

CONCRETO

LATINOAMÉRICA

VOLUMEN VII | NÚMERO 4 | ABRIL 2026

Museo de Arte de la Universidad de
Princeton, NJ, EE.UU.

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

Mtro. Sergio Valdés Constantino

México Sureste

Mtro. Josseph Eli Mandujano Zavala

República Dominicana

Ing. Piero Roberto Caputo Rodríguez

Perú

Ing. José Luis Gonzales Quezada

Puerto Rico

Ing. Anabel N. Merejildo



A primera vista el nuevo Museo de Arte de la Universidad de Princeton (PUAM) en Princeton, NJ, EE. UU, parece un conjunto de búnkeres de concreto con bordes dentados. Presenta fachadas a base de paneles de concreto prefabricado que alternan acabados rugosos y pulidos, y que juegan con los reflejos de la luz en sus agregados expuestos.

Casi todo el concreto de las fachadas está expuesto, lo que significó un sinnúmero de detalles a cuidar durante la ejecución, tales como juntas, control de agrietamientos, y sobre todo la inserción de elementos de electricidad, plomería e insertos metálicos diversos. Cada detalle tuvo que cuidarse y planearse al extremo para una precisa fabricación de cada panel.

La estructura del edificio tiene grandes elementos estructurales fuertemente armados, con grandes claros y voladizos largos, así como lugares donde las columnas no tienen continuidad hacia abajo, lo que obliga a tomar las cargas en otros elementos de concreto.

Más información en el artículo 3 del ejemplar de marzo de 2026 de la revista Concreto Latinoamérica.

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 2026. 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
Dr. José Manuel Gutiérrez Moreno
Dr. Francisco David Anguiano Pérez
Dr. Aldo Emelio Landa Gómez

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. Fabiola Nohemi Durán Mata

REVISORES EDITORIALES

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

Dra. Margareth Josefina Dugarte Coll
Ing. José Lozano y Ruy Sánchez
Lic. Iliana M. Garza Gutiérrez

Dr. Francisco David Anguiano Pérez
Dr. Aldo Emelio Landa Gómez
Dr. José Manuel Gutiérrez Moreno



¡Únete hoy!

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



CONTENIDO

1 | Por qué la Certificación del ACI es más importante hoy que nunca

Por Brian Wheeler, Director General de Comunicaciones y Mercadeo del ACI

6 | Actualizaciones del Comité 355 del ACI para la Calificación Sísmica de Anclajes en Concreto posinstalados

Por Andra Hörmann-Gast y Tara C. Hutchinson

2 | Premios a Proyectos ICRI 2025

7 | Asociación Americana de Contratistas de Concreto Instalaciones para el Curado de Testigos de Pruebas de Concreto en el Campo

Posicionamiento #50

3 | Novedades en Tecnología La renovación del concreto en marcha

Restauración de la losa suspendida situada bajo el edificio Helmsley de Manhattan

Por James Klinger, Jeremiah Mistele, Frank Salzano, Eamonn F. Connolly y Bruce A. Suprenant.

8 | Punto de vista Cemento Tipo IL y descamación del concreto

Por Dipayan Jana

4 | Novedades en Tecnología Viable para una variedad de empleos

Explorando Proyectos de hidrodemolición Aquajet Ergo

9 | Preguntas y Respuestas Aplicación práctica de un “Umbral Crítico de Cloruros” para evaluar la corrosión en estructuras existentes

5 | Cálculo de la Fuerza Cortante en Juntas Viga-Columna

Estructuras asignadas a SDC A y B donde la transferencia de momentos no está controlada por la capacidad a flexión de la viga

Por Gustavo J. Parra-Montesinos, Sergio M. Alcocer, Martin A. Cuadra, and Rashid Ahmed

10 | ¿Quiénes somos y qué hacemos? ACI premia a Latinoamérica esta primavera

Miembros de ACI Latinoamérica reciben premios durante la convención de primavera 2026 del ACI Internacional este 30 de marzo en el Hyatt Regency O'Hare Chicago Hotel en Rosemont, lugar sede del evento.

