

CONCRETO

LATINOAMÉRICA

VOLUMEN VI | NÚMERO 4 | ABRIL 2025

Premios a Proyectos ICRI 2024

El presente número de la Revista Digital Concreto Latinoamérica es un esfuerzo de los Capítulos o Secciones del American Concrete Institute (ACI) en Latinoamérica, para poner al alcance de sus miembros y afiliados los contenidos que el ACI International publica en su revista Concrete International en inglés.

Representantes de los Capítulos ACI de Latinoamérica:

Argentina

Dr. Raúl Bertero

Colombia

Dra. Nancy Torres Castellanos
Dr. Fabián Augusto Lamus Báez

Costa Rica

Ing. Minor Murillo Chacón

Ecuador Centro y Sur

Ing. MSc. Santiago Vélez Guayasamín

Guatemala

Ing. Xiomara Sapón Roldán
Ing. Luis Álvarez Valencia

México Noreste

Dr. Alejandro Durán Herrera

México Noroeste

Ing. Raúl Alvarado Barbachano

México Centro y Sur

Ing. José Alfredo Rodríguez Campos

México Sureste

Mtro. Josseph Eli Mandujano Zavala

República Dominicana

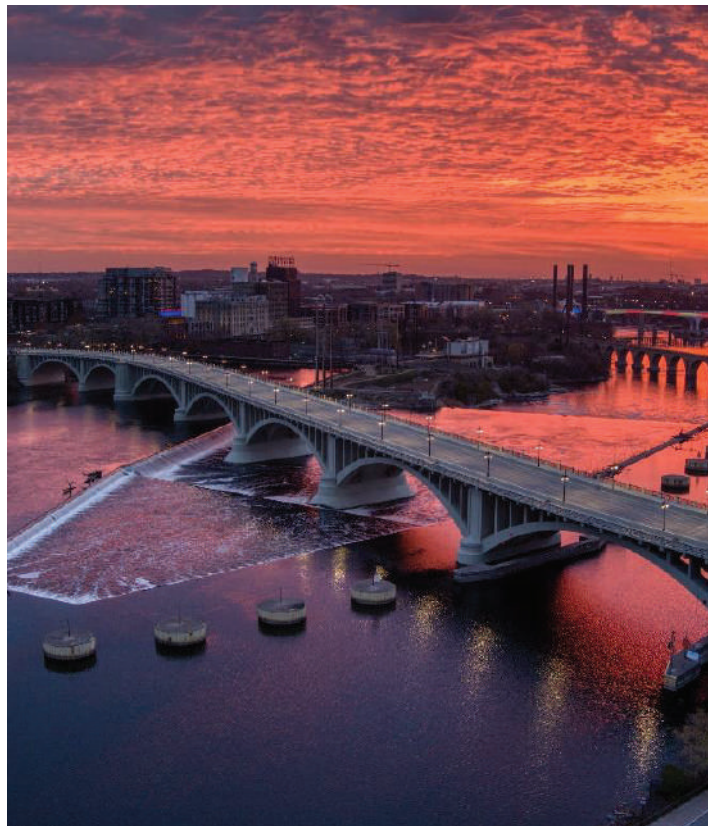
Ing. Piero Roberto Caputo Rodríguez

Perú

Ing. Julio Antonio Higashi Luy

Puerto Rico

Ing. Anabel N. Merejildo



Puente de la Tercera Avenida, en Minneapolis, MN., EE.UU. Proyecto de rehabilitación completado en 2023 que destaca por su enorme envergadura y el grave deterioro del concreto original con 100 años de antigüedad. Para rehabilitarlo se usaron los métodos más innovadores para reparar el concreto y extender su vida útil por otros 50 años más. La evaluación de condiciones, los estudios de alternativas y las fases de diseño de la reparación tomaron en total tres años, mientras que la construcción se extendió por otros tres años. El objetivo fue mejorar el estado general del puente y elevar su calificación en el Inventario Nacional de Puentes (NBI, por sus siglas en inglés) de 4 a al menos 6, y garantizar una vida útil mínima de 50 años. (Para más información consultar el artículo 1 de este revista.)

Los contenidos de los artículos corresponden a la traducción del inglés al español realizada por los Capítulos del ACI en Latinoamérica, y fueron originalmente publicados en la revista Concrete International correspondiente al mes de Abril de 2025. El Instituto no se hace responsable por las declaraciones u opiniones expresadas en sus publicaciones. Las publicaciones del Instituto no pueden ni pretenden suplantar el entrenamiento técnico individual, responsabilidad o juicio del usuario o de quien provee y presenta la información. Con el propósito de difundir el conocimiento técnico del concreto, se autoriza la difusión de la presente edición a los Capítulos del ACI de habla hispana entre su membresía y grupos de interés, sin embargo, será necesaria la autorización del American Concrete Institute para reproducir total o parcialmente los contenidos de este número salvo que se hagan para uso personal o académico y sin fines comerciales. Todos los materiales originales en inglés, y contenidos en este número de Concreto Latinoamérica en español, están protegidos por las leyes de Derechos de autor y propiedad industrial, tanto nacionales como internacionales.

COMITÉ EDITORIAL

Cualquier asunto relacionado con la publicación contactarse a :
Correo: concretolatam@gmail.com
Tel: +52 81 2146 4907

Presidente del Comité Editorial:

Dr. Alejandro Durán Herrera
Presidente de la Sección Noreste de México del ACI (2024-2026)

Editor en Jefe:

Ing. José Lozano y Ruy Sánchez

Editores Asociados:

Dr. Lucio Guillermo López Yépez
Dra. Margareth Josefina Dugarte Coll
Dr. Francisco René Vázquez Leal

Asesor Técnico:

Dr. Alejandro Durán Herrera

Traducción:

Lic. Iliana M. Garza Gutiérrez

Comité de Artículos Originales

Ing. Xiomara Sapón Roldán
Ing. Thyssen Won Chang

Revisión Editorial:

Lic. Iliana M. Garza Gutiérrez

Administración y Logística:

Lic. Ana Durán Herrera

Dirección Creativa:

MDG. Rosa Otilia Armendariz Solís

Diseño Gráfico:

LDI. Hannia Annett Molina Frías
LDG. Anakaren Lozano González

"Agradecemos el apoyo a la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Autónoma de Nuevo León por su colaboración en el diseño editorial de la revista".

Diseño Editorial: Comunicación e Imagen Institucional FIC-UANL

REVISORES EDITORIALES

En este número, el Comité Editorial agradece la colaboración como Revisores Editoriales a:

Ing. José Lozano y Ruy Sánchez
Lic. Iliana M. Garza Gutiérrez

Dra. Margareth Josefina Dugarte Coll
Dr. Francisco René Vázquez Leal

¡Únete hoy!

Conoce tu capítulo local ACI
300+ Capítulos profesionales y estudiantiles
www.concrete.org

CONTENIDO

1 Premios a Proyectos ICRI 2024

4 Novedades en Tecnología. ¿Puede seguir siendo ecológico el concreto durable?

2 Nuevo documento del ACI sobre Técnicas Estadísticas para la Evaluación de Estructuras Existentes de Concreto

Una guía para los que odiaban las clases de estadística

Por Peter Barlow, Nicholas R. Triandafilou, y F. Michael Bartlett

5 Novedades en Tecnología. Evolución de productos FRP para la reparación de concretos

Por Mo Ehsani

3 Calculando deflexiones con ACI 318-19 y más allá, Parte 3

Impacto de los cambios
Por Peter H. Bischoff

6 Preguntas y Respuestas. Reparación de Daños Relacionados con la Corrosión

CONVOCATORIA

CONCRETO LATINOAMÉRICA

¿Publicar tus artículos de investigación
y casos de estudio en nuestra revista?
¡Es muy fácil!

*Descarga la Guía
de Publicación*



¡Escanea para
conocer los
requisitos!

*Llena la Carta
de Solicitud*



¡Escanea para
completar tus
datos!

Una vez lista tu solicitud, fírmala y envíala a la Revista Concreto Latinoamérica a través del correo concretolatam@gmail.com

Tu solicitud y artículo serán evaluados para su publicación.

El Instituto Internacional de Reparación del Concreto (ICRI, por sus siglas en inglés) anuncia a los ganadores de los Premios a Proyectos 2024. Este año, se seleccionaron tres finalistas y el ganador fue anunciado el 24 de octubre de 2024. ICRI otorgó el premio Proyecto del Año a Wiss, Janney, Elstner Associates, Inc., con sede en Minneapolis, MN, EE. UU., por su proyecto de rehabilitación del Puente de la Tercera Avenida. Además, ICRI entregó cuatro Premios a la Excelencia y ocho Premios al Mérito.

Ganador del Premio Proyecto del Año 2024 de ICRI

Rehabilitación del Puente de la Tercera Avenida

El proyecto de rehabilitación del Puente de la Tercera Avenida, en Minneapolis, MN, completado en 2023, destaca por su enorme envergadura, la construcción única de sus históricos arcos de concreto con su inusual composición y el grave deterioro del concreto original con 100 años de antigüedad, así como por los métodos innovadores utilizados para reparar el concreto y extender la vida útil del puente por otros 50 años. La evaluación de condiciones, los estudios de alternativas y las fases de diseño de reparación tomaron en total tres años, mientras que la construcción se extendió por otros tres años.



Vista del histórico Puente de la Tercera Avenida durante la rehabilitación

El puente está compuesto por siete tramos originales con arcos de concreto sobre el río y tramos de aproximación en ambos extremos. Los tramos de arco 1 al 5 están conformados por tres arcos estructurales, mientras que los tramos 6 y 7 consisten en arcos de ancho completo, ambos soportando columnas de estribo que a su vez sostienen la plataforma del puente. La estructura original fue construida utilizando el sistema de refuerzo Melan, sin barras de acero convencionales en los arcos. En su lugar, los arcos de concreto están reforzados con cerchas internas de acero, compuestas por cordones de doble ángulo conectados mediante placas de unión remachadas y refuerzos diagonales cruzados.

Aunque el puente había sido rehabilitado previamente, primero en 1939 y luego con reparaciones extensas y una sustitución total de la plataforma alrededor de 1980, a inicios de los años 2000 volvió a presentar un deterioro significativo del concreto y deficiencias estructurales que requerían intervención. El objetivo de la reciente rehabilitación fue mejorar el estado del puente, elevar su calificación en el Inventario Nacional de Puentes (NBI, por sus siglas en inglés) de 4 a al menos 6, y garantizar una vida útil mínima de 50 años.

Evaluación de la condición

La evaluación de las condiciones del Puente de la tercera avenida se llevó a cabo en dos fases. La Fase 1 consistió en una inspección detallada a nivel de elementos del puente y una auscultación representativa del 100 % de las superficies expuestas. Las condiciones de deterioro y los estados de condición fueron mapeados digitalmente en planos a escala utilizando tabletas.

Basado en la inspección de la Fase 1, se seleccionaron pequeñas áreas de estudio en todo el puente para representar la gama completa de condiciones presentes. La Fase 2 consistió en pruebas de campo y muestreo de materiales en cada área de estudio, con el objetivo principal de identificar la severidad y los mecanismos de deterioro que ocurrían en el concreto para cada tipo de elemento. Las áreas de estudio fueron distribuidas espacialmente en todo el puente para representar la variedad de condiciones y tipos de materiales presentes.

Los métodos de prueba de campo utilizados en más de 100 áreas de estudio en el Puente de la tercera avenida incluyeron estudios de potencial de media celda, mediciones de tasa de corrosión, pruebas de resistividad, pruebas de carbonatación y pruebas ultrasónicas de espesor en los miembros de la armadura de acero. Las pruebas de laboratorio de las muestras de material tomadas del puente, que incluyeron más de 80 núcleos de concreto

y 10 muestras de acero, incluyeron pruebas de propiedades mecánicas de los materiales de concreto y acero, perfiles de contenido de cloruros y análisis petrográficos de numerosos núcleos para identificar vulnerabilidades específicas del concreto en esta estructura.

Se desarrollaron proyecciones de vida útil para cada tipo de elemento, las cuales se usaron para informar el desarrollo de alternativas de rehabilitación y comparaciones de costos del ciclo de vida.



Inspección manual desde una unidad de inspección bajo el puente, mostrando el deterioro de las costillas del arco y las bases de los pilares

Rehabilitación y construcción del concreto

Después del análisis de las alternativas de rehabilitación con diversas proyecciones de vida útil, se seleccionó la alternativa que lograría una vida útil de al menos 50 años, lo que se convirtió en el criterio de diseño para las reparaciones del concreto.

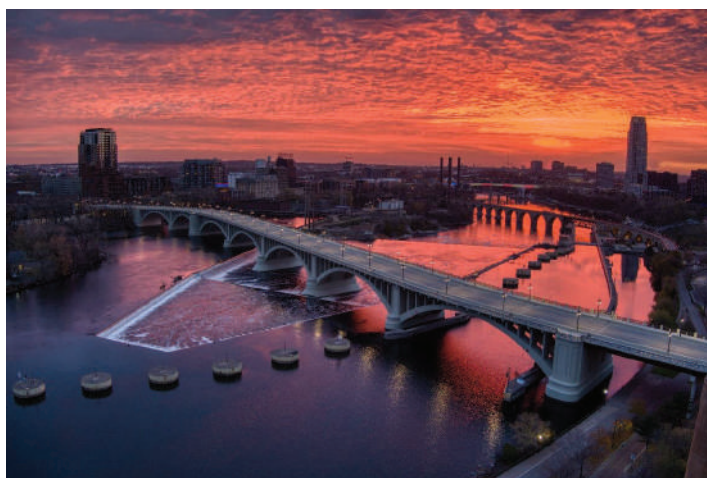
La rehabilitación del puente requirió una ingeniería y una secuenciación de construcción complejas. El acceso desde abajo utilizando barcas era limitado debido a las caídas de múltiples niveles y la estación de energía adyacente. Esto hizo necesaria una estrategia de trabajo de arriba hacia abajo, pero la carga sobre la superestructura debía limitarse para evitar sobrecargar los arcos existentes que, debido a su perfil poco profundo, experimentan altos esfuerzos de flexión bajo cargas desequilibradas. Se construyó una serie de grúas torre dentro de los pilares del puente para llevar a cabo el reemplazo de la losa y las columnas, con asistencia de grúas móviles más pequeñas. El acceso a la subestructura requirió un andamiaje suspendido complicado y ataguías drenadas en el río de corriente rápida.

Reparaciones del concreto

Con base en la inspección, se especificaron reparaciones superficiales de concreto en todas las ubicaciones donde había delaminaciones, desprendimientos y reparaciones previas, y se desarrollaron detalles de reparación para cada ubicación típica. Se proporcionaron detalles únicos para abordar el grave deterioro relacionado con la corrosión en las esquinas de las costillas del arco, grietas longitudinales en la parte superior e inferior de las costillas del arco y áreas donde el daño por congelación y descongelación era particularmente profundo. Las especificaciones de reparación del concreto fueron diseñadas para permitir al contratista elegir entre métodos de encofrado y vertido, encofrado y bombeo o hormigón proyectado, utilizando concreto pre-empacado o premezclado para cada tipo de reparación. Se incluyeron propiedades de materiales y requisitos de control de calidad aplicables para cada método y material de reparación.



El acceso a la subestructura requirió un complicado andamiaje suspendido y ataguías drenadas. (Foto cortesía de Joe Szurszewski Photography)



Vista del Puente de la Tercera Avenida tras la finalización de la rehabilitación (Foto cortesía de Trey Cambern Photography)

El daño por congelación y descongelación estaba presente debajo de los desagües o en las líneas de resorte de los arcos donde se acumulaba agua. Según el examen petrográfico de muestras de núcleo, se anticipó que la mayoría de las reparaciones superficiales tendrían una profundidad no mayor a 6 in. (152 mm), pero se proporcionaron detalles de reparación para profundidades de hasta 12 in. (305 mm), que fue el daño más profundo observado en las muestras de núcleo. Se encontró un daño aún más profundo en las bases de los pilares, cerca de la línea de agua y debajo de los desagües. La erosión máxima del concreto fue de hasta 17 in. (432 mm), y el daño adicional por congelación y descongelación alcanzó hasta 8 in. (203 mm) más allá de eso.

En lugar de remover todo el concreto dañado por congelación y descongelación, los detalles de reparación requerían la eliminación uniforme de 12 in. de concreto para alcanzar lo que se definió como un “sustrato de concreto intacto”. Se realizaron remociones más profundas en “bolsillos” localizados para alcanzar una superficie intacta. Se instalaron anclajes de epoxi más largos en el material sano más allá de la profundidad de remoción y se instaló una nueva malla de refuerzo de acero inoxidable cerca de la superficie.

Reparación de grietas y recubrimiento

La investigación mostró que el Puente de la Tercera Avenida había tenido varios tratamientos superficiales a lo largo de su historia. El concreto original no tiene aire incluido y está contaminado con cloruros, lo que lo hace extremadamente vulnerable al deterioro futuro y a la pérdida del material histórico si el agua lo penetra. Tras discusiones entre historiadores y expertos técnicos, se acordó aplicar reparaciones de grietas y un recubrimiento de alto rendimiento, con formación de película y resistencia al agua en todas las superficies de concreto histórico. Se seleccionó un recubrimiento acrílico relativamente delgado para no enmascarar las líneas originales de los tableros de encofrado. Este recubrimiento puede ser removido, lo cual es importante para estructuras históricas, y mejora la apariencia del concreto al ocultar múltiples generaciones de parches de diferentes colores.

