la última, donde se pide la eliminación total, la contención y volver a pintar. Por lo tanto, beneficia a un propietario hacer todo lo posible por extender la vida útil del sistema de revestimiento antes de remover y sustituir.

El esfuerzo más rentable a menudo es la reparación y recubrir el sistema existente. Hay métodos reconocidos para la evaluación de la condición del sistema existente y su idoneidad para repintado. Los siguientes datos son útiles para determinar la idoneidad:

1. La extensión y distribución de la corrosión o el deterioro de revestimiento.
2. El número de capas de revestimiento y el espesor total del recubrimiento existente.
3. Las características de adhesión del sistema con el fin de determinar la idoneidad del recubrimiento.
4. El estado del sustrato debajo del revestimiento (cascarilla de laminación, óxido o chorro abrasivo de limpieza).

La experiencia ha demostrado que un sistema con recubrimiento presenta buena adhesión y puede ser actualizado con recubrimiento si presenta deterioro ó corrosión con un espesor de 5 a 20 milésimas de pulgada. Naturalmente, después de considerar estos criterios, antes de hacer un recubrimiento total, es necesario aplicar los “parches de prueba” en la superficie de aplicación o aplicación de recubrimiento.

Si la capa superior se está pelando, pero las capas inferiores están intactas, la preparación de la superficie a mano, con herramientas eléctricas, lavado a presión o chorro de agua o incluso limpieza a chorro puede requerir que se quiten las capas de revestimiento superior antes de repintar.

La eliminación de la capa superior por sí misma puede ser una consideración fundamental en el proceso de decisiones. El costo de eliminar, contener y mover los desechos puede equivaler a eliminar todo el sistema. En esos casos, la opción preferible se establecerá con un análisis cuidadoso de costos.

Selección del material para el pintado o repintado

La pregunta sigue siendo: ¿qué tipo de sistemas de pintura se debe usar para recubrir? Hay varias posibilidades que han surgido después de muchos años de pruebas de laboratorio y de campo. A continuación, se muestra una lista de cinco de estos materiales:

- Alquílicos (sin plomo).
- Alquílicos de Calcio sulfonato.
- Mastic Epóxido.
- Curado de humedad con uretano.
- Acrílico Waterborne (resinas alquílicas)

Se puede obtener más información sobre los sistemas mencionados a través del Comité Norteamericano de recubrimiento de protección del Noreste (NEPCOAT por sus siglas en inglés) o del Programa de evaluación de productos para el transporte de la Asociación de Funcionarios de Carreteras Estatales y Transporte de los Estados Unidos (AASHTO NTPEP SSC por sus siglas en inglés).

El NEPCOAT es una asociación de los estados del noreste de los Estados Unidos (Maine, Vermont, New Hampshire, Rhode Island, Massachusetts, Connecticut, Nueva York, Nueva Jersey y Pensilvania). La afiliación se formó con el propósito de desarrollar los criterios de prueba de los revestimientos protectores utilizados en puentes de acero de autopistas. El programa de protección fue diseñado para comprobar comparativamente los productos para determinar su rendimiento en condiciones de campo. La lista de productos calificados por el NEPCOAT cuenta actualmente con tres sistemas de protección (consulte NEPCOAT en www.nepcoat.org). El NEPCOAT también tiene un programa de pruebas para la aprobación de opciones con tres capas o dos capas de acero nuevo o sin revestir (Vea NEPCOAT A, B y C).

En términos generales, los sistemas de recubrimiento deben impartir tensiones de baja contracción durante el curado y un contenido de sólidos alto para reducir al mínimo la penetración de solvente y el reblandecimiento de los sistemas subyacentes a la pintura.

AASHTO NTPEP SSC

La Asociación de Funcionarios de Carreteras Estatales y Transporte de los Estados Unidos (AASHTO por sus siglas en inglés) supervisa una serie de pruebas de materiales conocidos como Programa de Evaluación del Producto Nacional de Transporte (NTPEP por sus siglas en inglés).

El NTPEP se compone de la seguridad vial y materiales de construcción en paneles de proyectos. Estos paneles están compuestos por personal de las agencias estatales de carreteras con el objetivo de brindar ingeniería de calidad y responsiva para la evaluación y examen de materiales y dispositivos que se utilizan comúnmente por miembros de los departamentos de transporte del AASHTO. En 1997, un Comité de Revestimientos de Acero Estructural (SSC por sus siglas en inglés) se creó bajo los paneles de proyecto de materiales de construcción para desarrollar una especificación estándar, un plan de trabajo correspondiente al proyecto y un sistema de notificación para las pruebas de los sistemas de recubrimiento industrial para su uso en estructuras de puentes y carreteras.

En el 2002, la especificación provisional PP30 se convirtió en la Especificación R31 del AASHTO “Práctica estándar para la evaluación de los sistemas de revestimiento con imprimaciones ricas en zinc”. Así, la AASHTO R31 es una especificación completa que describe los criterios de prueba para la evaluación completa con los criterios de prueba para la evaluación de sistemas de

recubrimiento que contiene imprimaciones ricas en zinc para su uso en hierro y superficies de acero. Los criterios de prueba se componen de cuatro áreas:

- Propiedades de la composición.
- La corrosión acelerada y la erosión.
- Las pruebas físicas.
- La exposición atmosférica durante dos años.

PRECAUCIÓN CON REPINTADO

En todo momento, existe un riesgo inherente de falla de adhesión cuando el material de revestimiento nuevo es aplicado sobre recubrimientos viejos. Por lo tanto, es necesario una gestión de riesgos. La gestión del riesgo se lleva a cabo con los datos anteriores de análisis y la preparación y aplicación de recubrimientos posibles para probar secciones de la(s) estructura(s) en cuestión.

Si el estado del revestimiento está más allá de recubrimiento, una acción prudente es retrasar cualquier acción tanto como pueda. La idea es mantenerlo el mayor tiempo posible con el fin de aprovechar las oportunidades de financiación y que no hubo un daño excesivo de riesgo para el acero.

COSTO

El costo de cualquiera de estas opciones varían según las condiciones de trabajo y región particular, pero la historia reciente indica que los costos se han reducido gracias a la tecnología necesaria para manejar la contención y la mejora de las cuestiones de seguridad laboral de forma generalizada.

Los beneficios financieros de repintado no tienen lugar a dudas. Este procedimiento puede ser 45 a 80% menos costoso que la eliminación completa. Los costos de los proyectos de recubrimientos recientes son muy variados. Por ejemplo, de acuerdo con la empresa KTA-Tator, el costo promedio de los intervalos de repintado es de \$4 a \$6 dólares norteamericanos por pie cuadrado, en lugar de completar la extracción y sustitución de \$12 a \$14 dólares norteamericanos por pie cuadrado. Además, la diferencia de la esperanza de vida entre los dos métodos de recubrimiento es de aproximadamente de 10 a 13 años. Dicho de otra manera, un sistema nuevo sobre el acero sin recubrimiento duraría al menos 25 años, pero con el recubrimiento, el propietario podría disfrutar de otros 12 a 15 años de protección.