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.

¡Nos vemos en este nuevo espacio! ¡Nos vemos en este nuevo espacio!

BIENVENIDO A LA AUTOPISTA DE LA INFORMACIÓN DE CONCRETO EN www.acilatinoamerica.com

AQUÍ ENCUENTRAS...

PUBLICACIONES PASADAS

DIRECTORIO CAPÍTULOS ACI

NOTICIAS

EVENTOS



¡Nos vemos en este nuevo espacio! ¡Nos vemos en este nuevo espacio! ¡Nos vemos en este nuevo espacio!

01

Por qué la Certificación del ACI es más importante hoy que nunca

Por Brian Wheeler, Director General de Comunicaciones y Mercadeo del ACI

En una época caracterizada por la rápida innovación, el progreso tecnológico, la escasez de mano de obra y unas mayores expectativas en cuanto a seguridad y sostenibilidad, la industria de la construcción se enfrenta a un reto fundamental: garantizar la constancia y la confianza del público, mientras se construye con mayor rapidez y eficiencia que nunca. Este reto es más evidente en la construcción con concreto, la base de la infraestructura moderna. Los programas de Certificación del ACI desempeñan un rol fundamental a la hora de afrontar este reto.

Por más de 40 años, la certificación del ACI ha establecido el estándar mundial para validar los conocimientos y habilidades de los profesionales del concreto. Desde técnicos e inspectores hasta obreros y especialistas en construcción, la certificación ACI garantiza que las personas encargadas del diseño, la colocación y los ensayos al concreto estén debidamente calificadas. Esa garantía es fundamental en un mundo en el que el rendimiento de las infraestructuras impacta directamente la seguridad pública, la economía y la resiliencia ambiental.

El concreto es uno de los materiales de construcción más utilizados en el mundo; sin embargo, su desempeño depende fuertemente en una ejecución adecuada. Incluso los mejores diseños y materiales pueden fallar si no se mezclan, se prueban, se colocan o se curan correctamente. La certificación del ACI abarca esta cuestión enfatizando las habilidades prácticas y totalmente aplicables al trabajo por ejecutar. Sus programas combinan exámenes escritos con validez estadística y evaluaciones prácticas del desempeño, lo que permite formar a una mano de obra que no solo sabe lo que hace, sino también el cómo y el por qué hacerlo bien.

El valor de la certificación ACI va mucho más allá de las credenciales personales. Para los propietarios, ingenieros y agencias públicas, inspira confianza en que los proyectos cumplirán con las especificaciones, los códigos y las normas de desempeño. Para los contratistas y los empleadores, la certificación ayuda a reducir el riesgo, mejorar el control de calidad y aumentar la productividad. Para el público, esto se traduce en edificios más seguros y una infraestructura duradera.

A medida que crecen las inversiones en infraestructuras en todo el mundo, también lo hace la necesidad de personal calificado. Se destina miles de millones de dólares a sistemas de transporte, instalaciones de energía, infraestructuras hidráulicas y comunidades resilientes. La certificación del ACI ofrece una forma clara y estandarizada de demostrar que los trabajadores están preparados para ofrecer resultados duraderos y de alta calidad.

El Desarrollo de la mano de obra es otro ámbito en el que la certificación ACI aporta un valor medible. La industria de la construcción sigue enfrentándose a un importante déficit de habilidades, a medida que los trabajadores con experiencia se jubilan y cada vez son menos los jóvenes que se incorporan al trabajo en la industria. La certificación del ACI establece itinerarios claros y respetados que atraen a nuevos talentos y apoyan el crecimiento profesional. La certificación proporciona a las personas una credencial reconocida a nivel mundial que mejora su empleabilidad, su potencial de ingresos y el orgullo por su trabajo manual. Hasta la fecha, casi 900,000 obreros, técnicos, inspectores y otros profesionales del concreto han obtenido alguna de las certificaciones del ACI.