Protección catódica dirigida en las esquinas de los arcos

El deterioro en los arcos se concentró en las esquinas, donde la exposición es mayor debido al escurrimiento directo del agua y la exposición a la humedad y los ciclos de congelación y descongelación en dos caras. Las esquinas afectadas

fueron reparadas con un detalle personalizado que incluía refuerzos para controlar las grietas y mantener perímetros ajustados y adheridos, además de ánodos de protección catódica continua para proteger las secciones de los ángulos de Melan que no estaban expuestas, limpias ni recubiertas. Para mitigar el futuro deterioro en las esquinas de los arcos donde actualmente no había daños, se implementó un enfoque de protección catódica dirigida. Los ánodos discretos de dos etapas se ubicaron en el sitio basándose en pruebas de potencial de media celda realizadas durante la fase de construcción.

Restauración de elementos históricos

El Puente de la Tercera Avenida está registrado en el Registro Nacional de Lugares Históricos. La preservación de los materiales originales en la mayor medida posible y la restauración de la estética original del puente fueron consideraciones primordiales. El proyecto fue revisado y aprobado por agencias de preservación histórica.

El perfil intrincado de los pilares monumentales fue reproducido en los revestimientos de los pilares utilizando encofrados contruidos en el sitio y concreto autocompactante. Las reparaciones con concreto lanzado en las áreas más visibles para el público fueron acabadas a mano para coincidir con las líneas de tableros del concreto original adyacente. Los muros de los pilares que fueron reemplazados se construyeron utilizando moldes con revestimiento para replicar el acabado original. El recubrimiento superficial aplicado a todo el puente fue combinado en color con los tonos originales. Para cada tipo de reparación de concreto, se requirieron muestras de prueba para confirmar tanto la calidad como la estética.

La rehabilitación también brindó la oportunidad de restaurar varios aspectos originales del puente. Por ejemplo, los extremos curvados de las vigas de coronación originales fueron reproducidos en las nuevas vigas prefabricadas, y se instalaron nuevas farolas que imitan la iluminación histórica original del puente. Las barandillas de aluminio instaladas alrededor de 1940 se limpiaron y reinstalaron, incluyendo modificaciones para cumplir con los códigos actuales.

La rehabilitación se completó y el puente se abrió al tráfico en octubre de 2023. El costo total de la construcción fue de aproximadamente 150 millones de dólares. Se instalaron más de 100,000 pies cuadrados (9,290 m²) de reparaciones de superficie con concreto lanzado y se colocaron más de 10,000 ánodos de protección catódica.

Créditos del Proyecto: Presentado por: Wiss, Janney, Elstner Associates, Inc., Northbrook, IL,

EE.UU.; Propietario: Departamento de Transporte de Minnesota, Saint Paul, MN; Ingeniero: Wiss, Janney, Elstner Associates; Contratista: RH Ward & Associates, Inc., South Chicago Heights, IL; Proveedor de Materiales: Vector Corrosion Technologies, Lexington, KY, EE.UU.

Finalista del Premio Proyecto del Año 2024 de ICRI

Escuela de Diseño de Baltimore

La Escuela de Diseño de Baltimore es una escuela pública combinada de nivel secundaria y preparatoria dedicada a estudiantes interesados en arquitectura, diseño gráfico y moda. Se encuentra en el Distrito Histórico del Centro Norte de Baltimore, MD, EE.UU., la primera área de la ciudad en ser designada como distrito de arte y entretenimiento en el Registro Nacional de Lugares Históricos del Servicio de Parques Nacionales. La escuela fue fundada hace unos años, pero su sede actual es una instalación de 110,000 pies cuadrados (10,219 m²) que antes albergaba una fábrica de ropa.

Este edificio fue construido en 1914. La estructura de cuatro pisos originalmente funcionó como el taller mecánico de un proveedor global de tapas para botellas antes de albergar una fábrica de ropa. Construido con concreto reforzado, fue el primer edificio en Baltimore en utilizar un “sistema de piso sin vigas”, también conocido como losa plana, que no requería vigas estructurales para sostenerse entre columnas. Las ventanas de acero industrial ocupaban más del 60% de la superficie exterior del edificio.



La Escuela de Diseño de Baltimore

Evaluación de la condición y preparación del sitio

Una vez tomada la decisión sobre la ubicación, se reunió un equipo de diseño y construcción para evaluar las condiciones del edificio. Tras más de 25 años de abandono y falta de mantenimiento, el estado del edificio era de deterioro extremo. Debido al escaso recubrimiento del concreto, la baja calidad del material y la avanzada carbonatación, la corrosión se había extendido por los elementos reforzados exteriores y las columnas interiores. Las vigas de los techos y de los vanos estaban gravemente dañadas. Las pruebas revelaron que el concreto tenía una resistencia a la compresión de 2,000 psi (13.8 MPa). El refuerzo de acero era liso y estaba dispuesto diagonalmente respecto a la alineación de las columnas, lo cual era inusual. La severa corrosión redujo la capacidad del refuerzo, por lo que se hizo necesario fortalecer la estructura además de repararla y protegerla.

Se llevó a cabo una extensa limpieza para retirar equipos, muebles y desechos acumulados durante años. Se realizaron trabajos de remediación ambiental para garantizar la seguridad de los trabajadores y el personal de construcción.

Reparaciones

Tras completar la evaluación, quedó claro que se requeriría un enfoque extenso y multifacético para abordar los complejos desafíos derivados de décadas

Premios a la Excelencia 2024

- Categoría histórica: Ciudad de Westminster, Maryland Rehabilitación de la torre del reloj histórica, Westminster, MD, EE. UU.; enviado por Concrete Protection & Restoration, Inc. Categoría de estructuras de estacionamiento: Hartsfield-Jackson Aeropuerto Internacional de Atlanta Norte y Sur Terminal nacional, Atlanta, GA, EE. UU.; enviado por Walker Consultants
- Categoría de estructuras de estacionamiento: The Granite Club Proyecto de rehabilitación de garajes, Toronto, ON, Canadá; Enviado por WSP Canadá
- Categoría de transporte: Un testimonio de longevidad: Protección catódica del puente de la bahía de Yaquina Rehabilitación, Corvallis, OR, EE. UU.; enviado por Vector Corrosion Technologies

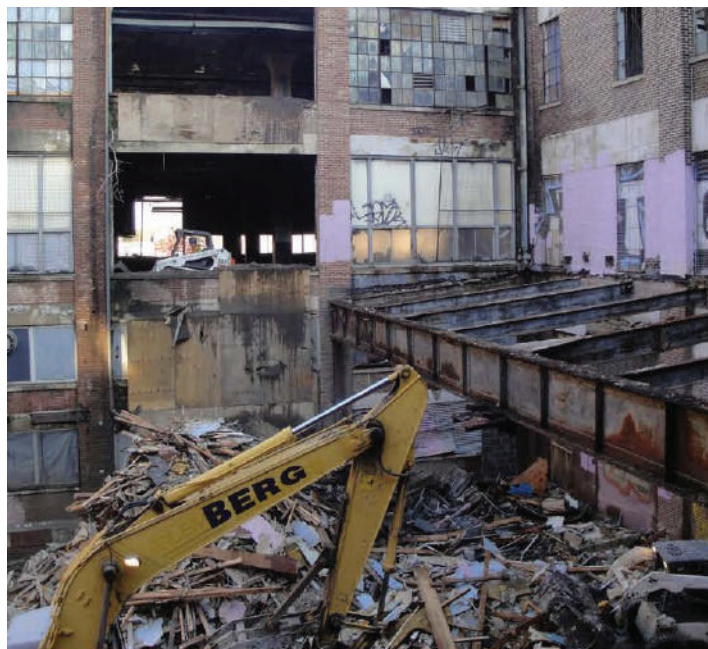
Premios al Mérito 2024

- Categoría histórica: Reviviendo el patrimonio: el viaje de Surfside de monumento histórico a paraíso de lujo, Ft. Lauderdale, FL, EE. UU.; enviado por Kline Engineering and Consulting
- Categoría histórica—Conservación de Constantino Nivola's Concrete Play Horses, Nueva York, NY, EE. UU.; Enviado por Jablonski Building Conservation, Inc.
- Categoría histórica: Restauración de la fachada de Jackson Lake Lodge, Moran, Wyoming, EE. UU.; enviado por Bulley & Andrews Restauración de Hormigón
- Categoría de mampostería: Primera Iglesia Bautista Histórica: Reparaciones de mampostería exterior, Asheville, Carolina del Norte, EE.UU. enviado por WxTite LLC
- Categoría de estructuras de estacionamiento: reparaciones e impermeabilización del estacionamiento del CBD, Malden, MA. Estados Unidos; enviado por Simpson Gumpertz y Heger
- Categoría de Proyectos Especiales: Escaleras del Capitolio de Virginia Occidental, Charleston, Virginia Occidental, EE. UU.; presentado por Structural Group Inc.
- Categoría de proyectos especiales: reparaciones estructurales de techos de concreto del Stegeman Coliseum, Athens, GA, Estados Unidos; enviado por United Restoration and Preservation, Inc.
- Categoría de transporte: Aeropuerto Internacional de Vancouver Proyecto de modernización de las barras de espiga de la pista del aeropuerto (YVR), Langley, BC, Canadá; presentado por CanWest & Westcoast Slot Cutting JV

de abandono. La siguiente fue la estrategia acordada y empleada por el equipo de diseño y construcción.

Las grietas que no fueron corregidas durante las extensas operaciones de reparación de desconchados fueron clasificadas individualmente como estructurales o no estructurales. Las grietas estructurales se repararon mediante inyección a baja presión con resina epoxi de alto módulo y baja viscosidad. Las grietas no estructurales fueron tratadas mediante ranurado y sellado con un sellador de poliuretano de bajo módulo, proporcionando adhesión, flexibilidad y beneficios para la posterior aplicación de recubrimientos.

Todos los principales métodos de reparación de concreto fueron incorporados en la estrategia general. Esto incluyó aplicaciones manuales, aplicaciones mecánicas, colocación encofrada y bombeo encofrado. El método de instalación se seleccionó según la orientación, el tamaño de la reparación y la productividad prevista de la técnica.



Se tuvo que llevar a cabo una operación masiva de limpieza para retirar equipos, muebles y basura acumulada durante años



Se instalaron placas de fibra de carbono para reforzar la estructura

Cualquier barra de refuerzo lisa que sobreviviera en las reparaciones fue limpiada a fondo y recubierta con un material resistente a la corrosión, que además mejoraba la adhesión con el material de reparación. Sin embargo, había una gran cantidad de refuerzos en toda la estructura que estaban corroídos de manera irreversible y tuvieron que ser reemplazados con nuevas barras de refuerzo o complementados con refuerzos adicionales. Se requirió nueva armadura para todas las reparaciones de las vigas de antepecho.

El método de aplicación manual se eligió tanto para reparaciones más pequeñas y aisladas en columnas y techos, como para características arquitectónicas más complejas, como los arcos exteriores. El mortero de reparación aplicado mecánicamente se utilizó para reparar algunas secciones grandes del techo. Este método fue seleccionado para mejorar la producción mientras proporcionaba un material muy denso. Los morteros y concretos de reparación fluidos se utilizaron predominantemente en reparaciones de grandes superficies en las columnas, variando de espesores superficiales a más profundos. Se utilizó concreto autocompactante pre empacado para reparar el gran volumen de vigas de antepecho en las ventanas. La limitada anchura y profundidad de la reparación, combinadas con la cantidad y tamaño de la armadura requerida, además de la extensa longitud de las vigas de antepecho, dictaron una consideración especial para la aplicación y el material.

Las losas del techo del edificio presentaban una pérdida extrema de sección, lo que requirió nueva armadura. También se usó refuerzo suplementario para devolver las losas a su capacidad de carga segura. Se instalaron placas de fibra de carbono para fortalecer estas áreas, así como en los lugares donde se realizaron nuevas perforaciones para los sistemas mecánicos, eléctricos y de plomería. Se utilizó un sellador de poliuretano de bajo módulo para el sellado de juntas en superficies de concreto y mampostería, y un sellador de silicona fue aplicado en conexiones relacionadas con sustratos de vidrio.

Mitigación de la corrosión y recubrimientos protectores

Dado que la corrosión inducida por la carbonatación estaba presente en toda la estructura, tanto en el interior como en el exterior, se tuvo que emplear un esfuerzo estratégico para evitar la corrosión oculta que aún no se había manifestado. Se roció un inhibidor de corrosión superficial de penetración en la cara inferior de la losa del techo, en todas las superficies exteriores y en todas las áreas interiores dentro de un radio de 4 pies (1 m) de la parte externa.

Se realizó una cuidadosa deliberación para la selección de un recubrimiento interior. Se consideraron factores históricos y el impacto de mantener la apariencia original del edificio. Por otro lado, los efectos del polvo continuo y el proceso de carbonatación en curso exigían un recubrimiento. Las investigaciones y las muestras aplicadas en el sitio permitieron alcanzar un consenso para utilizar un recubrimiento transparente, transpirable y anti-carbonatación, que detendría el proceso de carbonatación, encapsularía y sellaría el polvo y preservaría la apariencia histórica.

Créditos del Proyecto: Presentado por Sika Corporation, Lyndhurst, NJ, EE.UU.; Propietario: Baltimore Design School, Baltimore, MD; Ingeniero: Columbia Engineering, Inc., Columbia, MD; Contratista: Southway Builders, Inc., Baltimore, MD; y Proveedor de Materiales: Sika Corporation.

Finalista del Premio Proyecto del Año ICRI 2024

Estructura de Estacionamiento de NEIU

La estructura de estacionamiento de la Universidad del Noreste de Illinois (NEIU, por sus siglas en inglés), ubicada en el campus de NEIU en Chicago, IL, EE.UU., es un estacionamiento de cinco niveles que proporciona espacios para estudiantes y personal. El primer nivel está construido con losas de concreto vaciado en sitio sobre el suelo, mientras que los cuatro niveles superiores están construidos con concreto prefabricado pretensado. El edificio tiene aproximadamente 300 pies (91 m) de largo en dirección este-oeste y 250 pies (76 m) en dirección norte-sur. Originalmente construido en 2005, el estacionamiento tiene capacidad para aproximadamente 1,150 vehículos. Al ser una estructura de estacionamiento al aire libre, fue diseñada sin necesidad de ventilación mecánica ni sistemas de supresión de incendios, conforme a los requisitos del código de construcción de la época.

El armazón estructural del estacionamiento está compuesto por elementos de piso de doble "T" prefabricados y preacabados, que están soportados por vigas, muros y columnas de concreto prefabricado. Las vigas de doble "T" tienen una longitud de aproximadamente 50 a 60 pies (15 a 18 m) y están conectadas mediante placas de soldadura, formando un diafragma de piso que refuerza la estructura y resiste las cargas laterales. El perímetro de la estructura cuenta con paneles arquitectónicos de concreto prefabricado con ladrillo delgado para coincidir con los edificios adyacentes.



Plataforma de estacionamiento de NEIU después de las reparaciones

Problemas que motivaron la reparación

En febrero de 2017, ocurrió un incendio en un automóvil en el tercer nivel del estacionamiento, dañando la cara inferior de las vigas de doble “T” del cuarto nivel. El calor extremo comprometió la integridad estructural de las almas y las aletas de las vigas de doble “T” del nivel cuatro. Sin embargo, los cornisamentos de concreto y los muros prefabricados en los extremos de apoyo de las vigas no fueron expuestos a altas temperaturas. Además de la reparación y reemplazo de los componentes de doble “T” expuestos al fuego, el proyecto también incluyó las siguientes reparaciones en la estructura del estacionamiento:

- Reparación de cornisamentos de concreto
- Reparación de conexiones prefabricadas
- Reparación de desconchados en las almas y la cara inferior de las vigas de doble “T”
- Reparación de desconchados verticales en superficies de muros
- Reemplazo del sellador de juntas entre elementos prefabricados de concreto
- Reemplazo de la junta de expansión con solapas
- Aplicación de selladores de silano
- Reparación y reemplazo de tuberías de drenaje de hierro fundido

Métodos de inspección/evaluación y resultados

La superficie de concreto fue inspeccionada mediante arrastre de cadena desde la parte superior de la losa del estacionamiento, y se utilizó un rodillo de auscultación de delaminaciones desde la parte inferior para evaluar la magnitud del daño causado por el incendio. Se observaron grandes áreas de concreto deteriorado y delaminado en la zona directamente sobre el incendio, lo que desempeñó un papel crucial en la determinación del método final de reparación.

El ingeniero consultor contrató a una agencia de pruebas externa para realizar un examen petrográfico utilizando la norma ASTM C856/C856M, “Práctica

estándar para el examen petrográfico del concreto endurecido”. Un análisis petrográfico de un núcleo de concreto extraído de una viga doble “T” prefabricada del cuarto nivel, expuesta al incendio, reveló la presencia de una fisura horizontal de aproximadamente 1.5 in (38 mm) desde la base del núcleo.