NUEVOS PUENTES

La cuestión de pintar nuevos puentes no debe estar rodeado de tanto drama y ansiedad como el repintado de las estructuras existentes más antiguas. Hoy en día, el pintado de un puente nuevo no implica hacer frente a los mismos problemas ambientales sensitivos como que debe enfrentarse con el sistema de pintura a base de plomo.

Una construcción nueva se beneficia de los grandes avances en recubrimientos de alto rendimiento, los cuales también cumplen las normas de la Referencia de Emisión Estándar (EPA)

Federal y Estatal. A continuación, se muestra una lista de algunos de los sistemas usados en acero nuevo:

- Zinc / Epoxi / Uretano
- Zinc / Epoxi / Siloxano
- Zinc / Poliaspártico
- Curado de humedad con uretano (imprimación de zinc)
- Acrilic Waterborne
- Fluoropolymer
- Revestimiento de pulverización térmica (metalización) con y sin junta de recubrimientos.

Es posible obtener más información sobre los sistemas de recubrimiento individuales para acero nuevo de las fuentes citadas. Sobre el tipo de desempeño que se puede esperar de estos sistemas se puede destacar lo comentado a continuación.

Conforme a Eric Kline de la empresa KTA-TATOR, los sistemas orgánicos e inorgánicos de revestimiento de imprimación aplicados correctamente pueden ser considerados como una protección permanente que estará en su lugar durante la vida de la estructura. Si es que se aplica una capa intermedia y una capa superior, la primera necesidad de mantenimiento no se necesita en al menos 25 años. Pasado ese periodo de tiempo, únicamente será necesario hacer una limpieza de manchas, aplicar primer y la adición de otra capa de protección (aproximadamente de 2 a 3 milésimas de pulgada) para poder contar con otros 15 a 20 años de vida útil. Al final de ese periodo, si se aplica nuevamente el mismo proceso las veces que sean necesarias se anticipan los mismos resultados. La vida útil del revestimiento puede alcanzar unos 100 años con la imprimación rica en zinc original aún en su sitio.

Hoy en día, en la construcción de un puente de acero nuevo, un propietario puede beneficiarse con una serie de recubrimientos que son amigables con el medio ambiente y que tienen una vida de servicio considerablemente ampliada. En un futuro cercano se espera que la tecnología de recubrimiento continúe evolucionando, lo que permitiría el desarrollo de sistemas de revestimiento que sean incluso más duraderos y económicos.

Además, hay varias creencias sobre el proceso de pintado, como las que se comentan a continuación, que sólo incrementan el costo sin mejorar su desempeño en lo absoluto.

BORDE PULIDO

La idea de que los bordes de vigas sean pulidos a un radio de 1/16 de pulgada antes del pintado en taller es probablemente una creencia tradicional basada en que los revestimientos son delgados en bordes afilados debido a las fuerzas de la tensión de la superficie durante el secado. Sin embargo, esa reducción del espesor guiaría a una falla por corrosión. De manera que esto no es cierto para las pinturas comunes para puente existentes hoy en día.

A pesar de que esto era cierto cuando los recubrimientos industriales eran con base en aceite, no es cierto que estos recubrimientos se hayan aplicado en bordes laminados. De hecho,

se ha demostrado que los bordes laminados rara vez requieren alguna preparación adicional antes de la aplicación de la pintura, ya que el proceso de laminación deja un borde redondeado, aunque podría no ser forzosamente un relación igual a 1/16 de pulgada. Esto ocurre incluso, cuando los bordes son cortados o quemados, donde el pulido a una relación de 1/16 de pulgada no es necesario para el correcto funcionamiento de la pintura.

Las pinturas pigmentadas altamente ricas en zinc no fluyen lejos del borde y proporcionan el poder de penetración galvánico para proteger los bordes y zonas no recubiertas. Además, estos materiales resisten la corrosión socavada. Por lo tanto, el requisito de que los bordes quemados o cortados siempre se pulen hasta un radio mínimo de 1/16 de pulgada es cuestionable. Los requisitos de radios de bordes en las especificaciones de fabricación no sólo son muy caros, sino que ofrecen mejoras que son poco evidentes en la resistencia a la corrosión.

Otro dato importante es que los avances tecnológicos de los fabricantes de recubrimientos han producido otros recubrimientos de alto-espesor, bajo-solvente y solvente libre de epóxico que han modificado las propiedades reológicas y resisten mejor el flujo cuando se aplica en los bordes. Los productos de alto contenido de sólidos (con compuestos volátiles orgánicos) usados en la actualidad han reducido sensiblemente la contracción de la película en el secado y la desventaja de los bordes.

Las pruebas bajo niebla salina a largo plazo realizadas por un fabricante no indicaron ninguna diferencia en el comportamiento entre la viga laminada, la placa pulida sin tratamiento y la placa pulida con los bordes redondeados cuando están revestidos con un sistema de recubrimiento inorgánico a base de zinc. De hecho, numerosas pruebas realizadas por la Administración de Aeronáutica y del Espacio de los Estados Unidos (*National Aeronautics and Space Administration*, NASA por sus siglas en inglés) en docenas de recubrimientos inorgánicos ricos en zinc no mostraron degradación de bordes cortados con sierra y en bordes pulidos con imprimación de zinc inorgánico sometidos a un ambiente de niebla salina después de 18 años.

Así, la mejora del lenguaje de las especificaciones debe incluir provisiones que reflejen los siguientes aspectos:

- a. Los bordes afilados como los creados por el corte con soplete y pulidos se deben cortar antes de la preparación de la superficie. Los bordes cortados pueden realizarse con un sólo un pase de esmeril con fin de aplanar el borde.
- b. Por lo general, se supone que los bordes laminados de ángulos, canales y vigas laminadas sólo necesitan el redondeo. (El afilado de los bordes se puede hacer con un único paso del esmeril).
- c. La soldadura de filete se considera una superficie que se puede pintar sin necesidad de un tratamiento posterior. Sólo las salpicaduras de la soldadura necesitan ser removidas.

IMPERFECCIONES DE LA SUPERFICIE

Otro mito común es que las imperfecciones superficiales tales como crestas, astillas o rebaba deben ser pulidas, ya que también representan bordes afilados. Tales anomalías son imperfecciones de la superficie en secciones laminadas y la placa, que son el resultado de que pequeñas áreas

(usualmente menores a ½ pulgada) de la superficie de acero no están bien adheridos a la superficie circundante y estaban dobladas hacia arriba durante la limpieza a chorro. Por lo general, sólo es necesario cortar imperfecciones aisladas sin pulir demasiado. Una excepción podría ocurrir si hubo amplias ralladuras en una pequeña área. En tales casos, sí se justificaría prestar una mayor atención.