La certificación del ACI no es estática. Los programas evolucionan al ritmo de los avances en materiales, métodos de prueba y prácticas de construcción. Dado que la sostenibilidad y la resiliencia siguen siendo prioridades, los programas de certificación se centran cada vez más en la durabilidad, los enfoques basados en el rendimiento y las prácticas de garantía de calidad que reducen los residuos y prolongan la vida útil.

El alcance mundial de la certificación del ACI reafirma aún más su importancia. Con programas que se imparten en más de 35 países, en varios

idiomas, y a través de más de 120 organizaciones patrocinadoras autorizadas del sector en todo el mundo, el ACI establece un lenguaje técnico común para la construcción con concreto. Hasta la fecha, hay personas certificadas por el ACI en más de 75 países. Esta uniformidad fomenta la colaboración internacional, mejora la ejecución de proyectos a nivel transfronterizo y eleva los estándares en los mercados emergentes, donde el desarrollo de las infraestructuras es rápido y las consecuencias de una mala calidad pueden ser críticas.

La certificación del ACI ha sido creada y es dirigida por expertos independientes del sector, se basa en normas aprobadas por consenso y se revisa periódicamente para garantizar su vigencia. Esa integridad es la razón por la que la certificación del ACI suele citarse en las especificaciones de los proyectos, los códigos de construcción y los requisitos técnicos de las agencias.

En definitiva, la certificación del ACI se basa en la confianza en las personas que construyen nuestras carreteras, puentes, viviendas, hospitales, escuelas y sistemas de abastecimiento de agua. A medida que aumentan las exigencias sobre el entorno construido, también lo hace la necesidad de contar con una mano de obra calificada capaz de satisfacerlas. Invertir en la certificación del ACI es invertir en infraestructura más segura, en comunidades más fuertes y en un futuro más resiliente. En un mundo construido sobre concreto, esa inversión no podría ser más crucial.

Título original en inglés:
**Why ACI Certification
Matters More Than Ever**

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



Traductora:
Nicole Mejía Borrero



Revisora Técnica:
Anabel N. Merejildo

Hotel de la Estación de Canfranc

El proyecto del Hotel de la Estación de Canfranc transformó una deteriorada estación ferroviaria histórica en un hotel de lujo de clase mundial, al tiempo que preservó su patrimonio cultural y arquitectónico. Ubicado en la localidad de Canfranc, en los Pirineos al norte de España, el proyecto representa un equilibrio exitoso entre rehabilitación estructural, conservación patrimonial y reutilización contemporánea.

Construida en la década de 1920, la Estación Internacional de Ferrocarril de Canfranc fue concebida originalmente para servir al tránsito y los viajes entre España y Francia. Desde su inauguración en julio de 1928, la estación destacó como una maravilla de la ingeniería y un símbolo de la conexión transfronteriza entre ambos países. En el momento de su terminación, era la segunda estación de tren más grande y opulenta de Europa, con 300 ventanas y funcionando como un centro del tráfico ferroviario europeo.

El Instituto Internacional de Reparación del Concreto (ICRI, por sus siglas en inglés), anunció a los ganadores de sus Premios a Proyectos 2025. Este año se eligieron tres finalistas y el ganador fue anunciado el 22 de octubre de 2025. ICRI otorgó el Premio de Proyecto del Año a Sika Corporation, de Canfranc, España, por su proyecto del Hotel de la Estación de Canfranc. Además, ICRI otorgó seis Premios a la Excelencia y 12 Premios al Mérito. En la edición de noviembre/diciembre de 2025 del *Concrete Repair Bulletin* puede encontrarse una descripción completa de los premios.



Hotel de la Estación de Canfranc.

Durante la Segunda Guerra Mundial, la localidad se vio envuelta en actividades delictivas como espionaje y contrabando de cargamentos valiosos. Décadas después, estos hechos fueron revelados a través de documentación Nazi desclasificada, poniendo al descubierto el papel oculto de la estación durante la guerra.