Se determinó que la fisura se formó debido a una exposición prolongada a calor extremo, superior a 573°C (1,063°F). El análisis petrográfico también mostró deshidratación de la pasta de cemento y micro fisuración de las partículas de cuarzo y otros agregados finos silíceos en el tercio de la aleta de la viga.

Selección del sistema de reparación

El sistema de reparación elegido estuvo fuertemente influenciado por las restricciones del sitio y las conclusiones del análisis petrográfico. El calor extremo había provocado delaminaciones en una gran área de las vigas dobles “T” del cuarto nivel, lo que hizo necesario un extenso proceso de remoción y reemplazo del concreto. Tanto el acero de presfuerzo Grado 270 (1,860 MPa) como el refuerzo convencional, expuestos a altas temperaturas, requirieron pruebas exhaustivas para garantizar que su integridad no estuviera comprometida. Dado que la remoción de las conexiones soldadas y el desplazamiento temporal de las vigas dobles “T” del techo (directamente sobre el cuarto nivel) se consideraron inviables, el equipo de diseño decidió reemplazar las vigas dobles “T” dañadas por el incendio con concreto vaciado en sitio, reforzado con acero convencional. Las nuevas vigas y losas se formaron y vaciaron utilizando encofrados con contraflecha en los bordes y la base. Una vez retirados los encofrados y los soportes temporales, las placas de conexión fundidas en el nuevo sistema de vigas y losas de concreto fueron soldadas a los componentes prefabricados adyacentes en todos los lados.



Daño por fuego en la parte inferior de las vigas dobles pretensadas de nivel cuatro



Demolición controlada remotamente



Detalle parcial de la barra de refuerzo con reparación moldeada

Preparación del sitio y demolición

El exterior del estacionamiento estaba construido con paneles de concreto prefabricado con aberturas de 4.5 pies (1.4 m) centradas en cada una de las vigas dobles “T”. El concreto fue transportado al cuarto nivel mediante una bomba, y luego distribuido con un buggy de concreto. El peso del concreto fresco y del equipo utilizado para su colocación requirió la instalación de apuntalamiento temporal y re-apuntalamiento en los niveles inferiores. Mantener el acceso parcial para estudiantes y personal fue un requisito clave del propietario, por lo que se debía garantizar que la estructura del estacionamiento permaneciera parcialmente operativa durante las reparaciones.

Antes de iniciar la demolición, todas las conexiones soldadas alrededor de las vigas dobles “T” dañadas por el fuego tuvieron que ser cortadas. El contratista optó por utilizar una máquina de demolición controlada remotamente, equipada con un martillo hidráulico, para fragmentar el concreto en piezas más manejables y facilitar su extracción del estacionamiento. Para proteger las vigas dobles “T” inferiores de posibles daños, el concreto suelto fue recogido en el nivel inferior utilizando neumáticos y tabloncillos de madera, lo que permitió disipar la carga de impacto y evitar daños en la losa. Luego, se utilizó una minicargadora para recoger los escombros de concreto y transportarlos de manera segura fuera de la estructura.

Se colocaron estratégicamente soportes temporales alrededor del área demolida para estabilizar la estructura hasta que se completara el nuevo sistema de piso vaciado en sitio. Además, se coordinó la colocación de apuntalamientos y re-apuntalamientos temporales en las zonas donde la capacidad de los componentes prefabricados circundantes podría verse comprometida.

Una vez demolidas las vigas dobles “T” dañadas, quedaron expuestas todas las conexiones entre las alas de las vigas existentes. Se encontró un

número menor de conexiones del esperado, lo que llevó al equipo de diseño a desarrollar un plan para agregar conexiones adicionales a las vigas dobles “T” adyacentes con el fin de mejorar la distribución de carga. Esto implicó la fabricación de conectores adicionales antes de la colocación del nuevo sistema vaciado en sitio, asegurando que estuvieran listos para ser soldados una vez que se retiraran los soportes temporales. Algunas conexiones y embebidos existentes no pudieron ser rescatados durante la demolición, lo que requirió una mayor coordinación entre el diseñador y el contratista para fabricar nuevas conexiones de acero.

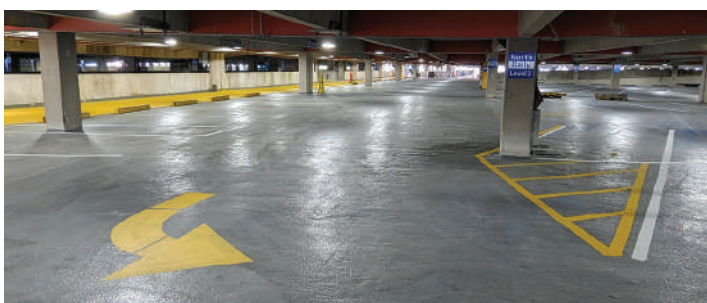
Características especiales

El sistema vaciado en sitio con contraflecha funcionó excepcionalmente bien. Se utilizó un cálculo preciso del contraflechado realizado por el diseñador, lo que fue crucial para garantizar que las nuevas losas vaciadas en sitio se deformaran y alinearan correctamente con la estructura prefabricada adyacente cuando el contratista retirara los soportes. El diseño utilizó un análisis de sección en “T” para calcular la deflexión en las distintas etapas de construcción. Las vigas y losas rebajadas se vaciaron monolíticamente, con refuerzo detallado para amarrarlas entre sí y formar una sección compuesta. Tras la remoción de los apuntalamientos, la inspección inmediata no mostró grietas visibles en las nuevas vigas y losas de concreto vaciado en sitio. Se realizaron visitas periódicas al sitio para inspeccionar visualmente el nuevo concreto vaciado en sitio.

Durante todo el proceso de diseño, detallado y reparación, el equipo de diseño hizo referencia a los manuales, guías de diseño y especificaciones de ACI e ICRI. Finalmente, el equipo de diseño y el contratista colaboraron para desarrollar e implementar una solución a largo plazo que cumpliera con las expectativas del propietario y minimizara las interrupciones en el campus.



Rehabilitación de la Torre del Reloj Histórica de la Ciudad de Westminster, Maryland



Terminales Domésticas Norte y Sur del Aeropuerto Internacional Hartsfield-Jackson de Atlanta



Proyecto de Rehabilitación del Garaje del Granite Club



Rehabilitación de la Protección Catódica del Puente de la Bahía de Yaquina

Créditos del Proyecto: Presentado por GRAEF, Milwaukee, WI, EE.UU.; Propietario: Universidad del Noreste de Illinois, Chicago, IL; Ingeniero: GRAEF; Contratista: LS Contracting Group, Inc., Chicago, IL; Proveedores de Materiales: Ozinga Bros., Inc., Chicago, IL; McCann Industries, Inc., Addison, IL

Reimpreso con permiso del Instituto Internacional de Reparación del Concreto (ICRI)

Título original en inglés:
ICRI 2024 Project Awards

La traducción de este artículo correspondió al Capítulo Ecuador



Traductor:
Ing. Jorge Campoverde



Revisor Técnico:
Ing. Santiago Velez Guayasamín
MSc., DIC.

Nuevo documento del ACI sobre Técnicas Estadísticas para la Evaluación de Estructuras Existentes de Concreto

Una guía para los que odiaban las clases de estadística

Por Peter Barlow, Nicholas R. Triandafilou, y F. Michael Bartlett

Los diseñadores estructurales que trabajan en la evaluación de estructuras existentes se enfrentan, con frecuencia, al reto de definir el alcance adecuado de la propuesta de trabajo para las fases de evaluación y/o investigación, enfocadas en la caracterización de las condiciones actuales y aquellas con las que fueron construidas las estructuras. Las normas para la evaluación, reparación y rehabilitación de estructuras de concreto existentes, basadas en desempeño, como el código ACI-562-25¹, requieren métodos de medición representativos que permitan evaluar dicho desempeño.

Se necesita información sobre el uso de métodos estadísticos para la evaluación y reparación de estructuras de concreto existentes ya que los métodos convencionales, bien conocidos y utilizados en las industrias de manufactura para asegurar la calidad, no siempre son prácticos cuando se aplican a una estructura existente con características individuales.

Para abordar esta carencia, el Comité de Actividades Técnicas (TAC) del ACI creó el Equipo de Trabajo para la Innovación No. 11 del ACI (ACI ITG-11): “Técnicas Estadísticas para la Evaluación de Estructuras Existentes de Concreto”, con el objetivo de “proporcionar una metodología uniforme usando una base estadística para establecer los requisitos mínimos de una investigación de campo”². El ACI ITG-11 se reunió por primera vez en la Convención de Concreto del ACI en el Otoño de 2022 en Dallas, TX, EE.UU., y, después de la revisión del TAC, proporcionó correcciones editoriales para su documento, ACI PRC-ITG-11-24: Técnicas Estadísticas para la Evaluación de Estructuras de Concreto Existentes—Informe³ al equipo de producción del ACI el 5 de enero de 2024. Como se indica en su resumen, el documento publicado el 26 de agosto de 2024, “demuestra cómo las técnicas estadísticas pueden utilizarse en la evaluación de estructuras de concreto para conocer su estado y seguridad y para evaluar las posibles opciones de reparación”. Este juego

de herramientas le proporciona a los profesionales del diseño un inventario de algunos métodos estadísticos útiles a la hora de hacer una evaluación estructural. El informe además proporciona dos ejemplos detallados en los que se llevaron a cabo evaluaciones para la reparación de estructuras de concreto.

El ACI ITG-11 tuvo en cuenta al público al que iba dirigido: profesionales con experiencia en el diseño de estructuras, pero sin conocimientos avanzados en la aplicación de principios de probabilidad y estadística, más allá de aquellos aprendidos durante sus estudios de pregrado. Se hizo todo lo posible para que la guía fuera concisa y se centrada en aplicaciones prácticas, con ejemplos detallados que ilustraran cómo las herramientas computacionales necesarias no van más allá de hojas de cálculo de fácil acceso. Las metas de este documento están centradas en mejorar el conocimiento de estas herramientas y demostrar cómo pueden emplearse eficazmente durante la evaluación y, de esta manera, alcanzar con éxito los objetivos del proyecto.

Este documento destaca brevemente las principales características de la guía. El capítulo 1 incluye una introducción y describe el campo de aplicación del documento. El capítulo 2 define la notación y las variables utilizadas en las ecuaciones del informe, especialmente útiles para los ingenieros no familiarizados con la estadística. El capítulo 3 indica los parámetros a cuantificar mediante ensayos, y el capítulo 4 trata sobre el tamaño del muestreo y el análisis estadístico a realizar con los resultados de los ensayos. El ejemplo de durabilidad presentado en el capítulo 5 utiliza análisis estadísticos sobre las mediciones del espesor del recubrimiento y la profundidad del frente de carbonatación, permitiendo estimar el posible límite de la vida útil. El ejemplo de resistencia del Capítulo 6 ilustra la evaluación estructural mediante el uso de técnicas preliminares, detalladas y basadas en la fiabilidad, que son especificadas en el código ACI-562. El juego de herramientas de fiabilidad del Apéndice A puede convertirse en la parte más utilizada de este documento a medida que los usuarios se familiaricen con los métodos basados en la fiabilidad.

Capítulo 3 – Evaluación

El capítulo 3 presenta los pasos típicos necesarios en la planificación del programa de ensayos. Estos incluyen la identificación de lo siguiente:

- a) Objetivos del programa de ensayos;
- b) Parámetros a evaluar;
- c) Métodos de ensayo a utilizar;

- d) Localización y número de pruebas; y
- e) Análisis estadístico de los resultados.

Los puntos a) a c) se abordan haciendo énfasis en determinar la geometría de los elementos de la estructura evaluada y obtener información sobre diversos parámetros de resistencia y durabilidad. Los puntos d) y e) se refieren a la selección y aplicación de las técnicas estadísticas. Cómo establecer la ubicación y el número de ensayos, así como el análisis estadístico para alcanzar los niveles de confianza previstos, se tratan en el capítulo 4.

Capítulo 4 – Antecedentes de las técnicas estadísticas

El objetivo principal de este capítulo es proporcionar información general sobre las técnicas estadísticas utilizadas en la evaluación de estructuras de concreto existentes. En los capítulos 5 y 6 se proporcionan ejemplos detallados de la aplicación de estas técnicas. En el Apéndice A – Juego de herramientas de fiabilidad para la evaluación de estructuras de concreto existentes se presentan más detalles sobre estas técnicas.

Es conveniente definir un marco de muestreo para organizar la recolección de datos y el proceso de evaluación estadística. El marco de muestreo debería:

- Definir el propósito del muestreo (por ejemplo, ¿qué pregunta(s) intenta resolver la evaluación? Esto se describe en el apartado 3.2);
- Identificar los parámetros críticos que deben muestrearse (descritos en la sección 3.3);
- Definir la población, las posibles fuentes de sesgo y el número de muestras a obtener (apartado 4.1); y
- Establecer cómo se evaluarán los datos recogidos (secciones 4.2 a 4.5).
- Se recomienda que los procedimientos utilizados para definir la población que será utilizada para cuantificar los parámetros estadísticos se desarrollen caso por caso, teniendo en cuenta la siguiente información disponible:
- Historia completa de la construcción: si la estructura corresponde a una construcción única realizada por un único contratista, o si se han ido añadiendo elementos por parte de diferentes contratistas a lo largo de los años.
- Información disponible en los documentos históricos de construcción (si existen): diferentes calidades de material para diferentes elementos, diferentes calidades

en el refuerzo longitudinal y transversal, o diferencias en las especificaciones de la resistencia del concreto en zapatas, columnas y losas.

La definición de la población también depende de la naturaleza del problema que se requiere resolver:

- ¿El objetivo de la evaluación es determinar si, por un lado, un defecto específico afecta la fiabilidad o durabilidad de la estructura o, si, por otro lado, la fiabilidad o durabilidad se ven afectadas en el contexto de un cambio de ocupación o exposición ambiental?
- ¿La investigación preliminar revela condiciones problemáticas en zonas específicas que lleven a considerar diferentes poblaciones a la hora de realizar la evaluación?
- ¿Las condiciones de exposición ambiental o el grado de deterioro varían en la misma estructura o entre estructuras similares?

Tabla 1:
Número requerido de muestras con un nivel de confianza del 90% para un error objetivo y un coeficiente de variación dado

Error objetivo	Resistencia a compresión, psi				
	10%	15%	20%	30%	40%
± 5%	11	24	43	97	173
± 10%	3	6	11	24	43

Una vez definida la población, se presentan recomendaciones para determinar el tamaño de las muestras basadas en enfoques estadísticos clásicos.^{4,5} Como se muestra en la Tabla 1, si el error objetivo es pequeño y el coeficiente de variación es grande, el tamaño de la muestra requerido puede ser poco práctico. El diseñador y el propietario deben colaborar para determinar un nivel de confianza adecuado basado en la probabilidad, la gravedad del fallo y la sensibilidad del parámetro medido. Esta determinación depende de muchos factores y debe evaluarse caso por caso. Se describe la selección de un nivel de confianza adecuado basado en la gravedad o consecuencia del fallo, la probabilidad de fallo y la sensibilidad o importancia del parámetro considerado.

El capítulo 4 describe los métodos estadísticos para caracterizar los datos, con un énfasis particular en las distribuciones normal, logarítmica normal (o lognormal) y de valor extremo tipo I (o Gumbel), que se presentan en la Fig. 1. Las dimensiones, las resistencias del concreto y las cantidades que pueden

expresarse como la suma de variables aleatorias independientes suelen distribuirse normalmente. Los límites elásticos del acero, las cantidades que son siempre positivas y las cantidades que pueden expresarse como el producto de variables aleatorias independientes suelen ser lognormales. Las cargas transitorias máximas que se espera se produzcan durante la vida útil de la estructura (por ejemplo, cargas vivas, de nieve y de viento) suelen ser Gumbel. Las técnicas se presentan para crear un “documento de probabilidad”, utilizando funciones convencionales de hojas de cálculo, en el que las distribuciones acumuladas para datos normales, lognormales o de Gumbel se trazan como líneas rectas.

Se entregan técnicas para comparar conjuntos de datos con el fin de evaluar si es posible combinarlos, delimitar estadísticas de muestras mediante intervalos de confianza, determinar valores fractiles y caracterizar datos que representan cargas transitorias extremas. Los ejemplos ilustran la aplicación de las siguientes funciones ampliamente disponibles en hojas de cálculo para facilitar el análisis de datos: PROMEDIO(AVERAGE) (•), DESVIACIÓN ESTÁNDAR (STDEV.S) (•), DISTRIBUCION NORMAL (NORM.S.INV) (•), PRUEBA T (T.TEST) (•), PRUEBA F (F.TEST) (•), (T.INV.2T) (•), (T.INV) (•), y (CHISQ.INV) (•).