PERFILES DE SUPERFICIES LIMPIADAS CON GRANALLADO

La superficie que se limpia a chorro y, que subsecuentemente se pule, no necesita una limpieza adicional para alcanzar un efectivo comportamiento del revestimiento. De acuerdo con un estudio realizado por la Sociedad Estadounidense de Revestimientos Protectores (*Society for Protective Coatings SSPC*; anteriormente, el Comité de pinturas para estructuras de acero) demostró que el acero que había sido limpiado a chorro, pulido y recubierto tenía un buen desempeño en pruebas de niebla salina tanto como el acero que se había sido vuelto a pulir y repintar.

Los datos de pruebas limitadas y una extensa experiencia de campo han demostrado que pequeñas áreas (aproximadamente de 1 pulgada cuadrada y más pequeñas) que no se volvieron a pulir se comportan tan bien como las superficies que se volvieron a pulir antes del recubrimiento. Mientras que la especificación para granallado comercial (SP6), casi blanco (SP10) y metal blanco (SP5) aborda la necesidad de corregir los daños en el pulido resultante de las operaciones que tienen lugar después de la limpieza de granallado, el sentido común exige que se reconozcan pequeñas áreas de unos pocos centímetros cuadrados que se deben pulir; sin embargo, esto no implica que sea necesario volver a pulir todo el perfil puesto que se afectaría el desempeño del recubrimiento. Del mismo modo, el sentido común dicta que si grandes áreas están afectadas sería necesario volver a pulir.

ACABADO DE TALLER APLICANDO RECUBRIMIENTO

Muchos tienen la idea de que aplicando todas las capas de pintura en el taller del fabricante se obtendrán resultados superiores de la resistencia a la corrosión que los que se obtienen con el método tradicional de aparejo con la capa superior en campo. Mientras que el control de calidad y la accesibilidad de la inspección son más fáciles en el taller, también hay implicaciones de algunos sacrificios importantes sobre el resultado de la resistencia a la corrosión.

La historia de los sistemas de múltiples capas en taller aún se sigue desarrollando. Cada vez más especificadores están usando este método, ya que remplace el menor desempeño de las capas de vinil en campo con recubrimientos de epóxido y uretano. La capa de vinil es de “caída seca” y puede ser rociada sin temor a flotar o la adhesión a los vehículos en campo. Esto es un argumento del fabricante para su aplicación en taller; aunque, esto no necesariamente es cierto con recubrimientos con epóxido y uretano, ya que estos últimos revestimientos son rociados ampliamente en aplicaciones de mantenimiento en campo.

El Departamento de Transporte de Michigan ha sido el defensor más influyente de los sistemas de capas múltiples en taller. A principios de la década de 1980, el Departamento de Transporte de Michigan comenzó a exigir que se aplicara en un ambiente controlado en taller un sistema de tres capas de zinc/epóxico/poliuretano inorgánico. Esto condujo a problemas de daños

asociados con la falta de familiaridad de los fabricantes, transportistas y montadores en el manejo de pintura terminada en el acero y en el recubrimiento inorgánico de zinc, ya que podía estar seco al tacto, pero no necesariamente estar totalmente seco.

El remedio para el manejo del excesivo daño en Michigan fue cambiar el sistema de pintura por epóxido/rico en zinc/poliuretano, que es un sistema más resistente a daños de manipulación y no es de aplicación tan rápida. La decisión de Michigan para pasar de la imprimación de zinc inorgánico a la imprimación de zinc orgánico se basa en que se obtuvieron resultados similares en pruebas de corrosión acelerada en laboratorios en ambos sistemas. La falacia aquí es que el zinc inorgánico imprimado en acero proporciona un mejorado sustancial en la resistencia a la corrosión cuando se le deja a la intemperie dos meses o más antes del recubrimiento. Esta condición no estuvo presente en el panel de los ensayos acelerados donde se aplicaron las capas en el laboratorio. Esta diferencia en el desempeño del sistema de zinc inorgánico está bien documentada por la NASA y algunos proveedores del recubrimiento.

Este cambio en el procedimiento de recubrimiento ha tenido profundos efectos en los costos de acero fabricado. Con el fin de lograr una superficie de clase B para las conexiones de deslizamiento crítico, las superficies de contacto se preparan con zinc inorgánico. Estas superficies se deben secar y luego deben ser cubiertas para la aplicación del sistema de recubrimientos. Esto se suma efectivamente a la cuarta capa en taller y luego requiere un recubrimiento en campo adicional de las placas de conexión y los tornillos, que normalmente se realizan durante la última pintura de retoque.

El retoque en campo no requiere punto de granallado ni aplicación completa del sistema, sino más bien, la estabilización del aglutinante de epoximástico o un producto similar tolerante de alto rendimiento, seguido por una aplicación puntual del acabado final. Un acabado de poliuretano brillante puede ser difícil de empatar en forma uniforme e invariablemente no se ve tan bien como una aplicación de capa completa.

La calidad de los acabados de campo aplicados sobre el zinc inorgánico tiene poco que ver con la resistencia del sistema a la corrosión a largo plazo. Proporcionar en su aplicación un mejor ambiente para el pintado, mientras que se elimina el intemperismo de la imprimación del zinc orgánico o si se sustituye por una imprimación de zinc orgánico resulta en una resistencia a la corrosión baja. Aún es mejor aplicar la imprimación de zinc inorgánico, que es el recubrimiento más importante, en un ambiente controlado en taller, ya que es resistente a daños, tiene una calificación de superficie Clase B para las conexiones de deslizamiento crítico, mantiene su protección contra la corrosión durante muchos años y no tiene un tiempo finito del repintado.

Muchos estados de los Estados Unidos han adoptado el sistema de Michigan en sus nuevas especificaciones de construcción de puentes. Esto es comprensible porque Michigan tenía, y tal vez aún tiene, el programa de pruebas más exhaustivo para evaluar el desempeño de sistemas de recubrimiento en el desarrollo de su lista de sistemas calificados.

Los materiales de laboratorio del Departamento de Transporte de Michigan ha hecho un gran servicio a la industria del acero con sus conclusiones técnicas. Invariablemente, hay circunstancias donde el acabado del recubrimiento en el taller es prudente. Sin embargo, es importante para equilibrar los costos y los beneficios de este enfoque entender la historia de esta práctica antes de tomar una decisión política al por mayor.