La estación reanudó operaciones después de la guerra. Sin embargo, en 1970, el descarrilamiento de un tren destruyó el *punte L'Estanguet*, del lado francés de los Pirineos. Este hecho interrumpió el enlace ferroviario internacional en la Estación de Canfranc y condujo a su abandono.

Hubo numerosos intentos de reutilizar la estructura; sin embargo, ninguno se concretó. En 2007, la estación fue designada oficialmente como sitio de patrimonio cultural por el gobierno de España. En 2020, con financiamiento de la Unión Europea, el gobierno regional de Aragón inició un programa integral de rehabilitación para convertir la estación en un hotel de lujo. Esta decisión permitió preservar el valor histórico del edificio, y al mismo tiempo, generar actividad económica en la región.

El proyecto de restauración de la Estación de Canfranc ejemplifica la misión central de ICRI: restaurar, reutilizar y renovar. El proyecto destaca por su ingenio técnico, su compromiso con la sostenibilidad y la preservación de su patrimonio, reviviendo la estructura como un logro de la ingeniería y un referente cultural para las futuras generaciones.



Vista histórica del Hotel de la Estación de Canfranc.

La estructura tal como fue construida

El edificio está ubicado a una altitud de 3,917 pies (1,194 m) en el valle del río Aragón, orientado de norte a sur, el cual, debido a su angostura y a la altitud de las montañas que lo conforman, recibe luz diurna limitada. El edificio tiene una planta rectangular, con una longitud de 807 pies (246 m) en su eje longitudinal norte-sur y 42 pies (13 m) en su eje transversal este-oeste. Fue construido sobre una plataforma de rellenos que proporcionó el ancho necesario para prestar servicios ferroviarios.

Arquitectónicamente simétrica, la estación comprende cinco secciones principales: una sección central, dos secciones intermedias (cada una dividida en dos y separadas por una junta de expansión) y dos torres terminales rematadas por cúpulas y bóvedas. Las juntas de expansión entre las diferentes partes del edificio, ocultas por la fachada, varían aproximadamente de 3 a 4 pulgadas (80 a 100 mm) para permitir movimientos sísmicos. Este ancho requirió un tratamiento especial de sellado y sectorización para prevenir incendios.

La sección central es el rasgo arquitectónico dominante. Consiste en un espacio de planta libre a toda altura, coronado por la cúpula más grande, que originalmente servía como vestíbulo principal de la antigua estación internacional y que ahora funciona como acceso principal al hotel.

El edificio está rodeado por una plataforma continua soportada por pilares de hierro fundido y entramado metálico, cimentada sobre zapatas aisladas apoyadas en material de relleno. En contraste, la estructura principal está apoyada sobre muros de mampostería cimentados sobre terreno natural. Esta diferencia entre los sistemas de cimentación produjo asentamientos diferenciales, que ocasionaron agrietamiento en los puntos donde las vigas reticuladas de la marquesina de la plataforma estaban embebidas en la fachada.

La estructura de la cubierta consiste en armaduras metálicas curvas con correas metálicas que soportan tablas machihembradas. La cubierta original de pizarra fue reemplazada por placas de zinc durante trabajos previos de consolidación estructural y renovación ejecutados entre 2006 y 2009.



El Hotel de la Estación de Canfranc antes de su restauración.

Condiciones climáticas extremas

El clima severo del sitio fue un factor esencial en el deterioro del edificio y se consideró ampliamente en la estrategia de rehabilitación. En esa región, el periodo libre de heladas se extiende entre marzo (temperatura media de 40°F [4°C]) y noviembre (temperatura media de 41°F [5°C]). La precipitación durante este periodo, excluyendo julio, supera las 4 pulgadas (100 mm). Estas condiciones ambientales, la antigüedad del edificio y el abandono que había sufrido fueron las principales causas de su deterioro.