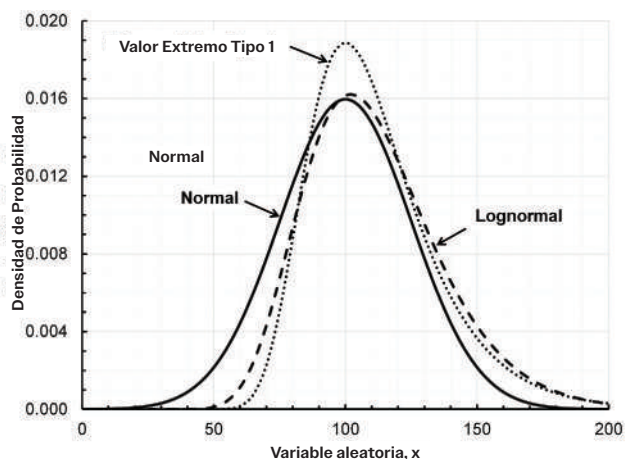


Fig. 1 Funciones de densidad de probabilidad para las distribuciones normal, lognormal y de valor extremo tipo I (Fig. 4.2 en la Referencia 3)



Fig. 2 Vista general y acercamiento de la base deteriorada del tanque de almacenamiento (Fig. 5.1 en la Referencia 3)

Capítulo 5 – Ejemplo de evaluación basado en durabilidad

El primer ejemplo detallado del ACI PRC-ITG-11-24 trata sobre la evaluación del estado y sobre la planeación para la reparación de la cimentación deteriorada de un tanque existente. Como se muestra en la Fig. 2, las superficies expuestas del concreto de la base presentaban diversos grados de agrietamiento y desprendimiento, además de que el sustrato de concreto se encontraba en mal estado. En varios lugares, la exposición y pérdida de concreto debilitó las paredes del tanque, provocando la distorsión de la pared del tanque. La pérdida de la sección circular del tanque provocó el bloqueo del sistema de techo flotante.

El ejemplo describe los fundamentos de la metodología de evaluación y ensayo adoptada. Se analizan los datos obtenidos en la evaluación del estado y se observa que la cimentación se encuentra localizada a sotavento de equipos que emiten dióxido de carbono (CO_2), lo que podría provocar un aumento de los niveles de carbonatación en el lado este de la cimentación en comparación con el lado oeste. Las mediciones del recubrimiento obtenidas con el radar de penetración en el terreno se analizan para determinar el límite inferior de confianza del 90% de recubrimiento medio, y los datos de profundidad del frente de carbonatación medidos sobre el terreno se analizan para determinar el límite superior de confianza del 90% en la profundidad de este frente. A partir de estos parámetros, se proyecta el avance del frente de carbonatación con un objetivo de vida útil extendida en 25 años y las reparaciones necesarias asociadas. Se concluye que solo es necesario llevar a cabo reparaciones significativas en el lado este de la cimentación basándose en el análisis para el nivel de confianza del 90%. Las reparaciones no fueron necesarias en la mitad oeste de la cimentación, ya que no se superó el límite de profundidad de carbonatación para la extensión de la vida útil de 25 años. Este ejemplo ilustra los posibles beneficios en términos de costos al realizar pruebas y evaluaciones

estadísticas más exhaustivas durante la fase de evaluación del estado. Mediante la designación de dos poblaciones distintas en función de la exposición al CO₂ y la evaluación de cada una por separado, el alcance de la construcción de la reparación se redujo efectivamente en un 50%, manteniendo al mismo tiempo un alto nivel de confianza en el cumplimiento del objetivo de ampliación de la vida útil de 25 años.

Capítulo 6 – Ejemplo de evaluación basado en fiabilidad

En la práctica, el usuario del código ACI-562-25, como primera medida, realizaría una evaluación preliminar que no requiere métodos basados en estadística y posteriormente llevaría a cabo una evaluación detallada que podría usar métodos basados en estadística, para cuantificar los parámetros medidos antes de realizar una evaluación utilizando el método de carga media basado en confiabilidad.

El ejemplo de evaluación de resistencia sigue esta secuencia para contrastar estos diferentes procedimientos. El ejemplo se basa en una planta típica de un laboratorio universitario de tres pisos y usos múltiples, construido en 2004. Las vigas nort-sur (NS), Fig. 3 y 4, se diseñaron para una carga viva especificada, reducida para un área aferente, de 3.8 kN/m². Se propone reutilizar el piso superior como cafetería, con una carga viva de 4.8 kN/m² que, como carga viva en sala de reunión, no puede reducirse para el área aferente. Esto aumenta las solicitaciones debidas a las cargas factorizadas en un 12.2%.

La Tabla 2 resume los resultados obtenidos utilizando evaluaciones preliminares, detalladas y basadas en la fiabilidad para varios casos representativos de diferentes documentos (disponibles) de construcción y/o datos de ensayos. Generalmente, las deficiencias en el cálculo de la resistencia para ambos modos de falla, por momento y por cortante se reducen a medida que se dispone de más información procedente de los documentos de construcción y/o de las investigaciones de campo.

Para ilustrar el efecto del tamaño de muestreo en los resultados de la evaluación estadística, se presentan dos ciclos de evaluación detallados: el primer ciclo incluye el análisis de los ensayos iniciales al concreto y al acero de refuerzo, mientras que el segundo ciclo incluye la realización de ensayos de materiales, adicionales. En este ejemplo, las deficiencias se redujeron gracias a las pruebas adicionales; no obstante, cabe señalar que las deficiencias podrían aumentar en función de los resultados de los ensayos.

Además, la evaluación de la resistencia basada en la fiabilidad (por ejemplo, el método de la carga media) produce deficiencias de resistencia menores que las evaluaciones preliminares, independientemente de la disponibilidad de documentos de construcción y/o datos de ensayos. El método de la carga media también produce resultados comparables a los de las evaluaciones detalladas de la resistencia. Para este ejemplo, todos los métodos de evaluación de la resistencia dan una conclusión consistente de que las deficiencias de resistencia para los modos de fallo por cortante son más severas que las de los modos de fallo por momento.

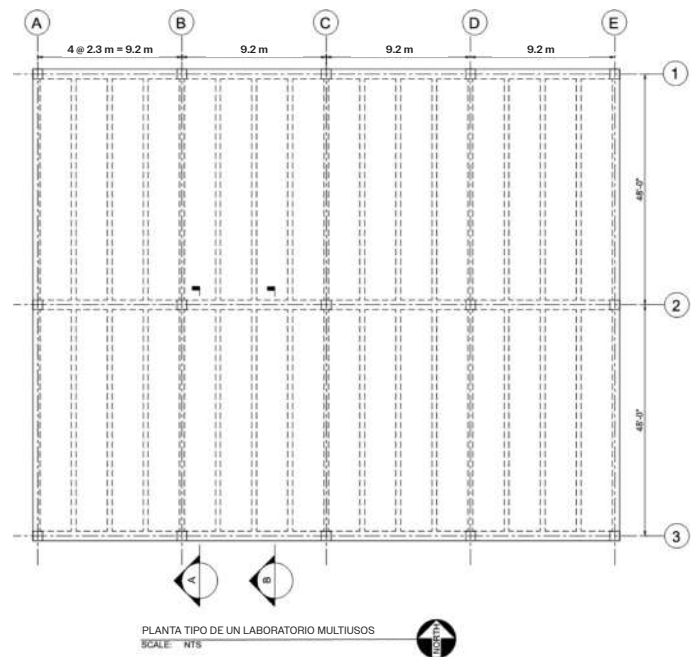


Fig. 3 Planta tipo, laboratorio de usos múltiples (Fig. 6.1a en la Referencia 3)

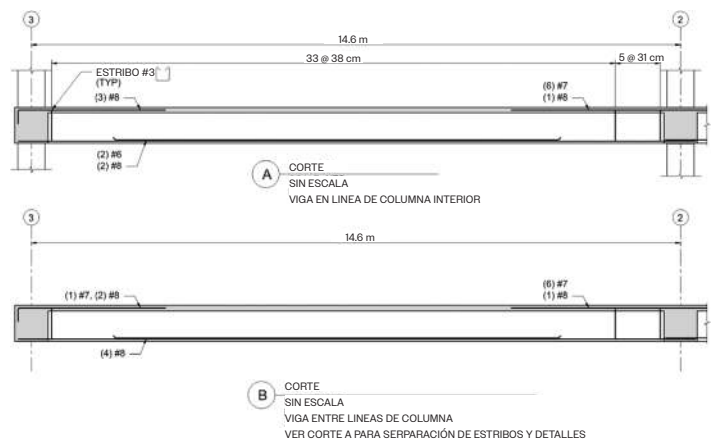


Fig. 4 Secciones longitudinales y refuerzo de la viga NS (Fig. 6.1b en la Referencia 3)

Tabla 2:
Deficiencias de resistencia identificadas mediante varios métodos

Sección	Método	Deficiencia	
		Momento	Cortante
6.2	Evaluación Preliminar	5 al 10 %	2 al 12 %
6.3	Evaluación Detallada: Caso con buena documentación	Ninguno	5%
6.4.3	Evaluación Detallada: Caso sin documentación (Ciclo 1)	9 al 13 %	9 al 19 %
6.4.4	Evaluación Detallada: Caso sin documentación (Ciclo 2)	Ninguno	6%
6.5	Evaluación de resistencia por el método de carga media	Hasta el 6 %	Hasta el 7 %

Apéndice A - Juego de herramientas de fiabilidad para la Evaluación de estructuras de concreto existentes

El objetivo de este apéndice es describir de forma concisa la aplicación de los principios y técnicas basados en fiabilidad a la evaluación de estructuras existentes e ilustrarlos con ejemplos prácticos de cálculo. Las distintas secciones del Apéndice abordan:

- La definición matemática del índice de fiabilidad y su aplicación en el método de la carga media, que puede determinar la seguridad estructural sin requerir combinaciones de carga factorizadas ni coeficientes de reducción de la resistencia. Este método es especialmente aplicable si los parámetros estadísticos que representan la carga o la resistencia del elemento evaluado difieren de los usuales en una construcción nueva, por ejemplo, si la carga está controlada o la resistencia está reducida por deterioro;
- Combinación de variables aleatorias independientes, incluyendo reglas sencillas para combinaciones aditivas y multiplicativas de variables aleatorias independientes. Se describe brevemente la simulación de Monte Carlo, que se realiza fácilmente utilizando las funciones típicas de las hojas de cálculo. También se describe el método de linealización de series de Taylor, que requiere el cálculo de derivadas parciales, incluido un procedimiento para aproximarlas utilizando una hoja de cálculo;
- Distribuciones de valores extremos para efectos de cargas transitorias, incluyendo la derivación de la media y la desviación estándar para diferentes periodos de retorno utilizando el principio de desplazamiento logarítmico;

- Teorema de Bayes; y
- Cuatro ejemplos, que incluyen la aplicación del método de carga media, la estimación de las distribuciones para el peso máximo anual y el máximo de 75 años del camión a partir del conjunto de datos de “eventos” observados (Fig. 5), la determinación de los parámetros de máxima velocidad del viento en 50 años a partir del conjunto de datos de la máxima velocidad del viento diaria, y la aplicación del teorema de Bayes.

Siguientes Pasos:
Nuevo Comité Técnico del ACI

En la Convención del Concreto del ACI de Otoño de 2024 en Filadelfia, PA, EE.UU., el TAC creó un nuevo comité técnico del ACI, el Comité ACI 353, Evaluación de estructuras de concreto existentes basada en estadística. El nuevo comité mantendrá el documento ACI PRC-ITG-11-24 y desarrollará ejemplos adicionales para la aplicación de técnicas estadísticas para la evaluación de estructuras de concreto para fomentar el aumento del uso de estos métodos racionales en la práctica.

El proyecto de misión del Comité 353 del ACI es “desarrollar y difundir las mejores prácticas para aplicar principios estadísticos y de fiabilidad a las estructuras”. El primer proyecto de meta del comité es “desarrollar y mantener el ‘juego de herramientas de confiabilidad’ como un manual conciso y actualizado que describa la aplicación de principios estadísticos y de fiabilidad a la evaluación de estructuras de concreto existentes.” Este objetivo reconoce al “juego de herramientas de confiabilidad” como una contribución primaria de ACI ITG-11, que debería ser actualizada regularmente para servir como un manual conciso y actual sobre métodos estadísticos y de fiabilidad.

El segundo proyecto de meta del comité es “crear Notas Técnicas y Publicaciones Especiales a partir de presentaciones de sesiones técnicas, que ilustren la aplicación práctica de métodos estadísticos y de fiabilidad a la evaluación de estructuras de concreto. Cuando sea apropiado, se pretende que el nuevo comité se comprometa con otros Comités Técnicos existentes del ACI en el desarrollo de estos documentos.” Este objetivo reconoce que la creación de dos ejemplos detallados que ilustren la aplicación de los principios estadísticos y de fiabilidad a problemas de evaluación realistas es otra de las principales contribuciones del ITG-11 del ACI. No es necesario reafirmar los ejemplos cada 5 años, de acuerdo con las prácticas del ACI para los documentos de los comités técnicos; simplemente deben publicarse para que estén disponibles en la bibliografía. En lugar de reafirmar los ejemplos existentes, el comité puede desarrollar nuevos ejemplos, expandiendo la amplitud de los temas tratados. Las publicaciones especiales, los artículos de Concrete International y las Notas Técnicas son vehículos previstos para facilitar este objetivo.

Al menos otros 14 comités técnicos del ACI pueden colaborar con el nuevo comité para desarrollar nuevas aplicaciones. Muchos de los miembros de ACI ITG-11, que continuarán en el nuevo comité, ya participan activamente en estos otros comités y pueden facilitar la colaboración con el nuevo comité.

Agradecimientos

Los autores agradecen sinceramente las contribuciones de los siguientes miembros del ACI ITG-11, quienes trabajaron con eficiencia para desarrollar rápidamente el nuevo documento: Ali Abu-Yosef, Ziad Elaghoury, Jeremiah Fasl, Kip Gatto, Timothy Gillespie, Lawrence Kahn, Ming Liu, John Lund, Diego Romero, Kyle Stanish y Jeffrey West. También se reconoce con gratitud el apoyo del Comité de Actividades Técnicas del ACI, en particular al contacto del ACI ITG-11 TAC: Jason Weiss.

Referencias

1. ACI Committee 562, “Assessment, Repair, and Rehabilitation of Existing Concrete Structures—Code and Commentary (ACI CODE-562- 25),” American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2025, 133 pp.
2. ACI Innovation Task Group 11 website, www.concrete.org/committees/directoryofcommittees/acomitteehome.aspx?committee_code=C0009311, accessed Nov. 6, 2024.

3. ACI Innovation Task Group 11, “Statistical Techniques for Assessment of Existing Concrete Structures—Report (ACI PROITG-11-24),” American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2024, 47 pp.
4. Larsen, R.J., and Marx, M.L., An Introduction to Mathematical Statistics and Its Applications, sixth edition, Prentice Hall, Upper Saddle River, NJ, 2017, 752 pp.
5. ASTM E122-17(2022), “Standard Practice for Calculating Sample Size to Estimate, with Specified Precision, the Average for a Characteristic of a Lot or Process,” ASTM International, West Conshohocken, PA, 2022, 5 pp.

Seleccionado por los editores por su interés para el lector.

Peter Barlow, FACI, es Consultor en Reparación de Concreto en Barlow Consulting en Seattle, WA, EE. UU. Es presidente de los Grupos de Trabajo de Innovación de ACI 11, Técnicas Estadísticas para la Evaluación de Estructuras de Concreto Existentes (ACI ITG-11), y ACI 12, Requisitos del Código para la Construcción de Muros Construidos mediante Tecnologías Aditivas (ACI ITG-12), y miembro de la Junta de Dirección de ACI.



Nicholas R. Triandafilou es el Gerente del Departamento de Ingeniería Estructural en Brindley Engineering Corporation en Lisle, IL, EE. UU. Es presidente del recién formado Comité 353 de ACI, Evaluación Estadística de Estructuras de Concreto Existentes, Secretario de ACI ITG-12, Requisitos del Código para la Construcción de Muros Construidos mediante Tecnologías Aditivas, y miembro del Comité 546 de ACI, Reparación.



F. Michael Bartlett, FACI, es Profesor Emérito de Ingeniería Civil y Ambiental en la Universidad de Western Ontario, Londres, ON, Canadá. Es presidente del Comité 562 de ACI, Evaluación, Reparación y Rehabilitación de Estructuras de Concreto, y miembro del Comité 120 de ACI, Historia del Concreto, y ACI ITG-11, Técnicas Estadísticas para la Evaluación de Estructuras de Concreto Existentes.



Título original en inglés:
**New ACI Document on
Statistical Techniques for
Assessment of Existing
Concrete Structures**

**La traducción de este artículo
correspondió al Capítulo Colombia**



Traductor:
**MSc. Juan Camilo
Reyes Suárez**



Revisor Técnico:
**PhD. Fabián
Augusto Lamus
Báez**

Calculando deflexiones con ACI 318-19 y más allá, Parte 3

Impacto de los cambios

Por Peter H. Bischoff

Las Partes 1 y 2 de esta serie de artículos^{1,2} tratan sobre las bases y el procedimiento para calcular las deflexiones de estructuras de concreto reforzado a partir de nuevas expresiones para el momento de inercia efectivo I_e adoptado por primera vez en el ACI 318-19³. En esta Parte 3 se examinan las implicaciones de estos cambios en el cumplimiento de los límites de deflexiones de vigas y losas en una y dos direcciones.