Las conclusiones relacionadas con un sistema de múltiples capas de taller son las siguientes:

- a. La resistencia a la corrosión se reduce con la aplicación de zinc inorgánico aplicado en taller en relación al sistema de aplicación de la última capa en campo.
- b. Los costos de fabricación se incrementan substancialmente.
- c. Los costos de recubrimiento en campo no se eliminan completamente debido a que se necesita un retoque.
- d. La estética puede verse comprometida debido a la dificultad de mezclar y combinar los acabados brillantes en el retoque en campo.

REFERENCIAS:

- Corbett, William D. (2004), "The Future of Bridge Coatings; A National Qualification System for Structural Steel Coatings", *Journal of Protective Coatings and Linings*, January.
- Kline, Eric S. y William D. Corbett, KTA-TATOR (1992), "Beneficial Procrastination: Delaying Lead Paint Removal Projects by Upgrading the Coating System", *Journal of Protective Coatings and Linings*, March.
- Lowers, Robert (1993), "Encapsulation. Make that Overcoating", *Painting and Wall covering Contractor*, May – June.
- "Illinois Saves \$1.5 Million with Bridge Overcoat", (1993), *Better Roads*, July.

Mito: Los puentes al final de la resistencia a la fatiga calculada ó aquellos que experimentan problemas de fatiga localizada deben ser reemplazados.

Realidad: La resistencia a la fatiga se aplica únicamente a los detalles. Los problemas de fatiga localizada, generalmente se pueden arreglar rápida y fácilmente sin reducción de la capacidad de carga viva o vida del puente.

Durante la vida de una estructura de un puente de acero, ciertos detalles pueden exhibir agrietamiento por fatiga. Estas grietas de fatiga localizada no significan que toda la estructura ha superado su vida útil. Muchas de las grietas de fatiga a menudo se pueden reparar fácilmente perforando agujeros en la punta de las grietas para detener la propagación de las grietas, si se elimina la fuerza motriz o, en otros casos, atornillando placas de empalme sobre la grieta. Después de realizar esta reparación, no existe reducción en la capacidad de carga viva o en el tiempo restante de vida de servicio del puente. Gran parte de esta reparación y modernización se puede completar sin interrumpir el tránsito.

Gran parte de la determinación de la vida de una estructura de un puente de acero descansa sobre los métodos de cálculo a la resistencia a la fatiga. Las “Especificaciones guía para la evaluación de la fatiga de puentes existentes de acero” de 1990 proporciona los mejores procedimientos disponibles para estimar la vida por fatiga de un detalle (no de todo el puente); es decir, el número de años antes de que ocurra el agrietamiento por fatiga en el detalle.

No debe ser asumido por el diseñador que la vida por fatiga de un detalle se acaba cuando se alcanza la vida restante calculada con los procedimientos descritos en esas especificaciones guías. Se espera que la vida real de algunos detalles exceda la vida calculada por grandes cantidades. De hecho, hay una gran incertidumbre inherente en la predicción de la resistencia a la fatiga de un detalle, ya que hay una enorme cantidad de dispersión en los datos de prueba de fatiga y hay incertidumbres en el cálculo del intervalo de esfuerzos y en la estimación de los volúmenes de los camiones.

Como se mencionó anteriormente, incluso si el agrietamiento por fatiga ha iniciado en algunos detalles del puente, esto no significa necesariamente que la vida útil del puente ha terminado, ya que puede ser factible hacer reparaciones adecuadas para esos detalles. Un buen ejemplo de esto es el puente Yellow Mill en Bridgeport, Connecticut en Estados Unidos. En 1970, se descubrieron grietas en los extremos de las placas de cubierta sólo doce años después de que el puente entrara en servicio.

Un problema de fatiga adicional en otro puente eran las grietas que se habían desarrollado a lo largo de una soldadura de filete longitudinal utilizado para fijar una placa de conexión lateral al borde del patín de la viga.

Las grietas de terminado de la soldadura se repararon por granallado y pulido. Una inspección de campo en 1992 de esas reparaciones en el puente Yellow Mill indicó que no se presentaron nuevas grietas en las placas o en la conexión de las placas. Los ahorros de costos resultados del granallado y el pulido son insignificantes comparados con el costo de remplazar la estructura entera.

REFERENCIAS:

- American Association of State Highway and Transportation Officials, (1990). *Guide Specifications for Fatigue Evaluation of Existing Steel Bridges*.
- Fisher, John W. (1989), "Executive Summary: Fatigue Cracking in Steel Bridge Structures," Center for Advanced Technology for Large Structural Systems, Lehigh University, *ATLSS Report No. 89 – 03*, July.
- Fisher, John W, Yen, Ben T. and Wang, Dayi (1989), "Fatigue of Bridge Structures- A commentary and Guide for Design, Evaluation and Investigation of Cracks", Center for Advanced Technology for Large Structural Systems, Lehigh University, *ATLSS Report No. 89-02*, July.

Mito: Los puentes de acero de claro corto prefabricados son sólo estructuras temporales.

Realidad: Los puentes de claro prefabricados en módulos, en comparación con los llamados puentes de panel, son típicamente estructuras permanentes.

Los puentes prefabricados en módulos como el mostrado en la figura 15 comenzaron como estructuras portátiles, pero con los años se han desarrollado como estructuras totalmente permanentes. Éstas satisfacen todos los estándares de estructuras permanentes como las especificaciones AASHTO, las normas de material ASTM y el Código de Soldadura AWS. Adicionalmente, toda la soldadura se realiza en taller con condiciones favorables de control de calidad. Miles de estos puentes han sido instalados por empresas privadas, así como agencias federales, estados, municipios y condados.



Figura 15. Bosque Nacional de Santa Fe en Estados Unidos.

Mito: Los puentes de acero de claro corto prefabricados se limitan a un esquema de un tamaño único que se debe aplicar a todos los casos.

Realidad: Los puentes de claro prefabricados están diseñados a la medida para satisfacer las necesidades específicas de cada proyecto.

Los puentes de acero de claro corto prefabricados en módulos se basan en un concepto de unidades modulares que se atornillan en campo, por lo que se elimina el uso de soldadura en campo y en gran medida aumentan la velocidad de la construcción. La modularidad permite la instalación con cuadrillas y maquinaria ligera, lo que también aumenta la velocidad de la construcción y reduce el impacto sobre el medio ambiente. Además, cada puente se diseña para satisfacer especialmente las necesidades específicas de carga e incluso las alineaciones oblicuas y pendientes.

Mito: Hay opciones limitadas de puentes de acero de claro corto prefabricados en módulos.

Realidad: Existen numerosas opciones disponibles.

Los puentes de claro corto prefabricados en módulos pueden ser diseñados con varios tipos de barandales (y rieles) y tipos de plataformas incluyendo concreto (colado en sitio o prefabricado en módulos), grava, asfalto o madera dependiendo de los requerimientos específicos. Además, los módulos pueden adaptarse a cualquier alineación como recta, sesgada o curva. Los elementos estructurales pueden ser pintado, galvanizados o con acero inoxidable.