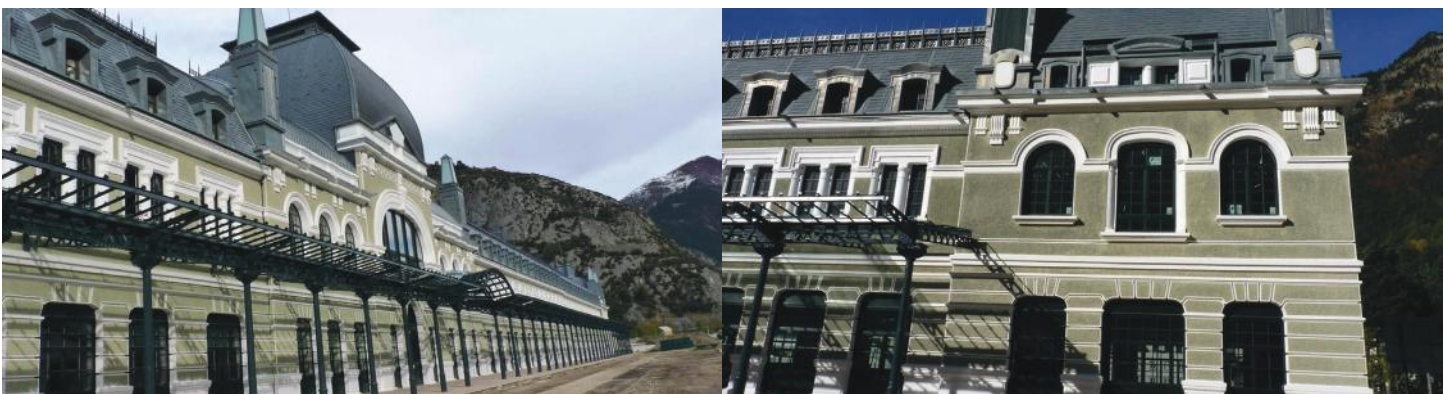
Objetivos de la reparación

El objetivo principal del proyecto fue restaurar la estructura de concreto reforzado del edificio, una innovación tecnológica para la época de su construcción. El concreto reforzado se utilizó tanto en elementos verticales (fachadas y pilares interiores) como en elementos horizontales (vigas y losas de piso).

Es probable que este sistema estructural haya sido concebido para aumentar la rigidez, funcionando las fachadas como vigas estructurales apertadas apoyadas sobre cimentaciones de mampostería que descansan en una plataforma de relleno de 46 pies (14 m).

Los desafíos adicionales incluyeron el integrar las instalaciones, los servicios e infraestructura (sistemas mecánicos, eléctricos, hidrosanitarios y de seguridad humana) necesarios para un hotel de lujo, respetando al mismo tiempo los claros existentes de la fachada y las limitadas alturas entre piso y piso. Estos desafíos se agravaron por la presencia de un vestíbulo central diafragmado a toda su altura, que divide el edificio en dos alas de más de 790 pies (240 m) de longitud.

Los elementos estructurales clave, como las vigas, fueron restaurados con refuerzo de fibra de carbono, resinas y otras técnicas de reparación consolidadas. Se aplicaron recubrimientos protectores e repelentes al agua para mitigar la corrosión futura, y las condiciones ambientales se tomaron en cuenta al restaurar la paleta de colores original del edificio. Otro objetivo fue mejorar la hermeticidad al aire y el desempeño del aislamiento térmico. El objetivo del proyecto fue maximizar la eficiencia energética del edificio mediante la mejora de la envolvente y la optimización de las ganancias térmicas internas y externas, de conformidad con el estándar EnerPHit, que supera los requisitos del Código Técnico de la Edificación (CTE) de España.



Hotel de la Estación de Canfranc después de la restauración.

Preservación del patrimonio cultural

Los trabajos debían ejecutarse de conformidad con las condiciones de intervención establecidas por la Ley 3/1999 del Patrimonio Cultural Aragonés para Bienes de Interés Cultural. Esta ley prohíbe alterar el carácter del edificio y enfatiza la conservación, consolidación y rehabilitación por encima de la reconstrucción. Deben respetarse las aportaciones de todos los periodos históricos. El proyecto tuvo que obtener la aprobación previa de la Comisión Provincial de Patrimonio Cultural de Huesca, España, del Gobierno de Aragón.