Losas y vigas en una dirección

Contexto histórico del control de deflexiones

Los requerimientos para el espesor mínimo de los elementos h_{min} aparecieron por primera vez en el ACI 318-63⁴. Espesores menores se pueden utilizar si se demuestra mediante cálculos que las deflexiones resultantes no tienen efectos adversos. El Código requería la verificación de la deflexiones para elementos en flexión utilizando refuerzo con $f_y > 40$ ksi (275 MPa) o cuando la cuantía de refuerzo neta (considerando el refuerzo de compresión o la resistencia a la compresión de las alas en secciones I y T) excedía $0.18 f'_c/f_y$ en cualquier sección del elemento, dado que aceros de mayor resistencia y mayores cuantías podrían dar origen a secciones de vigas de menor tamaño y, por lo tanto, a deflexiones mayores que las habituales⁵. Cuando se calculaban deflexiones, el ACI 318-63 requería el uso de I_g cuando $\rho f_y \leq 500$ y de I_{cr} cuando $\rho f_y > 500$ psi (3.5 MPa), incluyéndose además consideraciones para la estimación de las deflexiones adicionales de largo plazo utilizando un coeficiente multiplicador de las deflexiones inmediatas para tener en cuenta el efecto de cargas sostenidas. Este multiplicador correspondía a una carga sostenida de 5 años y dependía de la cantidad del refuerzo de compresión relativo a la cantidad del refuerzo de tracción.

El ACI 318-71⁶ introdujo la expresión de Branson para I_e (para modelar una transición gradual desde I_g

a I_{cr} después de la fisuración), incluyó una expresión para el multiplicador para considerar las deflexiones de largo plazo (todavía para una carga de 5 años de duración y dependiente de la relación entre el refuerzo de compresión y de tracción), eliminó el límite de $0.18 f'_c/f_y$ e incrementó un 25% los valores de h_{min} incluyendo un factor de modificación para el acero de refuerzo con f_y distinta a 60 ksi ($0.4 + f_y/100$). De tal modo que utilizando este factor de modificación con un acero de refuerzo con un f_y de 40 ksi (275 MPa) se obtenían valores de h_{min} comparables a los del ACI 318-63. El ACI 318-83⁷ cambió la expresión para el multiplicador para deflexiones de largo plazo (que ahora depende de la relación de refuerzo de compresión ρ' y teniendo en cuenta también duraciones de cargas menores a 5 años). Finalmente, una nueva expresión para I_e fue introducida en el ACI 318-19.

Los espesores mínimos del ACI 318 son independientes de la magnitud y la duración de las cargas, de la relación entre la carga muerta y la carga viva, del módulo de elasticidad del concreto, la cantidad de refuerzo, del tramo del elemento (en términos de ℓ/h), y de d/h , relación que se modifica a medida que el espesor del elemento aumenta con la longitud del tramo. Se espera que los valores de h_{min} arrojen niveles aceptables de deflexión en base a la experiencia del pasado, pero no fueron determinados para satisfacer los límites de deflexión incluidos en el Reglamento. La intención de los mismos estaba destinada fundamentalmente a alertar a los diseñadores de los potenciales problemas con las deflexiones cuando el espesor de los elementos es menor que h_{min} ⁵.

Bases para la evaluación

En esta parte de la serie de artículos, la deflexión incremental es calculada y comparada con el criterio $\ell/240$ para losas en una dirección y vigas con un espesor $h = h_{min}$. En cada caso, la armadura de refuerzo fue diseñada para satisfacer los requerimientos de armadura mínima y de resistencia de modo que $\phi M_n \geq M_u$. Los valores de h_{min} están resumidos en la Tabla 1 (de la Parte 1 de esta serie de artículos¹) para diferentes condiciones de apoyo.

Las deflexiones de largo plazo son evaluadas $\lambda_\Delta = 2.0$ para considerado el caso más desfavorable y para $\lambda_\Delta = 1.0$ para reflejar la reducción en la deflexión en función del tiempo experimentada por los elementos no estructurales cuando la instalación de los mismos es demorada 3 meses (de donde resulta $\xi = 2.0 - 1.0 = 1.0$). Se considera también la existencia de una precarga debida a las cargas de construcción tal como se describe en la Parte 1 de esta serie de

artículos¹. La deflexión originada por la carga viva no es evaluada. El concreto tiene una resistencia a la compresión especificada de $f'_c = 5000$ psi (34 MPa) y el acero de refuerzo es de Grado 60 con $f_y = 60$ ksi (415 MPa).

Tanto las losas como las vigas analizadas están simplemente apoyadas. Las deflexiones para elementos con otras condiciones de apoyo se pueden calcular usando los momentos aproximados y los coeficientes para deflexiones del ACI 318 que se reproducen en la Tabla 1 (de la Parte 1 de esta serie de artículos¹). Un ejemplo de cálculo usando estos momentos y coeficientes será presentado en la Parte 4.

Resumen de las Partes del Artículo

Parte 1: Introducción al cálculo de deflexiones – Inmediatas y dependientes del tiempo

Parte 2: Nueva expresión para λ_Δ y razones para el cambio

Parte 3: Impacto del cambio

Parte 4: Ejemplo de cálculo de deflexiones – Losa continua en una dirección

Parte 5: Extensión propuesta para concreto pretensado

Resultados para losas en una dirección

La losa simplemente apoyada soporta su peso propio más una carga permanente adicional de 25 psf (1.2 kPa) (cielorrasos, instalaciones, pisos y particiones) y una carga viva q_L de 50 psf (2.4 kPa) (donde se asume que un 20% de la sobrecarga actúa en forma sostenida). Las losas tienen un espesor $h_{min} = \ell/20$ y un recubrimiento de concreto de $\frac{3}{4}$ pulg. (2 cm).

La Figura 1 compara la deflexión de la losa calculada tanto con el método ACI-318-19 para I_e a $(2/3)M_{cr}$, como con el método de Branson para I_e a M_{cr} (de acuerdo con el ACI 318-14⁸ y ediciones anteriores). La deflexión incremental Δ_{inc} normalizada con el límite de deflexión admisible $\ell/240$ es graficada en la Figura 1 en función de la longitud del tramo ℓ y la carga de servicio q_a (notar que solo varía el peso propio con la longitud ya que las otras cargas y sobrecargas son fijas). Se recuerda que Δ_{inc} es la deflexión que ocurre después de la incorporación de los elementos no estructurales y es determinada usando $\Delta_{inc} = \lambda_\Delta \Delta_{i,sus} + \Delta_{i,L}$, tal como se describe en la Parte 1 de esta serie de artículos¹.

Tal como se espera, las deflexiones incrementales calculadas con ACI 318-19 son significativamente más grandes que las deflexiones calculadas con la expresión de Branson. El límite de deflexión $\ell/240$ es satisfecho en todos los casos con la expresión de Branson (ACI 318-14), pero no siempre lo es cuando se utiliza el ACI 318-19. En este último caso, el límite de deflexión de $\ell/240$ se cumple para tramos de hasta 21 pies (6.4 m) cuando $\lambda_\Delta = 2.0$ (correspondiente a una carga de servicio máxima $q_a = 235$ psf (11 kPa), la cual incluye el peso propio de la losa y una sobrecarga de 50 psf (2.4 kPa)). El límite de deflexión $\ell/240$ se cumple independientemente de la longitud del tramo para $\lambda_\Delta = 1.0$. Obviamente las deflexiones se incrementarían para carga viva de 100 psf (4.8 kPa) pero los cálculos muestran que aún satisfacen el límite de deflexión $\ell/240$, siempre que la carga de servicio q_a no supere los 250 psf (12 kPa) cuando se usa el ACI 318-19 con $\lambda_\Delta = 2.0$. Se espera un comportamiento comparable para losas con otras condiciones de apoyo⁹.

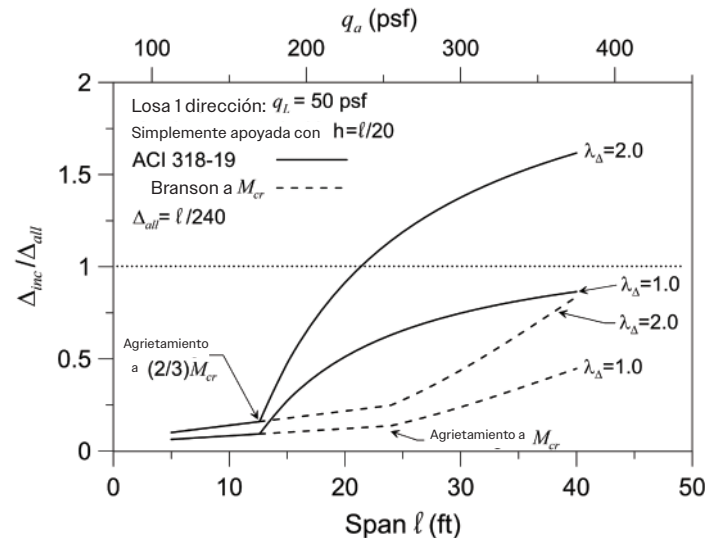


Fig. 1: Deflexión incremental normalizada versus longitud del tramo o la carga de servicio para losas simplemente apoyadas en una dirección (con $h = \ell/20$)

Resultados para vigas

La cuantificación de las cargas muertas y vivas actuando sobre una viga dependen parcialmente de la configuración estructural. Bischoff y Veysey¹⁰ identificaron la conveniencia de trabajar con un área de carga ficticia (equivalente) uniformemente distribuida por unidad de superficie $q_{equiv} = w/\ell$, la cual para vigas puede variar típicamente entre 40 y 200 psf (1.9 y 9.5 kPa). En este caso, w es la carga uniformemente distribuida por unidad de longitud actuando sobre la viga, y ℓ es la longitud de la viga (no el ancho tributario). La carga por unidad de superficie equivalente q_{equiv} no tiene un significado físico y aparece como una variable en la expresión para el cálculo de las deflexiones de una viga definida en términos de la relación altura útil/ancho de la sección transversal, d/b , y otros términos adimensionales¹¹. La viga simplemente apoyada en este estudio soporta cargas de servicio equivalentes de 40 y 80 psf (1.9 y 3.8 kPa) con una relación carga muerta/viva igual a 2.0 y un 20% de la carga viva sostenida. Se incluye el peso propio de la viga. La viga es rectangular con d/b y un recubrimiento de 2.5 pulg. (6 cm).

La Figura 2 grafica los valores normalizados de la deflexión incremental en función de la longitud de la viga para vigas simplemente apoyadas teniendo una altura total $h_{min} = \ell/16$. Vigas con una carga equivalente de 40 psf (1.9 kPa) muestran solo una pequeña diferencia en los valores calculados de la deflexión (5% a lo sumo) usando las ecuaciones del ACI 318-19 o del ACI 318-14 (Branson). Prácticamente ninguna diferencia se puede observar para una carga equivalente de 80 psf (3.8 kPa) con ambas ecuaciones.

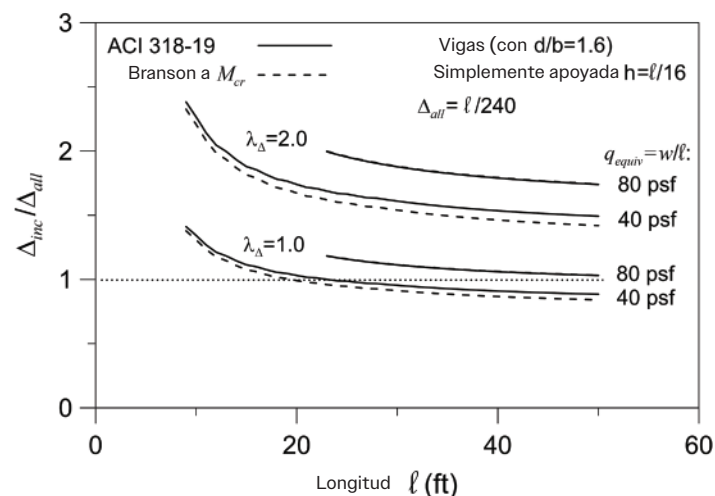


Fig. 2: Deflexión incremental normalizada versus longitud del tramo para vigas simplemente apoyadas (con $h = \ell/16$)

Las vigas que son dimensionadas con el espesor mínimo del ACI 318 obviamente no satisfacen el límite de deflexión de $\ell/240$ para $\lambda_{\Delta} = 2.0$ (independientemente de la ecuación usada o de la carga). Cuando λ_{Δ} , el límite de deflexión se satisface para tramos mayores ($\ell \geq 19$ a 23 ft (5.8 a 7 m), dependiendo de la ecuación usada), pero solamente para una carga equivalente menor de 40 psf (1.9 kPa). Vale la pena hacer notar que las vigas con una carga equivalente mayor de $w/\ell = 80$ psf (3.8 kPa) terminarán siendo sobre reforzadas (y necesitando refuerzo de compresión) para tramos menores a de 22 pies (6.7 m), indicación de que la profundidad de la viga es demasiado pequeña para ese nivel de carga de servicio equivalente. Las vigas tendiendo a ser más cuadradas con relaciones de d/b menores a 1.25 (pero aun satisfaciendo el requerimiento de h_{min}), exhiben una disminución leve o moderada de la deflexión de entre el 5 al 15%. Se observan comportamientos comparables para otras condiciones de apoyo⁹.

Los resultados demuestran que debería considerarse un incremento en los valores de altura mínima h_{min} del ACI 318 para las vigas con el fin de satisfacer mejor el límite de deflexión de $\ell/240$ para el escenario más desfavorable con $\lambda_{\Delta} = 2.0$. Para secciones en forma de T, la altura mínima disminuye a medida que la relación ancha del ala al ancho del alma crece. Sin embargo, los requerimientos para las deflexiones incrementales todavía siguen sin cumplirse en la mayoría de los casos¹².

Losas en dos direcciones

El cálculo de las deflexiones en sistemas de losas en dos direcciones resulta complicado por la acción bi-direccional y está afectado por varios factores que incluyen las condiciones de borde en el interior, la esquina o el lateral de la losa, el comportamiento no prismático por la presencia ábacos y capiteles y la relación de lados del panel de la losa. También debe considerarse la historia de carga, la cual puede incluir los efectos de las cargas de construcción producidas por el apuntalamiento y re-apuntalamiento, el patrón de ubicación de las cargas vivas, los efectos de la carga sostenida desde edad temprana sobre las propiedades elásticas y la fluencia lenta del concreto y los efectos del agrietamiento producido por las cargas y las restricciones a las deformaciones por contracción y temperatura¹³. El cálculo de las deflexiones en losas en dos direcciones en particular es, a lo sumo, una mejor estimación debido a todas las incertidumbres involucradas.

Métodos de cálculo

Es sabido que el cálculo de las deflexiones reales de losas es problemático cuando se utiliza la ecuación de Branson con el multiplicador de largo plazo del ACI 318I lo que indica que este enfoque puede ser poco conservador para estimar las deflexiones en las losas en dos direcciones y se pueden obtener estimaciones del lado inseguro de las deflexiones¹⁴. Por ejemplo, Branson¹⁵ sugirió usar un valor de $\lambda_{\Delta}=3.0$. Sin embargo, el mayor valor de λ_{Δ} podría haber sido necesario debido a la respuesta más rígida, poco realista, obtenida con el valor de I_e de la ecuación de Branson para las bajas relaciones de refuerzo utilizadas comúnmente en las losas.

La deflexión puede ser calculada usando métodos simplificados tal como la analogía de vigas cruzadas donde a la deflexión de la faja central de la losa se le suma la deflexión de la faja de la columna soportando la faja central¹⁴. Programas de computación de elementos finitos están accesibles fácilmente y son utilizados habitualmente para estimar las deflexiones de sistemas de losas en dos direcciones, especialmente en el caso de losas de disposición irregular. Sin embargo, los detalles de los procedimientos utilizados en los programas comerciales para estimar la rigidez a la flexión a menudo no están disponibles fácilmente y no siempre están basados en los requerimientos del ACI 318 para I_e . El ACI 318 requiere que en el cálculo de las deflexiones se considere el tamaño y forma del panel, las condiciones de apoyo y la naturaleza de las restricciones en el borde de los paneles, pero no define para el cálculo de las deflexiones inmediatas valores prescriptos o recomendados para E_c e I_e . Diferentes valores de la rigidez a la flexión efectiva son admitidos siempre que los resultados estén confirmados razonablemente por los ensayos. Las deflexiones se pueden calcular también integrando las curvaturas.

Resultado del nuevo I_e

Bertero y Bertero¹⁶ realizaron una evaluación estadística de los espesores mínimos especificados por el ACI 318 (que son diferentes a los de las losas en una dirección) para el control de deflexiones en losas en dos direcciones. Utilizaron las expresiones de Branson con M_{cr} en la ecuación de I_e (ACI 318-14)⁸ y las de Bischoff con $(2/3)M_{cr}$ en la ecuación de (ACI 318-19) (pero sin considerar precarga). El valor máximo de $\lambda_{\Delta} = 2.0$ fue utilizado para calcular las deflexiones dependientes del tiempo. Para losas sin vigas, las losas interiores con el espesor mínimo del código (menor que el de las exteriores) fueron las más susceptibles de exceder los límites

de deflexiones de largo plazo. Por su parte, las deflexiones inmediatas debidas a las cargas vivas en ningún caso excedieron la deflexión límite de $\ell/360$.