Mito: Los puentes de acero de claro corto prefabricados en módulos no puede albergar cubiertas de madera y los tratamientos de la madera filtran sustancias químicas nocivas para el medio ambiente.

Realidad: La madera tratada puede ser utilizada como un material de cubierta en las instalaciones permanentes de un puente. La madera adecuadamente tratada y detallada dura la vida de diseño del puente. El tratamiento de la madera con opciones conservadoras y técnicas de fabricación avanzadas minimiza el impacto en el medio ambiente.

La madera tratada se ha usado como material de cubierta de un puente por generaciones. Como todos los materiales, la madera tratada continúa evolucionando para ofrecer un mejor comportamiento a largo término. Los tabloncillos individuales de cubierta han sido suplantados por sistemas de cubierta en paneles.

Los sistemas de cubierta están diseñados para todas las combinaciones de carga modernas. Los diseños de la cubierta, contruidos a partir de lámina aglomerada o con espigas de madera laminada, incluyen sistemas de fijación para conectar los paneles directamente a los largueros de acero y la interconexión de paneles como se muestra en la figura 16. Los detalles mejorados proporcionan una cubierta a menudo recubierta por una superficie de asfalto que está relativamente libre de mantenimiento por durabilidad.

Los sistemas de rieles a prueba de fracturas que han sido desarrollados por la industria y agencias federales se conectan directamente a los paneles de la cubierta del puente. En esos casos, todo el sistema es fabricado en taller y ensamblado en campo, lo que permite que una instalación rápida sin la necesidad de cimbra.

De hecho, en la actualidad una más amplia variedad de conservantes se están ofreciendo en el mercado, donde el impacto ambiental en relación con los alrededores del sitio y los usuarios de una instalación son una prioridad alta en la selección del conservante. Los conservantes deben equilibrar la capacidad a largo plazo para evitar su deterioro al tiempo que limitan la exposición de productos químicos indeseables.

Hoy en día, las técnicas modernas de tratamiento siguen mejores prácticas para fijar los productos químicos en la madera y limpiar la superficie de la madera antes de salir del centro de tratamiento. Los componentes se detallan para su fabricación antes del tratamiento para minimizar el corte y perforación en campo, lo que reduce el riesgo de cortes y polvo dañino al medio ambiente.



Figura 16. Superestructura de acero con cubierta de madera tratada.

Por esta razón, la madera tratada correctamente puede utilizarse con plena confianza como material de ingeniería como complementos en las estructuras de acero como en el caso de los puentes.

Mito: El acero no es competitivo en puentes simplemente apoyados con claros menores a 42.6 m (140 pies).

Realidad: Los puentes de acero prefabricados en módulos compiten favorablemente con otros materiales cuando se considera la mano de obra de taller contra la mano de obra en campo, la velocidad a la que se pueden instalar y la reducción significativa del tiempo necesario para mantener cerrada una carretera al público.

La mano de obra de taller es menor costosa que la mano de obra en campo y es más fácil de controlar su calidad que en campo. Los elementos modulares fabricado en taller también incrementan la velocidad de construcción. En la figura 17 se muestra una unidad completa que está siendo colocada por equipo ligero. El impacto positivo de la velocidad se puede resumir en los siguientes puntos:

- a. Si un propietario tiene la orden de pagar costos por mitigación ambiental del sitio donde se está colocando un puente, la colocación de un puente prefabricado en módulos podría en gran medida disminuir o incluso eliminar esos costos.
- b. Un menor tiempo de instalación y/o construcción reduce el costo diario del propietario para el control del tráfico; por ejemplo, los dispositivos de control de tráfico, el manteamiento de los dispositivos de control de tráfico, la iluminación, vías temporales y mantenimiento de desvíos carreteros.
- c. El costo de los usuarios relacionado con atrasos (atrasos en el tráfico, aumento de los tiempos de desplazamiento, mayor kilometraje por el uso de desvíos) puede reducirse mediante el uso de puentes de acero prefabricados en módulos. Aunque normalmente no son responsabilidad del propietario, la reducción de los costos beneficia a los automovilistas de manera significativa y ayuda a la imagen de la agencia propietaria.



Figura 17. Colocación de puente.

Mito: El costo del montaje de los puentes de acero encarece el precio de la construcción.

Realidad: El montaje de las traveses de los puentes de acero es mucho más sencillo y barato, puesto que puede hacerse con grúas de menor capacidad que las que requieren para montar traveses de concreto armado prefabricadas.

Debido a que las secciones transversales de diseño de puentes de acero de claro son más ligeras que las traveses prefabricadas de concreto armado, la maniobra de montaje puede hacerse mediante maquinaria y grúas que muchas tiene la empresa constructora; de manera que no es necesario contratar grúas que la mayoría de las veces encarece el costo de construcción.



Maniobra en puente de vigas laminadas



Maniobra en puente con lámina corrugada de acero

Figura 18. Colocación de puentes de acero (cortesía SSSBA 2014).

Por ejemplo, en la figura 18 se muestra la maniobra de montaje de un puente estructurado con vigas laminadas y un paso a desnivel usando una lámina acanalada de acero. En ambos casos, la construcción permite que el montaje se realice con maquinaria de poca capacidad que podría tener la empresa constructora. En cambio, la colocación de traveses de concreto armado prefabricado (presforzado o sin presfuerzo) como las que se muestra en la figura 19 obliga a la contratación de grúas de mayor capacidad.

En otras palabras, aunque es necesario usar maquinaria en el procedimiento constructivo de puentes de acero de claro corto, las grúas para realizar la maniobra no es, en la mayoría de los casos, un factor que afecte el costo inicial de la construcción del puente, en comparación con otros sistemas estructurales.



Figura 19. Colocación de trabe prefabricada de concreto armado (adaptada de Argos 2014).

De hecho, son varios los casos en los que se reconoce que las vigas de acero en puentes están relacionadas con un buen comportamiento estructural, pero sobretodo con un procedimiento de construcción y montaje eficiente y rápido. Por ejemplo, el periférico de Saltillo, Coahuila (figura 20). El proyecto consiste en la construcción de un paso superior vehicular de cuatro carriles de circulación mediante traveses de acero y una inversión de 300 millones de pesos (Hernández 2014).



a) Vista de la construcción



b) Vista de rampas de acceso

Figura 20. Construcción del periférico en Saltillo, Coah.

REFERENCIAS:

- Argos (2014), "Construcción de puentes con elementos prefabricados de concreto", Página de internet, 360 grados, blog en concreto. blogargos.smdigitaltest.com.
- Hernández E. (2014), "En un mes terminarían el segundo piso del periférico", Artículo periodístico. Vanguardia. 22 de noviembre.
- SSSBA (2014). "Alianza de Puentes de Claro Corto", Página de internet. Project Gallery. shortspansteelbridges.org.