Selección de colores

Se realizó un estudio cromático integral para orientar la selección de materiales y acabados. Se utilizaron diversas técnicas analíticas, incluidas microscopía óptica de reflexión y transmisión con luz polarizada. La espectrometría, la espectroscopía infrarroja (IR), la microscopía electrónica de barrido y la cromatografía de gases revelaron diferentes capas de policromías y recubrimientos, así como su composición.

Conclusiones

El área total de construcción, incluidos el nivel principal, el primer y segundo nivel, así como el sótano, es de aproximadamente 178,961 pies cuadrados (16,626 m²). La restauración de la Estación Internacional de Ferrocarril de Canfranc ejemplifica la rehabilitación estructural combinada con la preservación histórica. Los trabajos se centraron en estabilizar y reparar los elementos originales de concreto reforzado, incluidas fachadas, vigas y losas de piso, manteniendo al mismo tiempo la integridad arquitectónica del edificio.

Desafíos clave como el asentamiento diferencial, el aislamiento térmico, la hermeticidad al aire y el desempeño sísmico se resolvieron con soluciones que respetaron la estructura histórica. Todos los trabajos se realizaron conforme a la normativa del Patrimonio Cultural Aragonés, garantizando tanto la excelencia técnica como la preservación de las características originales de diseño.

Este proyecto demuestra cómo una infraestructura patrimonial puede adaptarse cuidadosamente mediante una ingeniería reflexiva y un enfoque que prioriza la preservación. Hoy, el edificio opera como un hotel Royal Hideaway de cinco estrellas y 104 habitaciones, operado por el Grupo Hotelero Barceló. El hotel, abierto todo el año, ha dado un impulso

internacional al valle de Aragón. Ha creado empleos, tanto directos como indirectos, impactando a otros establecimientos del área circundante.

Créditos del proyecto: Presentado por Sika Corporation, Lyndhurst, Nueva Jersey, EE. UU.; Propietario, Barceló Hotel Group, Islas Balearic, España; Ingeniero, José Miguel Sancho Arquitecto, Madrid, España; Contratista, Ainur Trabajos Verticales, Zaragoza, España; y proveedor de materiales, Sika Corporation, Lyndhurst.

Finalista del Premio ICRI 2025 al Proyecto del Año

Centro Quirúrgico Hawthorne– Reparaciones por asentamiento de la cimentación

El Centro Quirúrgico Hawthorne, en Vernon Hills, Illinois, EE. UU., es un centro quirúrgico ambulatorio de una sola planta que brinda atención ortopédica quirúrgica el mismo día. Construido en 2013, el edificio consiste en una construcción con losa sobre terreno, con una planta aproximada de 162 pies (49 m) por 97 pies (30 m). El sistema estructural principal consiste en una estructura de acero, con columnas interiores de acero apoyadas sobre zapatas aisladas de concreto poco profundas. Las cargas de la cubierta y de los muros exteriores, formados por muros de bastidor metálico con chapa de ladrillo, son soportadas por zapatas corridas perimetrales de 42 pulgadas (1,070 mm) de profundidad.

De acuerdo con los documentos originales de construcción, las zapatas aisladas y corridas fueron coladas sobre pilas de agregado compactado (*rammed aggregate piers*, RAPs, por sus siglas en inglés) diseñadas para una capacidad portante de 3,000 lb/ft² (144 kPa). Debajo de las zapatas corridas, las pilas están espaciadas a una separación máxima de 10 pies (3 m). El piso del edificio es una losa sobre terreno de 4 pulgadas (100 mm) de espesor, que aumenta a 8 pulgadas (200 mm) donde cubre las zapatas aisladas y corridas.