Los espesores mínimos de losas con vigas también cumplieron el límite de $\ell/240$ para la deflexión incremental independientemente de la ecuación utilizada. Para losas sin vigas, la deflexión límite de $\ell/240$ se cumplía utilizando la ecuación de Branson, pero no siempre con la expresión de Bischoff donde 1/5 de las losas (dependiendo de la ubicación del panel de la losa) excedía la deflexión límite de $\ell/240$. Las deflexiones incrementales usando la ecuación de Bischoff fueron en promedio 80% mayores que usando la expresión de Branson (para losas sin vigas). Considerando la precarga, las deflexiones se incrementan hasta un 25% con Bischoff, llevando las losas que exceden el límite de $\ell/240$ a 1/3 del universo considerado (losas diseñadas estadísticamente de acuerdo con la distribución de parámetros utilizados habitualmente en EEUU)¹⁷. Sin embargo, el límite de deflexión $\ell/240$ se cumplía para todas las losas cuando la relación lado largo/lado corto del panel era superior a 1.4. La relación de lados tiene un efecto significativo sobre las deflexiones al controlar el agrietamiento en la dirección corta de las fajas de columnas que ocurre posteriormente al agrietamiento en la dirección larga de las fajas de columnas. El límite de deflexiones de $\ell/480$ es excedido para prácticamente todas las losas cuando se utiliza la expresión de Bischoff.

Comentarios finales

Usando la nueva expresión para I_e con el momento de fisuración reducido de $(2/3)M_{cr}$, tiene un efecto menor sobre los valores de cálculo de las deflexiones de vigas para la carga de servicio total, pero puede resultar en un incremento significativo de los valores calculados para elementos con baja relación de refuerzo tales como losas (cuando se compara con la ecuación de Branson con el momento de fisuración la sin reducción de M_{cr}).

Las losas diseñadas con el espesor mínimo no siempre satisfacen los requerimientos de deflexión incremental de $\ell/240$. Las vigas diseñadas con el espesor mínimo nunca satisfacen los requerimientos de deflexión incremental de $\ell/240$ para el escenario más exigentes utilizando el multiplicador de deflexiones de largo plazo más grande para una carga sostenida de 5 años o más. De esto se desprende la necesidad de revisar los valores de espesores mínimos del ACI 318 para vigas.

Referencias

1. Bischoff, P.H., "Computing Deflections Using ACI CODE-318-19 and Beyond, Part 1," Concrete International, V. 47, No. 2, Feb. 2025, pp. 47-50.
2. Bischoff, P.H., "Computing Deflections Using ACI CODE-318-19 and Beyond, Part 2," Concrete International, V. 47, No. 3, Mar. 2025, pp. 51-54.
3. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary (ACI 318R-19)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2019, 624 pp.
4. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-63)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1963, 144 pp.
5. Ferguson, P.M., Reinforced Concrete Fundamentals, third edition, John Wiley and Sons, New York, 1973, 750 pp.10. Scanlon, A., and Bischoff, P. H., "Shrinkage Restraint and Loading History Effects on Deflections of Flexural Members," ACI Structural Journal, V. 105, No. 4, July-Aug. 2008, pp. 498-506.
6. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-71)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1971, 78 pp.
7. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-83)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1983, 111 pp.
8. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary (ACI 318R-14)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2014, 519 pp.
9. Bischoff, P.H., "Comparison of Existing Approaches for Computing Deflection of Reinforced Concrete," ACI Structural Journal, V. 117, No. 1, Jan. 2020, pp. 231-240.
10. Bischoff, P.H., and Veysey, S., "Minimum Thickness Requirements Needed to Satisfy Deflection Limits for One-Way Reinforced Concrete Construction," Canadian Society for Civil Engineering (CSCE) 2011 General Conference, Ottawa, ON, Canada, June 14-17, 2011.
11. Veysey, S., and Bischoff, P.H., "Minimum Thickness Value for Deflection Control of FRP Reinforced Concrete," Proceedings of the 11th International Symposium on Fibre Reinforced Polymer for Reinforced Concrete Structures (FRPRCS-11), J. Barros and J. Sena-Cruz, eds., Guimarães, Portugal, June 26-28, 2013, 10 pp.
12. Bischoff, P.H., and Scanlon, A., "Span-Depth Ratios for One-Way Members Based on ACI 318 Deflection Limits," ACI Structural Journal, V. 106, No. 5, Sept.-Oct. 2009, pp. 617-626.
13. Scanlon, A., and Suprenant, B.A., "Estimating Two-Way Slab Deflections," Concrete International, V. 33, No. 7, July 2011, pp. 29-34.
14. ACI Committee 435, "Report on Deflection of Nonprestressed Concrete Structures (PRC-435-20)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2020, 56 pp.
15. Branson, D.E., Deformation of Concrete Structures, McGraw-Hill, New York, NY, 1977, 546 pp.
16. Bertero, R., and Bertero, A., "Statistical Evaluation of Minimum Thickness Provisions for Slab Deflection Control," ACI Structural Journal, V. 115, No. 6, Nov. 2018, pp. 1659-1670.
17. Bertero, R., and Bertero, A., Closure to Discussion of "Statistical Evaluation of Minimum Thickness Provisions for Slab Deflection Control," ACI Structural Journal, V. 116, No. 5, Sept. 2019, pp. 301-302.

Seleccionado por los editores de interés del lector.

Peter H. Bischoff, FACI, es Profesor Investigador Honorario en el Departamento de Ingeniería Civil en la Universidad de New Brunswick, Fredericton, NB, Canadá. Es miembro de los Comités ACI 224 de fisuración, ACI 435 de deflexiones de estructuras de concreto, ACI 440 de refuerzo con fibras de polímeros y del ACI 440C Código de Concreto Reforzado FRP. Recibió en 2014 el "ACI Design Award" y en 2020 el "ASCE T.Y. Lin Award" por el artículo publicado en el ACI Structural Journal relacionado a la deflexión de miembros de concreto pretensado. Sus intereses en investigación incluyen el comportamiento en servicio de estructuras de concreto.



Título original en inglés:
**Computing Deflections
Using ACI CODE-318-19 and
Beyond, Part 3.**
Impact of changes made

**La traducción de este artículo
correspondió al Capítulo
Argentina**



*Traductor y
Revisor Técnico:*
**Dr. Ing. Raúl
Bertero**

¿Puede seguir siendo ecológico el concreto durable?

La sociedad en general espera que las obras de infraestructura sean duraderas y tengan un impacto ambiental mínimo. Sin embargo, estos objetivos no siempre coinciden fácilmente. Por si fuera poco, las exigencias a la infraestructura de concreto aumenta con el incremento del tráfico, el mayor peso de los vehículos y la evolución del entorno.

Entonces, ¿en qué situación nos encontramos?. Los aditivos para el concreto ofrecen soluciones específicas y fáciles de usar para garantizar la durabilidad y minimizar el impacto medioambiental. Las soluciones más comunes incluyen el uso de inhibidores de la corrosión o aditivos reductores de la permeabilidad para proteger las barras de refuerzo de la corrosión, y aditivos modificadores de la viscosidad para restaurar la cohesividad y capacidad de bombeo del concreto.

Sin embargo, las fábricas, los centros de distribución y las estructuras hidráulicas tienen consideraciones de durabilidad especiales, ya que la abrasión causada por el equipo en movimiento o el agua que fluye, puede desgastar la superficie del concreto y hacerlo inadecuado para el servicio. En el peor de los casos, la reducción del espesor de la capa de concreto debido a la abrasión puede exponer las barras de refuerzo a condiciones corrosivas mucho antes de lo esperado, lo que provocaría costosos tiempos de inactividad y reparaciones tempranas.

La tecnología de aditivos de endurecimiento integral ofrece una solución única para estas aplicaciones. Desarrollado a principios de la década del 2000, “Hard-Cem®” de “Kryton International” es un aditivo de endurecimiento integral basado en una partícula única de mineral-metal que aumenta la resistencia a la abrasión y la erosión. Procesado en un polvo fino que se puede agregar al concreto durante la mezcla, su microestructura resistente puede duplicar la resistencia del concreto a la abrasión y a la erosión. Esto permite que los pisos, vertederos y estructuras similares duren más tiempo y con menos mantenimiento.



Fig. 1: Centro Comunitario y de Salud SAY en Chilliwack, BC, Canadá, durante la construcción. El suelo de concreto del gimnasio incluía Hard-Cem para mejorar la resistencia a la abrasión.

De acuerdo con los datos disponibles de la declaración medioambiental de producto (EPD) – (Envirodec EPD Library), “Hard-Cem” tiene un potencial de calentamiento global (GWP) pequeño, lo que lo convierte en una solución medioambientalmente eficiente para la durabilidad, y permite a los productores de concreto ofrecer un concreto eficiente, con menos emisiones de carbono, y aún así, con buena resistencia a la abrasión. Al añadirse el aditivo en la planta de concreto se mejora el control de calidad al eliminar la aplicación manual de endurecedores superficiales, lo que reduce aún más los costos del proyecto y las emisiones de dióxido de carbono (CO₂).

Hasta la fecha, “Hard-Cem” se ha utilizado en más de 7.4 millones de m² (80 millones de ft²) de concreto para la industria pesada, el transporte, el manejo del agua, la agricultura y la defensa nacional.



Fig. 2: Almacén de New Brandt Tractor Ltd. en Fort St. John, BC, Canadá, con Hard-Cem utilizado en el suelo de concreto para aumentar la resistencia al desgaste.



Fig. 3: Área de mantenimiento mostrando un suelo de concreto sustituido que contiene Hard-Cem y una cargadora típica en la mina New Afton en Kamloops, BC, Canadá.

Algunos ejemplos son:

- Centro Comunitario y de Salud SAY, Chilliwack, BC, Canadá. Para ampliar sus servicios sanitarios, comunitarios, culturales y recreativos, Skowkale, Aitchelitz y Yakwekwioose *First Nations* desarrollaron un centro sanitario y comunitario, diseñado por David Nairne + Associates Ltd. y financiado con más de 4 millones de dólares Canadienses procedentes de inversiones tanto de *First Nations* como del gobierno. Entre sus muchas instalaciones, el piso de concreto del gimnasio requería una mayor resistencia a la abrasión para soportar el uso frecuente, ya que el concreto estándar puede desgastarse con el tiempo y crear riesgos potenciales para la seguridad (Fig. 1);
- Brandt Tractor Ltd., Fort St. John, BC, Canadá. Como el mayor distribuidor privado de John Deere Construction & Forestry de Canadá, Brandt Tractor Ltd. se expandió en 2018 con la construcción de un nuevo almacén para apoyar las ventas, la individualización de sus equipos y el mantenimiento. Para soportar el tráfico de equipos pesados y la exposición al clima frío, la empresa necesitaba una solución de concreto duradera con aire incluido que pudiera resistir el desgaste (Fig. 2); y

- Mina New Afton, Kamloops, BC, Canadá. Construida en 2011 e inaugurada en 2012, la mina New Afton de New Gold Inc. requería una gran red de túneles de concreto para su operación de extracción de bloques. Las actividades de extracción y acarreo en esa zona crearon unas condiciones extremadamente abrasivas para la infraestructura de concreto, especialmente en las zonas de giro y vertido de los camiones, así como en los sitios donde suceden los golpes de las rocas. En 2014, el concreto original de estas zonas ya se había desgastado y era necesario sustituirlo por un material más resistente a la abrasión (Fig. 3).

La industria del concreto ha cambiado más en los últimos años que en los 20 anteriores, en gran parte debido a la necesidad de reducir las emisiones de carbono. Aunque se disponga de nuevos tipos de cemento y concreto, la tecnología innovadora de aditivos seguirá siendo una herramienta vital para crear infraestructuras duraderas y de bajas emisión de bióxido de carbono.

Para más información sobre *Hard-Cem*, visite www.kryton.com/products/hardcem/.

Título original en inglés:
**Can Durable Concrete Still Be
Green?**

**La traducción de este artículo
correspondió al Capítulo
Puerto Rico**



Traductora:
**Nicole Mejía
Borrero**



Revisora Técnica:
Anabel N. Merejildo

Evolución de productos FRP para la reparación de concretos

Por Mo Ehsani

Hace casi cuatro décadas, introduje el uso de productos de polímero reforzado con fibra (FRP) no metálicos para la reparación y el refuerzo de vigas deterioradas^{1,2}. En ese concepto original -conocido como la técnica de colocación en húmedo- se saturan en obra telas fabricadas con fibras de vidrio o carbono con resina epóxica, para aplicarlas a la superficie exterior del concreto. Al día siguiente, cuando el epóxico se cura, el FRP alcanza una resistencia a la tracción dos o tres veces mayor que la del acero. Este sistema se ha empleado en miles de proyectos a nivel mundial, y varios países han desarrollado directrices de diseño para este tipo de reparación. En un diseño típico, el FRP se utiliza para compensar la reducción de capacidad del elemento estructural que ocurre cuando se disminuye el área del acero debido a la corrosión.

No obstante, el sistema de colocación en húmedo presenta algunas limitaciones importantes. La primera es que la tela debe adherirse directamente a una superficie cóncava; por ejemplo, un pilote en forma de H, de acero corroído, no podría beneficiarse de una reparación con FRP, ya que forzar a la tela a seguir las esquinas agudas dañaría sus fibras. La segunda limitación es que la superficie debe ser lisa; cuando una viga o losa de concreto se daña por corrosión, el área deteriorada debe ser previamente reparada y nivelada con concreto, dejándose secar antes de aplicar la tela FRP, lo que incrementa el costo y el tiempo del proyecto. La tercera limitación es que las telas no se pueden aplicar fácilmente bajo el agua, a menos que se construyan costosos diques de contención.

Para superar estas limitaciones, desarrollé la segunda generación de productos FRP, denominados SuperLaminates. Esta clase de producto se presentó en el 20º aniversario de la publicación de mi primer artículo en Concrete International³.

Estos laminados se fabrican saturando un rollo de tela de carbono o vidrio con resina y sometiendo a calor y presión mediante equipos especiales. El



Fig. 1: Reparación de una columna deteriorada con un laminado de polímero reforzado con fibra (FRP): (a) superficie dañada; (b) instalación de los espaciadores y las barras de refuerzo; (c) envolver el primer laminado para formar un cascarón; (d) envoltura de laminados adicionales; (e) rellenar el espacio anular; y (f) reparación terminada.

resultado es un laminado delgado, con un grosor de aproximadamente 1 mm (0.04 in.). La principal ventaja de estos laminados es que eliminan prácticamente toda la preparación de la superficie, lo que supone un ahorro significativo de tiempo y dinero; además, pueden aplicarse bajo el agua para reparar pilotes sumergidos.

Los pasos para la reparación de una columna típica se ilustran en la Fig. 1. Es importante destacar que la superficie dañada en la Fig. 1(a) no requiere parche previo. Se colocan espaciadores plásticos Fig. 1(b) que se fijan a la columna mediante una cinta de amarre. A estos espaciadores se le encajan las barras longitudinales. El laminado -de 1.2 m (4 ft) de ancho- se corta a una longitud igual al doble del perímetro del cascarón de la columna más 200 mm (8 in.). La segunda mitad de este laminado se recubre con una pasta epóxica y se envuelve alrededor de la columna y los espaciadores para formar una envoltura de dos capas de 1.2 m (4 ft) de alto (Fig. 1(c)). Se instalan cascarones adicionales de 1.2 m (4

ft) de alto, traslapando a la anterior por 100 mm (4 in.) (Fig. 1(d)). El espacio anular entre el cascarón y el concreto base se rellena con concreto o lechada (Fig. 1(e)), dando como resultado la columna reparada que se muestra en la Fig. 1(f).

El cascarón laminado de dos capas proporciona un confinamiento significativo para la columna, equivalente a estribos No. 4 (barras de 12 mm de diámetro a 70 mm de espaciamiento). La eliminación de estribos de acero facilita notablemente la reparación, ya que solo es necesario insertar barras longitudinales en los espaciadores. Además, el cascarón impermeable impide la entrada de humedad y oxígeno, lo que reduce drásticamente la tasa de corrosión de la columna durante décadas.

Estos laminados son también ideales para la reparación de pilotes sumergidos sin necesidad de diques de contención. El producto ha sido sometido a rigurosas pruebas por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los EE. UU⁴. Desde su introducción en 2012, miles de pilotes han sido reparados globalmente con este sistema en diversos puertos y para otros clientes.