Mito: Los tubos corrugados o de placa corrugada de acero en puentes no duran, ya que tienden a corroerse.

Realidad: Con la debida atención a los detalles y el diseño de revestimiento apropiado es posible esperar una vida útil de hasta 100 años.

Originalmente, la tubería corrugada y placas corrugadas de acero sólo estaban provistas con un recubrimiento galvanizado de dos onzas por pie cuadrado; de manera que en ciertos ambientes agresivos (de suelos agresivos o infiltración de sales en la carretera) el material galvanizado tenía una vida de servicio corta.

Hoy en día, se ha aumentado su durabilidad gracias a que se colocan cuatro onzas por pie cuadrado. La introducción del Aluminizado Tipo II y recubrimientos con polímeros ha permitido que el acero corrugado sea un material utilizado en entornos más agresivos con una vida útil mucho mayor. De hecho, la Asociación Nacional de Tuberías de Acero Corrugados de Estados Unidos (NCSA por sus siglas en inglés) tiene normas de durabilidad que muestran que el aluminizado Tipo II tiene una vida útil mínima de 75 años y el recubierto con polímero con una vida mínima de 100 años dentro de ciertas condiciones ambientales.

Por su parte, la placa de acero corrugada se suministra de forma estándar con 3 onzas de recubrimiento galvanizado por pie cuadrado.

Otro aspecto de la durabilidad tiene que ver con el desgaste de un material particular por el agua. Hay varias maneras de protegerlo contra esto como cubrirlo con asfalto o concreto y/o usar un arco o una caja de tres lados para guiar el cauce del agua.

En cuanto a estos recubrimientos cabe señalar que en el caso del galvanizado y el aluminizado tipo II, existe una unión metalúrgica entre el metal base y el recubrimiento metálico; por lo tanto, es imposible que los dos puedan ser separados como en descamación. En el caso de recubrimientos de película de polímero está unida a la capa de galvanizado antes de su fabricación y cumple la norma AASHTO M 246 por adhesión.

REFERENCIAS:

- NSCSA (2007), Corrugated Steel Pipe Design Manual. *National Steel Corrugated Steel Pipe Association*.
- CSP Durability Guide. Standard Specification for Steel Sheet, Metallic-Coated and Polymer Pre-Coated, for Corrugated Steel Pipe, M 246-05. *National Steel Corrugated Steel Pipe Association*. American Association of State Highway and Transportation Officials.

Mito: La tubería de concreto reforzado dura para siempre.

Realidad: El tubo de concreto es susceptible al deterioro ante suelos agresivos y sales de la carretera, así como a la falta de estabilidad de los suelos.

Hay muchos ejemplos de puentes con tubos de concreto reforzado con desprendimiento o deterioro de la pared debido a suelos agresivos o sales de carretera que atacan el concreto exponiendo las varillas del acero de refuerzo a la corrosión. Esto puede causar problemas estructurales rápidamente como se muestra en la figura 21.



Figura 21. Alcantarilla de concreto reparada con tubos corrugados de acero.

Las tuberías de concreto reforzado utiliza un método de unión que es susceptible vacíos y aberturas si los materiales tiene cualquier imperfección, si hay asentamientos diferenciales o movimientos en el suelo después de su instalación.

Por el contrario, la tubería de acero corrugado está fabricada con extremos corrugados y bandas externas corrugadas que proveen una conexión positiva y duradera. De hecho, estas uniones proporcionan propiedades más altas de tensión y momento que cualquier otro sistema de tuberías.

En el caso de puentes de placas estructurales corrugadas, las placas individuales se conectan con tornillos de alta resistencia de forma ininterrumpida a lo largo de la longitud completa de la estructura para asegurar la continuidad a lo largo de toda la estructura.

REFERENCIAS:

- AASHTO LRFD (2004), Bridge Construction Specification. Section 26, Second Edition.

Mito: El acero corrugado es flexible y no es apropiado para rellenos altos.

Realidad: El material del acero corrugado para puentes tiene la capacidad de soportar rellenos de más de 30.5 m. (100 pies) de altura.

La tubería de acero corrugado y placas de acero estructural son flexibles y obtienen su resistencia mediante la transferencia de cargas a través de las paredes de acero a las zonas de relleno lateral circundante. Así pueden trabajar debajo de rellenos de más de 30.5 m (100 pies). En contraste, como un material rígido, los tubos de concreto reforzado de alta resistencia tienen que soportar las cargas a través de sus paredes y pueden soportar cargas impuestas por alturas de relleno de menos de la mitad de eso.

Mito: Si se usan tubos de acero corrugado o placas de acero corrugado en puentes es necesario modificar el canal natural del agua.

Realidad: Hay opciones disponibles para evitar modificar el canal del agua.

Una forma de liberar el canal natural es enterrar la plantilla de la estructura hasta el cauce natural, lo que se tiene que hacer después de la instalación. Otra forma de que evitar la modificación del cauce del agua es utilizar un único arco o una serie de arcos como se muestra en la figura 22. En este caso, se colocaron zapatas de concreto prefabricadas a los lados de cada arco y la placa de acero corrugado se ensambló en secciones en la cimentación. Como se nota, el espacio intermedio está completamente libre de obstrucciones.



Figura 22. Puente con múltiples claros.

Mito: Los puentes estructurados con tubos de acero corrugado y las placas de acero no pueden competir con estructuras de concreto reforzado.

Realidad: Los puentes de acero corrugado compiten favorablemente con los puentes de concreto reforzado.

Al comparar el costo de un puente estructurado con tubo de acero corrugado, placas corrugadas de acero y uno de concreto reforzado se deben tener en cuenta los tiempos de entrega del material, los gastos de envío, los costos de instalación y la velocidad de instalación, ya que todo contribuye al verdadero costo total del puente.

La tubería de acero corrugado es ligera y de rápida colocación en el lugar. La placa de acero corrugado, que para aplicaciones de puentes puede usar diámetros de hasta 24.4 m. (80 pies), tiene la ventaja de que es capaz de ensamblarse completamente o en secciones junto a la calzada según las necesidades de cada proyecto y luego se coloca con maquinas minimizando así el tiempo de cierre de las carreteras.

Reducir el tiempo de cierre de las carreteras reduce los costos del control del tráfico, como se describió en una de las secciones anteriores. A pesar de que estos costos no son parte del puente en sí, éstos deben ser considerados por el propietario. Al tomar en cuenta todos estos elementos, los puentes de acero corrugados compiten favorablemente contra puentes estructurados con otros materiales.