El diseño final del proyecto consistió en 335 pilotes helicoidales y 44 pilotes de resistencia, hincados y torsionados a una profundidad promedio de 40 pies (12 m) desde el nivel del terreno. El piso interior de 4,500 pies cuadrados (418 m²) de recubrimiento epóxico y 5,700 pies cuadrados (530 m²) de loseta vinílica compuesta (VCT), y el concreto exterior de 900 pies cuadrados (84 m²),

también tuvieron que retirarse y reemplazarse. Al contratista y al equipo del proyecto se les dieron solo 21 días para completar las reparaciones estructurales. Este trabajo incluyó pruebas antes y después en los sistemas de calefacción, ventilación y aire acondicionado (HVAC) para la aprobación del Departamento de Salud Pública de Illinois (IDPH), también la perforación de 335 barrenos de 18 pulgadas (450 mm) o 24 pulgadas (600 mm) de diámetro, instalación de los pilotes helicoidales, restitución de la losa en los barrenos, reinstalación de los pisos epóxico y VCT, así como excavación y recalce del perímetro del edificio en la elevación este y en la mayor parte de las elevaciones norte y sur. Lo anterior requirió que el contratista utilizara ocho cuadrillas, trabajando de manera continua durante tres semanas consecutivas para terminar el proyecto a tiempo y dentro del presupuesto.

Premios a la Excelencia 2025

Categoría Estructuras de Gran Altura — La amenaza oculta: cloruros, acero de refuerzo y el colapso de los balcones, Chicago, Illinois, EE. UU.; presentado por Klein and Hoffman Inc.

Categoría Estructuras Históricas — Restaurando la Freedom Tower: el faro histórico de esperanza de Miami, Miami, Florida, EE. UU.; presentado por Structural-Builders and Restorations, LLC.

Categoría Longevidad — Restauración de Bok Tower, Lake Wales, Florida, EE. UU.; presentado por Vector Corrosion Technologies.

Categoría Proyectos Especiales — Proyecto de reparación del domo de la NASA, Cleveland, Ohio, EE. UU.; presentado por Sika Corporation.

Categoría Transporte — Puente MacArthur/Belle Isle, Detroit, Michigan, EE. UU.; presentado por PULLMAN SST, Inc.

Categoría Estructuras Hidráulicas — Acueducto de Washington, Washington, D.C., EE. UU.; presentado por STRUCTURAL

Premios al Mérito 2025

Categoría Estructuras de Gran Altura — Square 487, Bethesda, Maryland, EE. UU.; presentado por STRUCTURAL.

Categoría Estructuras Históricas — Reparaciones de fachada del hotel Francis Marion, Charleston, Carolina del Sur, EE. UU.; presentado por WxTite LLC.

Categoría Estructuras Históricas — Hinchliffe Stadium, Paterson, Nueva Jersey, EE. UU.; presentado por Sika Corporation.

Categoría Estructuras Históricas — Stevens Institute of Technology – William Hall Walker Gymnasium, Hoboken, Nueva Jersey, EE. UU.; presentado por Surface Design Architects PLLC.

Categoría Longevidad — Rehabilitación del viaducto de la línea Culver, Nueva York, Nueva York, EE. UU.; presentado por Sika Corporation.

Categoría Estructuras de Baja Altura — St. Clair Lofts, Dayton, Ohio, EE. UU.; presentado por Buckeye Construction and Restoration.

Categoría Estructuras de Estacionamiento — Rehabilitación estructural – Estacionamientos C7 y C10 de la University of Illinois Urbana-Champaign, Champaign, Illinois, EE. UU.; presentado por Walker Consultants.

Categoría Estructuras de Estacionamiento — Reparaciones del sótano de Supreme Chambers, Andheri West, Mumbai, India; presentado por Vector Corrosion Technologies.

Categoría Proyectos Especiales — Reparaciones de la torre del Alamodome, San Antonio, Texas, EE. UU.; presentado por Sunbelt Waterproofing & Restoration LLC.

Categoría Proyectos Especiales — The Chalet Condominium, Palm Beach, Florida, EE. UU.; presentado por CA Lindman of South Florida, LLC.