La Tercera Generación de FRP

Este artículo presenta el último producto FRP que he desarrollado, el cual puede sustituir tres elementos comúnmente utilizados en proyectos de reparación: encofrado, acero de refuerzo e impermeabilización. Los paneles patentados, denominados SPiRe[®]+, tienen 910 mm (3 ft) de ancho y pueden cortarse a cualquier longitud en obra (Fig. 2(a)). Se fabrican con tela de vidrio mediante un proceso de pultrusión. La cara exterior del panel es plana y lisa, mientras que la interior presenta perfiles en T que sobresalen, y está recubierta con arena (grit coated) para mejorar la adherencia al concreto. Juntos, el panel plano y los perfiles en T actúan como elementos de refuerzo para vigas, losas o muros (Fig. 2(b)). El espesor de la pared del panel es de 5 mm (0.2 in.).

Para la reparación de muros o losas, los bordes de los paneles se traslapan por 10 cm (4 in.). Se aplica en obra un sellador sobre la zona de superposición para crear una junta impermeable. En un proyecto típico, los paneles se fijan a la estructura corroída mediante pernos de anclaje, creando un espacio anular deseado de 50 mm (2 in.) o mayor; este espacio se rellena posteriormente con lechada para unir los paneles a la estructura base. Una ventaja principal del sistema es que prácticamente no requiere preparación previa de la superficie; a mayor rugosidad del sustrato, mejor es la adherencia entre los paneles y la lechada recién colocada.



Fig. 2: Paneles en T: (a) 3 pies (910 mm) de ancho y 12 o 18 pies (3.7 a 5.5 m) de largo; (b) vista detallada de la superficie recubierta con grano y las barras de refuerzo de acero que proporcionarían una capacidad de tensión equivalente.



Fig. 3: Espécimen de prueba: (a) encofrado; mezclado y colocación de la lechada; y (c) prueba a flexión de la viga.

Prueba de Flexión

La resistencia de los paneles T se ha demostrado mediante la prueba ilustrada en la Fig. 3. Se construyó una viga de 8 in. de ancho, 4 in. de espesor y 9 ft (2.74 m) de largo, utilizando una lechada de precisión sin contracción (Quikrete) vertida sobre un panel T de 8 in. de ancho. Según la recomendación del fabricante de la lechada, se mezclaron 5-1/4 qt (5 L) de agua con cada bolsa de 50 lb (22.6 kg) para obtener una consistencia intermedia entre fluida y vertible (Fig. 3(b)). La viga se sometió a una prueba de flexión en cuatro puntos (Fig. 3(c)), y en la Fig. 4 se presentan los resultados de la relación carga versus deflexión en la zona media. El único refuerzo en el espécimen de la viga fue proporcionado por los dos perfiles en T y la placa plana del panel T (Fig. 3(c)). Se formaron

numerosas grietas finas por flexión a lo largo de la viga, lo que indica una excelente adherencia entre el panel y el concreto. El espécimen falló con una carga de 9190 lb (41 kN), lo que equivale a un momento de flexión de 220.5 kip-in. (24.9 kNm). En comparación, si esta viga de 4 in. de espesor se hubiese construido con refuerzo de acero, se habrían requerido barras No. 6 Grade 60 a un espaciamiento de 3.5 in. (barras de 20 mm de diámetro, 500 MPa, a 120 mm) para lograr la misma capacidad de flexión. La Fig. 2(b) ilustra el área de acero equivalente, demostrando que la resistencia proporcionada por estos paneles excede la requerida para la mayoría de los proyectos.

Reparación de Muros de Contención Marinos

Entre las primeras aplicaciones de este sistema se encuentra la reparación de muros de contención en ambientes marinos, donde los paneles T ofrecen la ventaja de eliminar la necesidad de diques de contención. La Fig. 5 muestra la reparación de pilotes de chapa de acero severamente corroídos en Weston, FL, EE. UU., en junio de 2024. Dichos muros se ubican junto a estaciones de bombeo, de donde se extrae el exceso de agua de inundación de estanques de retención hacia un canal. Las reparaciones fueron necesarias porque los orificios existentes en los muros (algunos de hasta 1 ft² [0.1 m²]) permitían una pérdida considerable del suelo. Para la reparación, estos muros se “sanduchearon” entre dos conjuntos de paneles T, uno en cada cara del muro.



Fig. 5: Reparación de tablestacas de acero corroídas en Weston, FL, EE. UU., en junio de 2024.

Reparación de Vigas y Losas

La corrosión de las barras de refuerzo en losas y vigas—en edificios, puentes y puertos—resulta en una pérdida de capacidad portante. Como se muestra en la Fig. 6, las reparaciones pueden ejecutarse utilizando encofrados fabricados con paneles T cortados a las dimensiones requeridas y conectados con ángulos pultruidos. Si es necesario, se pueden añadir barras de FRP de vidrio (GFRP) a estos paneles mediante el uso de espaciadores especiales (véase Fig. 6). Estos ensamblajes se pueden elevar en su lugar y asegurar con pernos a la estructura base antes de bombear el concreto en el encofrado a través de aberturas. Dichas reparaciones se completan en horas en lugar de semanas, lo que supone un ahorro significativo en tiempo y costo. Los paneles actúan simultáneamente como encofrado, refuerzo resistente a la corrosión e impermeabilización; además, proporcionan protección permanente a la estructura contra la humedad, el ataque de sales y la corrosión. Es importante verificar, como parte del diseño de estas aplicaciones, la correcta transferencia de cargas desde los paneles T a la estructura base mediante esfuerzos cortantes. Aunque las superficies rugosas del concreto facilitan esta transferencia, se pueden diseñar pernos de anclaje para conectar los paneles y aportar capacidad adicional de transferencia de cortante si fuera necesario.

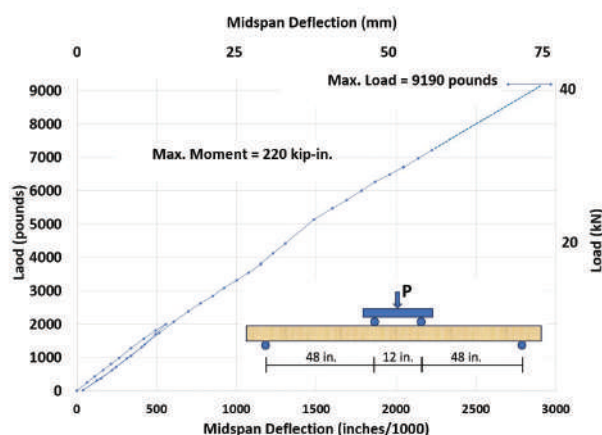


Fig. 4: Carga frente a deflexión en la mitad del claro de la viga construida con un panel T. Carga máx. = 9190 lb Momento máx. = 220 kip-in. En el diagrama se muestra la deflexión en la mitad del claro en pulgadas/1000.

Construcción de Muros de Contención

Los paneles también pueden emplearse en construcciones nuevas. Como se muestra en la Fig. 7, pueden funcionar como encofrado y refuerzo para muros de contención. En este ejemplo, se puede construir una cimentación convencional (zapatas) con barras de refuerzo que se extiendan 2 ft (600 mm) por encima de su parte superior. Se disponen dos hileras de paneles en T, conectados mediante

pernos pasantes, sobre la zapata, se apuntalan y se rellenan con concreto. Las barras que sobresalen de la zapata transfieren la tensión a los perfiles en T—que actúan como el principal elemento de refuerzo del muro—a través de un mecanismo de empalme sin contacto. Además, se pueden perforar agujeros en los paneles para la instalación de tuberías de drenaje.



Fig. 6: Las vigas de concreto y las losas pueden ser reparadas en unas horas con paneles T.

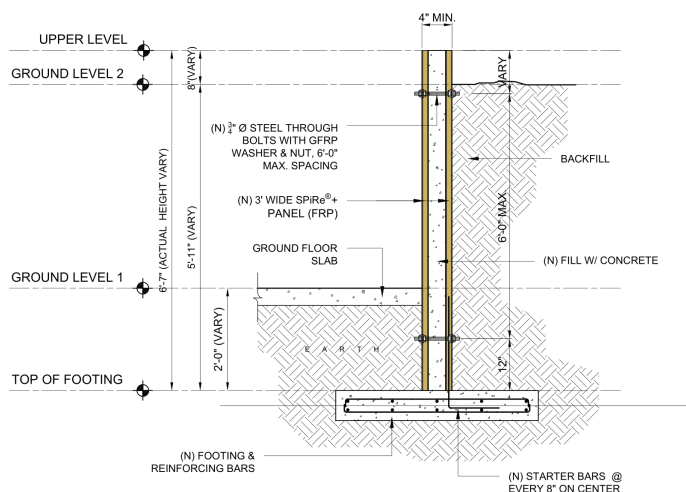


Fig. 7: Construcción de muros de retención con paneles T.

Aumento del Nivel del Mar

El incremento del nivel del mar y la subsidencia han provocado inundaciones en muchas comunidades costeras y ribereñas, lo que ha llevado a algunos municipios a aprobar normativas para abordar esta situación. Como solución potencial, los paneles T pueden fijarse de forma segura al borde superior

de la tapa de un muro de contención existente (Fig. 8(a)); posteriormente, se pueden colocar paneles adicionales en el lado opuesto y unir ambas capas mediante pernos. Al rellenar el espacio entre estos paneles con concreto, se crea una extensión del muro—frecuentemente sin necesidad de barras de refuerzo adicionales (Fig. 8(b)).

Resumen

La evolución de los productos de polímero reforzado con fibra (FRP) para la reparación de concreto en las últimas cuatro décadas ha conducido al desarrollo de un nuevo tipo de panel FRP. Estos paneles incorporan perfiles en T, recubiertos con arena para mejorar la adherencia, que se unen al concreto y actúan como elementos de refuerzo. En aplicaciones de reparación, los paneles se fijan a la estructura existente y el espacio intermedio se rellena con concreto o lechada, de modo que los paneles cumplen tres funciones: encofrado, refuerzo resistente a la corrosión e impermeabilización. La amplia gama de aplicaciones descritas atestigua las características únicas de este producto.

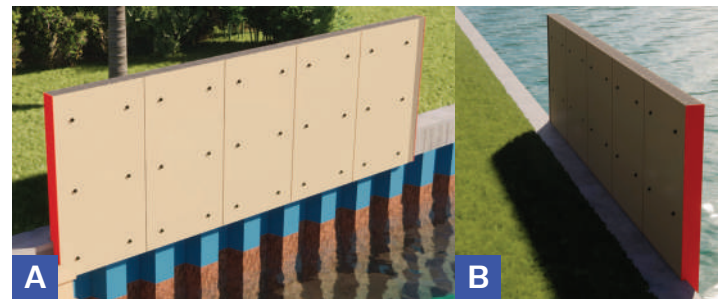


Fig. 8: Los rompeolas se pueden extender para mitigar inundaciones causadas por el aumento del nivel del mar: (a) Se pueden juntar paneles SPiRe®+ a cada uno y a cada cara del rompeolas en su contorno; y (b) el espacio sobrante se puede rellenar de concreto.

Referencias

1. Saadatmanesh, H., y Ehsani, M.R., "Fortalecimiento de vigas de concreto con recubrimientos compuestos de fibra adheridos con epóxico", Bridge Research in Progress Proceedings of a Symposium Funded by the National Science Foundation and Sponsored by the Iowa State University, Des Moines, IA, 26-27 de septiembre de 1988, pp. 117-120.
2. Saadatmanesh, H., y Ehsani, M.R., "Las placas compuestas de fibra pueden fortalecer vigas de concreto", Concrete International, V. 12, No. 3, marzo de 1990, pp. 65-71.
3. Ehsani, M., "FRP Super Laminates", Concrete International, V. 32, No. 3, marzo de 2010, pp. 49-53.
4. Hammons, M.I.; Strickler, J.S.; Murphy, J.W.; Rabalais, C.P.; Crane, C.K.; y Barela, C., "Envoltura de pilotes para reparación expedita en puertos – PIER Spiral 1", informe preliminar, Engineer Research and Development Center, Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los EE. UU., Vicksburg, MS, agosto de 2018, 117 pp., <https://pilemedic.com/wp-content/uploads/2023/02/Pile-Wrapping-for-Expedient-Port-Repair-PIER-Spiral-1.pdf>.

Mo Ehsani, FACI, es Profesor Emérito Centenario de Ingeniería Civil en la Universidad de Arizona, Tucson, AZ, EE. UU. Innovador en el campo de la reparación y modernización de estructuras con productos de polímero reforzado con fibra (FRP), posee más de 20 patentes en este ámbito. Ehsani es ingeniero profesional licenciado en 19 estados y contratista de ingeniería licenciado en Arizona y California.



Título original en inglés:
**Evolution of FRP Products
for Concrete Repair**

**La traducción de este artículo
correspondió al Capítulo
México Noroeste**



Traductor:
**Emiliano Martínez
Villalobos**
*Estudiante Ing. Civil
Universidad de Sonora*



Revisor Técnico:
**Ing. Oscar Ramírez
Arvizu**

Reparación de Daños Relacionados con la Corrosión

P. *Durante un examen de rutina de un muro de concreto, encontramos un descascarillado y una barra de refuerzo expuesta con corrosión. Ahora mismo nos estamos preparando para reparar el descascarillado. Estoy consciente que debemos retirar el concreto suelto hasta llegar al concreto sólido y que debemos limpiar la barra de refuerzo expuesta antes de parchar el descascarillado. No obstante, ¿tenemos que continuar retirando el concreto más allá del punto en el que el concreto esté sólido y hasta que hayamos llegado a una sección de la barra que no tenga corrosión o que no esté oxidada? Asimismo, ¿pueden estos términos utilizarse de manera indistinta?*

En mi experiencia con muchos proyectos, las barras de refuerzo dentro de las estructuras de concreto tendrán evidencia de óxido, incluso cuando el concreto sea sólido. De ser así en este caso, tendríamos que retirar todo el concreto a todo lo largo del muro.

R. En síntesis, el grado de la reparación depende de muchos factores. Esta respuesta intentará explicar por qué y abordaremos algunas consideraciones que pueden influir en sus decisiones.

Participación de un Licenciado en Diseño

Primero, es importante que participen uno o más licenciados en diseño calificados (LDPs [por sus iniciales en inglés]) con experiencia en valoración y reparación estructural y de corrosión, para que evalúen y atiendan el daño relacionado con la corrosión en el concreto estructural. Puede haber repercusiones importantes relacionadas con la capacidad existente de carga y con la seguridad y comportamiento estructural, así como con la durabilidad de las reparaciones. El alcance de la remoción del concreto puede impactar el comportamiento estructural y en algunos casos,

es posible que se necesiten apuntalamiento u otros soportes temporales para dar estabilidad en la condición de daño actual o para poner en marcha una reparación apropiada.

En segundo lugar, el agrietamiento y desprendimiento provocados por la corrosión del acero de refuerzo pueden dar por resultado concreto desprendido (descascarillado) que puede presentar un riesgo de seguridad por elementos colocados en alturas o por peligro de tropiezos. Por tanto, la respuesta aquí ofrecida es de naturaleza general y supone que se contratará a un LDP que ejercerá debida diligencia en la evaluación y solución de la situación. La respuesta también supone que la pregunta se relaciona con la carbonatación o corrosión inducida por cloruro del acero de refuerzo sin recubrimiento en concreto expuesto a la atmósfera. La presencia de acero pretensado, acero postensado, otros tipos de refuerzo, exposición química, condiciones de inmersión o parcialmente enterradas, corrientes parásitas y otros factores pueden afectar la acción apropiada.

Qué Dicen las Normas de la Industria y los Documentos Guía

De acuerdo con ACI CODE-562-21, Sección 8.4.1: “La corrosión y el deterioro del refuerzo y de los componentes embebidos deberán tomarse en consideración en el diseño de la durabilidad...”¹ El Comentario de la Sección R8.4.1 explica: “La corrosión del refuerzo sin intervención limita la expectativa de vida de áreas reparadas, materiales de reparación y estructuras reparadas. ICRI No. 310.1R^[2] proporciona lineamientos sobre la remoción de concreto dañado y limpieza del refuerzo. Las reparaciones que no resuelven la corrosión del refuerzo pueden afectar de manera negativa la vida de servicio del diseño y requerir monitoreo más intensivo. Los aspectos de diseño estructural para acero de refuerzo con corrosión en las reparaciones, se describe en 7.6.3.1.”¹

La Sección 7.6.3.1 estipula: “El acero de refuerzo que esté afectado o con corrosión puede mantenerse. El área transversal efectiva restante se podrá utilizar en el diseño de reparación, de conformidad con el código base del diseño. Debe tomarse en consideración el efecto del daño por corrosión en el desempeño del acero de refuerzo. Cuando las deformaciones originales ya no sean efectivas, las barras de refuerzo se considerarán como barras lisas”¹

El Comentario de la Sección R7.6.3.1 aclara: “El diseño de reparación tomará en cuenta la condición in situ del acero de refuerzo, incluyendo el área transversal efectiva de las barras. El área efectiva se calcula utilizando el diámetro efectivo restante de las barras de refuerzo, considerando la pérdida de sección

debido a la corrosión. Consideraciones adicionales también pueden incluir la ubicación de las áreas con corrosión, la pérdida de confinamiento, la pérdida de adherencia y el efecto de la corrosión en la resistencia del elemento”.¹

Adicionalmente, ACI SPEC-563-18, Secciones 3.3.2.3(a) menciona: “Extienda la remoción del concreto a lo largo del refuerzo hasta un punto en el que ya no haya desprendimiento, agrietamiento del concreto o corrosión del refuerzo y en el que el refuerzo esté adherido al concreto circundante”.³

Se proporciona una guía adicional en ICRI 310.1R-08 y ACI PRC-364.6-22.⁴ ICRI 310.1R-08 indica, en parte: “... la remoción del concreto deberá extenderse a lo largo del acero de refuerzo hasta que no haya desprendimiento, agrietamiento ni corrosión significativa y hasta que el acero de refuerzo se adhiera bien al concreto adyacente”, y “El área de reparación deberá extenderse por lo menos 6 pulgadas (150 mm) más allá de la interfaz del concreto desprendido”.²

ACI PRC-364.6-22 hace referencia a ICRI 310.1R pero utiliza una redacción ligeramente diferente. Expone, en parte: “... deberá continuar la remoción del concreto a lo largo de toda la longitud del acero de refuerzo hasta que la barra esté libre de productos de corrosión que impidan la adherencia y hasta que no haya grietas ni desprendimientos visibles, extendiéndose a un mínimo de 6 pulgadas (150 mm) (ICRI 310.1R)”.⁴

Por lo tanto, ACI CODE-562-21 difiere en cuanto al diseño de durabilidad pero incluye información sobre las consideraciones primarias. Si ACI SPEC-563-18, Sección 3.3.2.3(a), se aplica sin modificación, requiere la remoción del concreto hasta un punto en el que ya no haya ... corrosión en el refuerzo”.⁵ ACI PRC-364.6-22 define esta corrosión como aquella que impide la adhesión, en tanto que ICRI 310.1R-08 utiliza una recomendación más general de extensión para incluir “corrosión importante”.