Mito: Aunque el galvanizado de placas y perfiles en puentes pueden ser protegidos a largo plazo contra condiciones ambientales adversas, su costo es excesivamente caro.

Realidad: Debido al precio relativamente estable del metal de zinc en los últimos 20 años, el costo inicial del galvanizado por inmersión en caliente de placas y vigas de acero laminado en puentes es muy competitivo contra el acero pintado y mucho menos costos en muchos casos.

Cuando se consideran los costos del ciclo de vida (costo inicial más costo de mantenimiento), la selección del galvanizado por inmersión en caliente como protección a la corrosión es muy convincente. El galvanizado por inmersión en caliente es durable y libre de mantenimiento durante 50 a 60 años o más, mientras que la mayoría de las pinturas necesitan un mantenimiento importante y costoso en intervalos de 10 a 15 años, dependiendo del sistema de pintura seleccionada.

Infortunadamente, el sistema de protección contra la corrosión con pintura es elegido por el arquitecto, ingeniero o dueño con base en las prioridades del costo inicial, preferencia histórica y las especificaciones establecidas del proyecto, en ese orden. Si bien, todos los elementos son importantes en el proceso de toma de decisión, el costo del ciclo de vida de un proyecto pintado es a menudo entre dos a cinco veces mayor que el costo inicial. Lo anterior sugiere como máxima prioridad determinar el análisis del costo del ciclo de vida de la estructura.

El cálculo del costo del ciclo de vida es un proceso global, ya que requiere el uso de exponenciales financieros que implican el valor temporal del dinero. En pocas palabras, el costo de mantenimiento debe considerar lo que la inflación significa en el valor futuro del dinero y qué interés podría ser ganado en el dinero utilizado. A fin de simplificar el proceso de cálculo, la Asociación Americana de Galvanizadores desarrolló un calculador de costos por el ciclo de vida utilizando los costos con los datos de pintura (ver nota 1) y los costos promedio de galvanización (ver nota 2) colectadas en encuestas en Estados Unidos. Esta herramienta de cálculo está disponible en www.galvanizincost.com.

Con el propósito de demostrar las ventajas del uso de los recubrimientos galvanizados por inmersión en caliente para proteger trabes de acero en la siguiente tabla se muestran los datos de un proyecto típico:

Proyecto de 100 ton	Ambiente industrial C-3	250 pie ² por tonelada de acero
Vida útil de 50 años	Aplicación de Spray en taller	3% de inflación 6% de intereses
\$ 0.22 dólares por libra (ver nota 3)	\$ 0.516 dólares canadienses por kilogramos (ver nota 3)	

Con estos datos de entrada en la herramienta para calcular el costo de vida (www.galvanizincost.com), en las siguientes tablas se comparan los costos iniciales y los costos del ciclo de vida con galvanizado por inmersión en caliente con tres sistemas de comunes y comparables de pintura.

Comparación del costo inicial y el costo del ciclo de vida para sistemas de pintura

Estados Unidos

Sistema	Costo inicial por pie ²	Costo total del ciclo de vida	Costo del ciclo de vida por pie ²	Promedio equivalente del costo anual /pie ²
Galvanizado por inmersión en caliente	\$ 1.76	\$ 44,000	\$ 1.76	\$ 0.11
IOZ/epóxico/poliuretano	\$ 3.07	\$ 189,346	\$ 7.57	\$ 0.48
Epóxico/epóxico	\$ 1.97	\$ 181,845	\$ 7.27	\$ 0.46
Epóxico/poliuretano	\$ 2.17	\$ 205,284	\$ 8.21	\$ 0.52

Canadá

Sistema	Costo inicial por pie ²	Costo total del ciclo de vida	Costo del ciclo de vida por m ²	Promedio equivalente del costo anual /m ²
Galvanizado por inmersión en caliente	\$ 21.11	\$ 49,029	\$ 21.11	\$ 1.34
Zinc inorgánico/epóxico	\$ 23.01	\$ 143,219	\$ 61.65	\$ 3.91

En la tabla, un dólar de Estados Unidos equivale a 1.06933 dólares de Canadá.

Notas:

¹ KTA Tato, Expected Service Life and Cost Considerations for Maintenance and New Construction Protective Coating Work, Helsel, Melampy, Wissmar, 2006.

² American Galvanizers Association, National Survey, 2006.

³ Puede variar debido a diferencias regionales, horarios de procesamiento y el precio oficial del metal de zinc.

Mito: Los puentes de concreto exhiben un mejor comportamiento ante excitaciones sísmicas que los puentes de acero.

Realidad: Los puentes de acero tienen un comportamiento tan satisfactorio, o aún mejor, que los de concreto en zonas de alto riesgo sísmico.

La respuesta de puentes de concreto en México ante temblores fue puesta en evidencia por el sismo de Tépán del 8 de mayo del 2014. Este sismo de subducción de la placa de Cocos en la Placa de Norteamérica presentó una magnitud de 6.4 grados y un epicentro a 28 kilómetros al suroeste de Tépán de Galeana, Guerrero en el sur de México. El sismo ocasionó daño en el puente “El Cuajilote”, que estaba estructurado con vigas de concreto reforzado con varios claros cortos (figura 23).



Figura 23. Colapso del puente “El Cuajilote” cerca de Tépán Guerrero debido al sismo de mayo de 2014 (Agustín y Trujillo 2014).

Este daño interrumpió la circulación en la carretera federal Acapulco - Zihuatanejo afectando el transporte de mercancías y personas durante las siguientes semanas. Esto pone en evidencia que los puentes de concreto reforzado y presforzado son igualmente susceptibles a los sismos. De hecho, se reporta que este puente ya había sido reparado en cuatro ocasiones en los últimos 30 años, y antes de que finalmente colapsara (Valadez 2014).

Por otro lado, estudios recientes como Tapia et al. (2014) han demostrado mediante elaborados estudios analíticos que los puentes de acero de claro corto tienen un comportamiento adecuado. Esta investigación centra su atención en el estudio de la respuesta de un puente de 24 metros resuelto con cuatro vigas armadas con placas de acero ASTM A709 Grado 50W, que trabajan en acción compuesta con un tablero de concreto armado (figura 24).