Tal como se muestra, estos requerimientos y recomendaciones varían en cuanto a su redacción e interpretación potencial. En mi opinión, esa extensión adicional del área de reparación más allá del punto en el que ya no haya agrietamiento ni daño por impedimento de adherencia, más una cantidad adicional nominal depende de la naturaleza de la corrosión, de las necesidades del diseño, de la durabilidad total y expectativas de vida de servicio de la estructura. La Figura 1 muestra ejemplos de daño al concreto relacionadas con la corrosión.

Corrosión y Óxido

En un sentido coloquial, en ocasiones los términos corrosión y óxido se utilizan de manera indistinta, no obstante, difieren. De acuerdo con la Asociación para la Protección y Comportamiento de Materiales (AMPP [por sus iniciales en inglés], la corrosión es “el deterioro de un material, por lo general un metal, que se origina por una reacción química o electroquímica con su ambiente” (<https://www.ampp.org/technical-research/what-is-corrosion/corrosion-terminology-glossary/corrosion-terminology-c>). La corrosión del acero de refuerzo se debe a la reacción electroquímica con el concreto bajo circunstancias que promueven la corrosión, tales como contaminación por cloruro, pH reducido por carbonatación o corrientes parásitas.

Los productos de corrosión son los productos de la reacción que se forman como parte del proceso de corrosión. Se reitera, de conformidad con AMPP, el óxido es un “producto de la corrosión que consiste en diversos óxidos de hierro y óxidos de hierro hidratados. “Este término aplica apropiadamente sólo al hierro y aleaciones ferrosas.” (<https://www.ampp.org/technical-research/what-is-corrosion/corrosion-terminology-glossary/corrosion-terminology-r>).

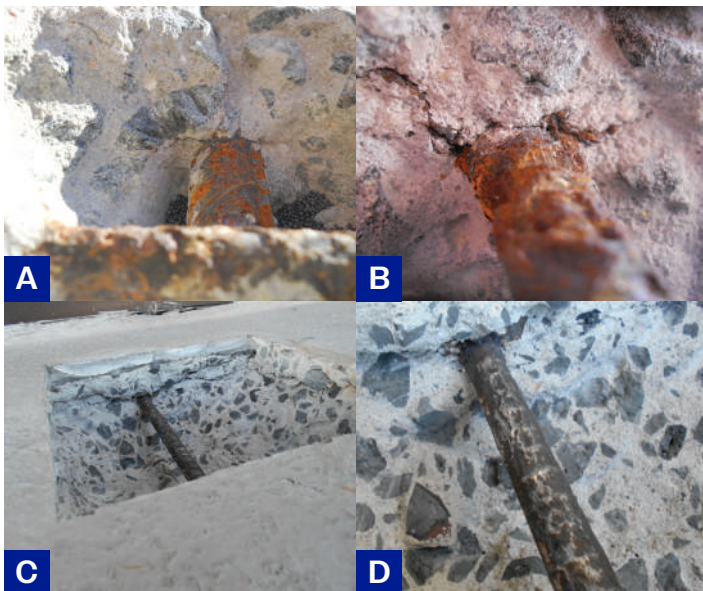


Fig. 1: Ejemplo de corrosión que ha inducido adhesión defectuosa, agrietamiento y desprendimiento del concreto (a-c); y (d) un acercamiento de (c) muestra corrosión por picaduras en la barra después de haber retirado parcialmente los productos de corrosión.

El óxido en el acero de refuerzo puede aparecer en varias formas, colores, características, tipologías expansivas y puede tener distintos efectos. A menudo se observa en concreto atmosféricamente expuesto, un producto de corrosión expansivo y de color café/anaranjado/negro en el acero. La Figura 2 muestra ejemplos de corrosión inducida por cloruro y óxido en barras de refuerzo y la Figura 3 muestra una barra de acero de refuerzo con aparente buena adhesión empotrada en concreto sin corrosión significativa.



Fig. 2: Ejemplos de: (a) corrosión inducida por cloruro y óxido en barras de acero de refuerzo; (b) sección de la barra con productos de corrosión (óxido) retirados de la porción media con una rueda de esmerilado; (c) diferentes productos de corrosión expansivo con color y picaduras con productos de corrosión; y (d) sección transversal al final de barra que muestra corrosión en forma de deterioro significativo y pérdida de sección de la barra.



Fig. 3: Acero de refuerzo con buena adhesión aparente sin corrosión significativa.

Por Qué Ocurren Daños en el Concreto

ACI PRC-222R-19⁶ proporciona información sobre condiciones que inician la corrosión, el proceso de la corrosión y sus consecuencias. Por lo general, la corrosión del acero de refuerzo va acompañada de productos de corrosión que son más voluminosos que el acero original. A medida que avanza la corrosión, los esfuerzos provocados por el proceso de corrosión expansiva se acumulan y dan por resultado agrietamiento y desprendimiento del concreto. Es importante observar que no se puede asumir que el concreto sólido y el acero sin corrosión aparente adyacente al concreto dañado esté libre de contaminación o carbonatación y no requiere atención para quedar en buen estado y para que sea durable.

Qué Podría Afectar la Percepción de las Condiciones Contiguas al Concreto Dañado

Las características e importancia del concreto y corrosión del acero de refuerzo adyacente a áreas observadas de concreto dañado pueden variar. Algunas condiciones que pueden afectar la relevancia de la corrosión adyacente incluyen las siguientes:

- Cuando el daño observado es resultado de contaminación por cloruro o carbonatación, las condiciones de corrosión pueden extenderse a áreas más allá de aquellas que presentan deterioro del concreto y esto sucede con frecuencia. Independientemente del daño al concreto o de la criticidad de los productos de corrosión observados en el momento de la reparación, las condiciones existentes pueden propiciar la corrosión adyacente al área ya dañada después de realizar las reparaciones. Si las condiciones son favorables para la corrosión, es probable que se desarrolle daño adicional al concreto. La contaminación por cloruro, la profundidad de la carbonatación, la profundidad del acero, la calidad del concreto, la humedad y la condición de corrosión existente son entre otros, los factores que impactarán la durabilidad de las áreas contiguas a la reparación actual. Deberá observarse que incluso cuando las condiciones no sean críticas en el momento de la reparación, la exposición continua después de la reparación puede conducir a corrosión adicional dentro de un período de tiempo, lo que es indeseado;

- El tiempo entre el inicio de la corrosión y el desarrollo de las grietas perjudiciales y el daño puede variar de menos de un año a más de 10 años dependiendo de diversos factores, incluyendo exposición, naturaleza del inicio de la corrosión, características y profundidad del acero, confinamiento y características del concreto. La adhesión entre el acero de refuerzo con corrosión y el concreto se reduce de manera importante una vez que ocurre el agrietamiento, pero puede ser igual o algunas veces mejor que el del acero sin corrosión antes del agrietamiento.^{7,8} Por tanto, si bien de manera general sólo es necesaria una pequeña cantidad de corrosión (del orden de unas cuantas milésimas de una pulgada o menos que corresponde a un pequeño porcentaje de la sección transversal o menos), para provocar daño al concreto,⁹ es posible que ya esté ocurriendo corrosión persistente en el concreto sólido. No obstante, si no se toman otras medidas, en el futuro esa corrosión puede avanzar y provocar agrietamiento, desprendimiento y delaminación; y
- La corrosión menor que se encuentre firmemente adherida a la superficie y que haya sido provocada por barras de acero de refuerzo originalmente coladas en el concreto en esa condición, por regla general no es problemática cuando el concreto sea sólido, no esté dañado, no contaminado y no carbonatado, siempre y cuando las barras estén bien adheridas, bien empotradas y en buenas condiciones en el momento de la instalación.
- Atender necesidades de empalme;
- Atender problemas de cobertura inadecuada o cuestiones de confinamiento;
- Atender problemas de longitud de desarrollo o pérdida de sección;
- Optimizar la geometría de la reparación para minimizar esquinas entrantes;
- Colocar estratégicamente traslapes para minimizar el esfuerzo o por otras razones estructurales;
- Maximizar la eficiencia de la instalación;
- Minimizar problemas potenciales con juntas no coincidentes o cercanas;
- Resolver la corrosión persistente o condiciones de corrosión potenciales en el futuro adyacentes al área de reparación (tema que se aborda a continuación);
- Solucionar otras condiciones acordes con el diseño; y
- Cumplir con la estricta interpretación de las especificaciones del proyecto o con las normas de referencia.

Desempeño de la Reparación y Corrosión Futura

Tal como se indica anteriormente, hay diversos factores que pueden afectar el desempeño futuro de la corrosión de barras de refuerzo embebidas en concreto adyacente a las áreas deterioradas. Una preocupación es que si no se retira el concreto contaminado o carbonatado o si no se aplica otro método de control intencional de corrosión, puede ocurrir daño prematuro e incluso acelerarse fuera del área de reparación, una vez que se ponga en marcha la reparación (Fig. 4). Esto se debe tanto a la tendencia inherente de que ocurra corrosión si los niveles críticos de cloruro o carbonatación ya están a nivel del acero, así como a cambios que tienen lugar cuando se termina la reparación. Antes de la reparación, el área dañada se corroe en relación a las áreas adyacentes y en cierto modo, proporciona protección a estas áreas adyacentes que no muestran signos de corrosión substancial. Una vez que se llevan a cabo las reparaciones, el acero del área de reparación será menos reactivo ya que estará en material nuevo de reparación. Por tanto, incluso cuando no haya corrosión importante en el área adyacente a la zona dañada antes de realizar la reparación, puede ocurrir corrosión en áreas adyacentes y puede acelerarse después de la reparación si las condiciones son propicias. Esto crea un riesgo de agrietamiento, delaminación y descascarillado del concreto fuera del área de reparación si no se protege el acero o si no se retira el concreto contaminado. En ocasiones nos referimos a esta condición como el efecto de halo,

Cómo Determinar las Acciones Apropriadas

Pueden ponerse en práctica exploraciones en sitio, mediciones electroquímicas y pruebas para determinar la contaminación, carbonatación y características del concreto, con el propósito de evaluar la naturaleza de la corrosión, las condiciones fuera del área de reparación y las medidas apropiadas para la reparación. ACI PRC-222R-19, ACI PRC-364.1-19,¹⁰ y NACE SP0308¹¹ proporcionan una guía sobre la evaluación de la corrosión, en tanto que ACI PRC-364.10-14¹² brinda una guía para evaluar el impacto de la pérdida de sección del acero de refuerzo. ACI PRC-546-23,¹³ ACI PRC-364.6-22, ICRI 310.1R-08 y ACI PRC-222R-19 ofrecen recomendaciones relacionadas con la reparación y ACI CODE-562-21 facilita disposiciones de códigos asociados a reparaciones relacionadas con la corrosión.

Algunos ejemplos en los que puede considerarse extender el área de reparación más allá del área del concreto dañado y considerar la corrosión que impide la adhesión (más 6 pulgadas) incluyen:

efecto anódico incipiente o efecto de anillo anódico y puede ocasionar deterioro prematuro importante fuera del área del parche o reparación.

Las estrategias que pueden evaluarse de forma individual o en combinación para mitigar corrosión futura fuera del área de reparación incluyen retiro del concreto contaminado o carbonatado, tratamientos electroquímicos (tales como protección catódica) y algunos tratamientos superficiales. Los sistemas deben evaluarse sobre una base de cada situación y deben incluir consideración de las expectativas de extensión de la vida de servicio. Se proporciona más información, por ejemplo, en ACI PRC-222-19, ACI PRC-364.6-22, ACI PRC-546-2023, ACI RAP No. ^{8,14} NACE SPO290-2019,¹⁵ NACE SPO216-2023,¹⁶ y NACE SPO390-2019.¹⁷

Referencias

1. ACI Comité 562, "Assessment, Repair and Rehabilitation of Existing Concrete Structures – Code and Comment (ACI CODE-562-21)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI 2021, 83 pp.
2. ICRI No. 310.IR-08, "Guide for Surface Preparation for the Repair of Deteriorated Concrete Resulting from Reinforcing Steel Corrosion," International Concrete Repair Institute, Minneapolis, MN. 2008, 16 pp.
3. ACI Committee 563, "Specifications for Repair of Concrete in Buildings (ACI SPEC-563-18)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2018, 40 pp.
4. ACI Committee 364, "Concrete Removal in Repairs Involving Corroded Reinforcing Steel – TechNote (ACI PRC-364.6-22)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2022, 3 pp.
5. ACI Committee 563, "Specifications for Repair of Concrete in Buildings (ACI SPEC-563-18)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2018, 40 pp.
6. ACI Committee 222, "Guide to Protection of Metals in Concrete Against Corrosion (ACI PRC-222-19)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2019, 60 pp.
7. Syll, A.S., and Kanakubo, T., "Impact of Corrosion on the Bond Strength between Concrete and Rebar: A Systematic Review," Materials, V.15, No. 19, Oct. 2022, 21 pp.
8. Apostolopoulos, C., and Koulouris, K., "Corrosion Effects on Durability of RC Structures," Metals, V. 11, No. 11, Nov. 2021, 2 pp.
9. Xu, A., and Shayan, A., "Relationship between Reinforcing Bar Corrosion and Concrete Cracking," ACI Materials Journal, V. 113, No. 1, Jan.-Feb. 2016, pp. 3-12.
10. ACI Committee 364, "Guide for Assessment of Concrete Structures Before Rehabilitation (ACI PRC-364.1-19)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2019, 20 pp.
11. NACE SPO308-2018, "Inspection Methods for Corrosion Evaluation of Conventionally Reinforced Concrete Structures," Association for Materials Protection and Performance, 2018.
12. ACI Committee 364, "Rehabilitation of Structure with Reinforcement Section Loss - TechNote (ACI PRC-364.10-14)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2014, 4 pp.
13. ACI Committee 546, "Concrete Repair - Guide (ACI PRC-546-23)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2023, 59 pp.
14. ACI Committee E706, "Field Guide to Concrete Repair Application Procedures: Installation of Embedded Galvanic Anodes (ACI RAP Bulletin 8-22)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2023, 8 pp.
15. NACE SPO290-2019, "Impressed Current Cathodic Protection of Reinforcing Steel in Atmospherically Exposed Concrete Structures," Association for Materials Protection and Performance, 2019.
16. NACE SPO216-2023, "Galvanic Cathodic Protection of Reinforcing Steel in Atmospherically Exposed Concrete Structures," Association for Materials Protection and Performance, 2023.



Fig. 4: Ejemplos de deterioro relacionado con la corrosión adyacente a las áreas de reparación.

17. NACE SP0390-2019, "Maintenance and Rehabilitation Considerations for Corrosion Control of Atmospherically Exposed Existing Steel-Reinforced Concrete Structures," Association for Materials Protection and Performance, 2019.

Agradecimiento a David G. Tepke, SKA Consulting Engineers, Inc., Mount Pleasant, SC. USA, por ofrecer la respuesta a esta pregunta.

Las preguntas de esta columna fueron formuladas por usuarios de los documentos del ACI y han sido respondidas por el personal del ACI o por un miembro o miembros de los comités técnicos del ACI. Las respuestas no representan la posición oficial de un comité del ACI. Los comentarios deben enviarse a keith.tosolt@concrete.org.

Título original en inglés:
**Concrete Q&A.
Repair of Corrosion
Related Damage**

**La traducción de este artículo
correspondió al Capítulo México
Centro y Sur**



Traductora:
**Lic. Ana Patricia
García Medina**



Revisora Técnica:
**Ing. Karla Elizabeth
De la Fuente
Monforte**



CONCRETO
LATINOAMÉRICA