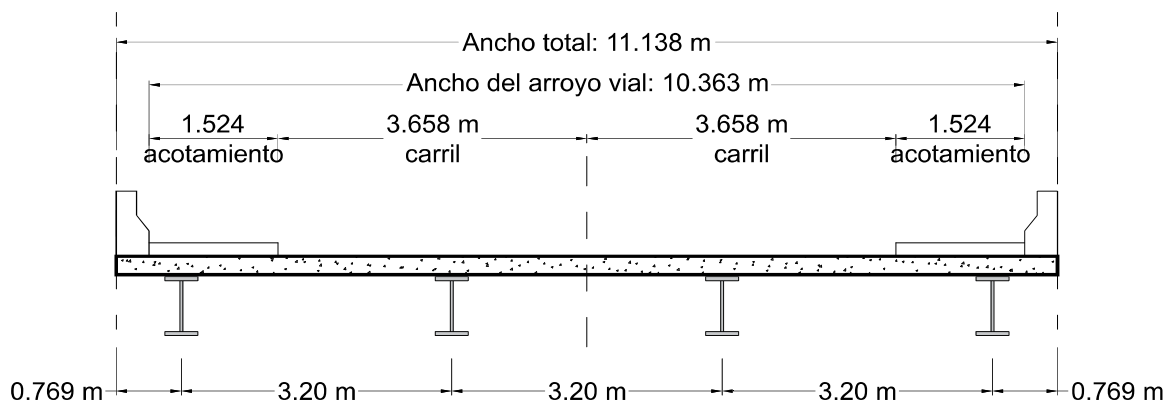


Figura 24. Sección transversal del puente estudiado

El diseño del puente se realizó mediante las especificaciones AASHTO LRFD (AASHTO 2012), considerando el camión de diseño T3-S2-R4 con un peso vehicular bruto de 97.68 ton en nueve ejes; la magnitud de peso considera la sobrecarga que es usual en carreteras mexicanas. Se realizaron análisis dinámicos no lineales considerando registros sísmicos históricos, que se seleccionaron con un componente de aceleración vertical significativa cerca de la zona epicentral.

Los resultados demostraron que los acelerogramas no demandan sísmicamente al modelo, el cual reporta reservas de resistencia para las condiciones sísmicas impuestas con una deformación residual nula. Así, el estudio concluye que el puente tendría un adecuado comportamiento ante las demandas sísmicas (aún para las peores condiciones), y confirma que la condición que rige el diseño de la superestructura es la aplicación de la carga viva.

Lo anterior hace notar que los puentes de acero de claro corto tienen un buen comportamiento ante excitaciones sísmicas, y que puentes estructurados con otros sistemas estructurales son comúnmente demandados y dañados por estas acciones.

REFERENCIAS:

- AASHTO (2012), AASHTO LRFD Bridge Design Specification. American Association of State Highway and Transportation Office, Washington, D.C.
- Agustín R y J. Trujillo, “Sismo tumba puente en Guerrero”, Artículo periodístico. El Milenio. 8 de mayo.
- Ramos M.H. y C. Higuera (2014). “Por sismo colapsó puente El Cuajilote en Técpan, Guerrero”, Artículo periodístico. La crónica. 9 de mayo.
- Tapia-Hernández E. T. Perea, K. E. Barth and M. G. Barker, (2013), “Influencia de la excitación sísmica en el diseño de puentes de acero de claro corto”, Memorias, XIX Congreso Mexicano de Ingeniería Sísmica, Boca del Río, Veracruz.
- Valades R, (2014), “El sismo destruye un puente en Técpan”. Artículo periodístico. La jornada. 9 de mayo. p. 31.

Mito: Estimar el costo de la construcción de un puente de concreto es sencillo, puesto que no es indispensable hacer el análisis y diseño del puente como es necesario en la estimación de puentes de acero.

Realidad: Existen ayudas de diseño y herramientas interactivas en internet de libre acceso que proveen una solución personalizada para el diseño de puentes de claro corto.

Es común que ingenieros relacionados con el cálculo de estructuras de concreto estimen el peralte aproximado de elementos en flexión mediante fórmulas empíricas simples que permiten estimar el volumen de los elementos estructurales de concreto y por consiguiente, su peso y el costo aproximado de construcción. Ese procedimiento empírico no es aplicable a estructuras de acero, por lo que en muchos casos es necesario realizar los análisis, invirtiendo un mayor tiempo y recursos, para obtener una estimación de las secciones transversales de perfiles de acero o trabes armadas que se necesitan para la solución del proyecto.

Esta situación había puesto en aparente ventaja la construcción de puentes de claro corto mediante soluciones en concreto armado colado en sitio o prefabricado para evitar los cálculos durante el desarrollo de la cotización. Sin embargo, en la actualidad existen programas de diseño especializados que proveen una solución personalizada para el análisis y diseño de puentes de acero de claro corto de rápida y fácil ejecución.

Por ejemplo, el programa eSpan140 es una herramienta gratuita de diseño en internet que permite realizar diseños estándar y soluciones modulares particulares de proyectos de puentes de acero de claro corto (disponible en www.espan140.com). La aplicación fue desarrollada por la Alianza de Puentes de Claro Corto de Estados Unidos (SSSBA por sus siglas en inglés), que en la actualidad está siendo adaptada para las condiciones de México en español y usando el sistema internacional de unidades.

El programa realiza el diseño del puente y ofrece la solución en una memoria de cálculo, a partir de:

- Longitud del claro del puente.
- Ancho de la calzada del proyecto.
- Ángulo de esviaje (en caso de ser necesario).
- Velocidad de diseño.
- Altura proyectada de la cubierta.
- Área fluvial.
- Promedio diario estimado del tráfico.
- Cantidad de carriles del proyecto del puente.
- Acceso peatonal y banquetas (en caso de ser necesario).

Así, mediante el uso de estas herramientas, la construcción de puentes de acero de claro corto tiene una alta competitividad con proyectos que consideran otros sistemas estructurales.



Instituto Mexicano de la
Construcción en Acero A.C.

Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, A.C.
Blvd. Club de Golf 53, Col. Lomas de Bellavista
Atizapán Estado de México, C.P. 52995.
55.5572.3196.
www.imca.org.mx



American Institute of Steel Construction
One East Wacker Drive
Suite 700, Chicago IL 60601-1802
312.670.2400
www.aisc.org



National Steel Bridge Alliance
One East Wacker Drive
Suite 700, Chicago IL 60601-1802
606.724.2347
www.steelbridges.org



**American
Iron and Steel
Institute**

American Iron and Steel Institute
25 Massachusetts Ave NW
Suite 800, Washington DC 20001
202.452.7100
www.steel.org



Steel
Market Development
Institute

Steel Market Development Institute
25 Massachusetts Ave, NW
Suite 800, Washington, DC 20001
202.452.7100
www.smdisteel.org



Short Span Steel Bridge Alliance
25 Massachusetts Avenue NW
Suite 800, Washington DC 20001
202.452.7100
www.shortSpanSteelBridges.org



Altos Hornos de México (AHMSA)
Prol. Juárez s/n. Col. La Loma. C.P. 25770
Monclova, Coahuila.
866.649.3400
www.ahmsa.com.mx



Gerdau Corsa
Av. Presidente Masaryk. No.111
Col. Chapultepec Morales
México D.F. C.P. 11570
55.5262.7300
www.gerdaucorsa.com.mx