Categoría Proyectos Especiales — Proyecto de remediación de daños por sal en el World Trade Center (WTC), Nueva York, Nueva York, EE. UU.; presentado por STRUCTURAL.

Categoría Transporte — Rehabilitación del tablero del puente Jefferson Barracks, Jefferson City, Misuri, EE. UU.; presentado por Sika Corporation.



Centro Quirúrgico Hawthorn.

Evaluación e inspección

En junio de 2022 se realizó una evaluación de ingeniería para valorar la condición del edificio debido a signos de asentamiento de larga data reportados por los ocupantes. Los problemas incluían una grieta continua en la losa del piso en sentido norte-sur, grietas en la fachada en ambos extremos de la losa y un piso inclinado en un cuarto de almacenamiento cercano al muro este.

En septiembre de 2022, el ingeniero llevó a cabo un levantamiento visual y altimétrico utilizando un nivel de agua digital, recopilando datos de aproximadamente 160 puntos espaciados entre 8 y 12 pies (2 a 4 m) a lo largo del edificio. A pesar de haberse construido sobre pilas de agregado compactado instaladas a una profundidad aproximada de 12 pies (4 m) por debajo del nivel del terreno, el edificio experimentó asentamientos en la cimentación y de la losa que variaban de 1/2 pulgada a 12 pulgadas (13 mm a 300 mm) en la huella del edificio. Las investigaciones geotécnicas encontraron que el perfil del suelo subyacente incluía una capa profunda de suelo orgánico débil que varía en espesor desde aproximadamente 3 pies (1 m) hasta cerca de 25 pies (8 m).

Se tomaron lecturas adicionales en columnas interiores accesibles. El levantamiento reveló aproximadamente 8 pulgadas (200 mm) de asentamiento relativo de este a oeste, lo que motivó un monitoreo continuo. Durante el año siguiente se registró un movimiento adicional de 2 pulgadas (50 mm), confirmado por un levantamiento altimétrico exterior.

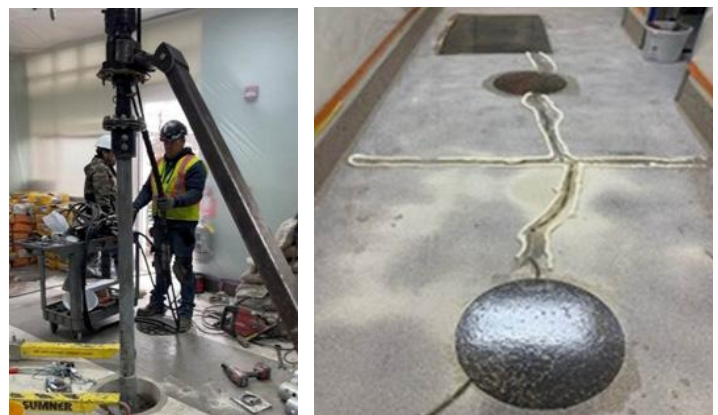
El asentamiento del edificio parecía deberse al comportamiento de gruesas capas orgánicas bajo la edificación. Una revisión de los informes geotécnicos originales reveló que las condiciones del subsuelo no se identificaron antes de la construcción original y que las RAPs incluidas en el diseño original de la cimentación no atravesaban las capas orgánicas hasta alcanzar estratos de suelo competentes situados debajo.

Selección del sistema de reparación

Para atender el asentamiento continuo, el ingeniero recomendó recalzar las cimentaciones y la losa sobre el terreno mediante cimentaciones profundas ancladas por debajo de la capa de suelo orgánico. Tras colaborar con el propietario y el contratista, el diseño final incluyó pilotes helicoidales dentro de la huella del edificio y pilotes de resistencia a lo largo del perímetro. Por último, se utilizó un modelo de análisis por elementos finitos para confirmar que la estructura de concreto podía librar de forma segura los nuevos apoyos.

Preparación del sitio

El tiempo, la limpieza y la funcionalidad fueron factores igualmente críticos a considerar en el enfoque final de diseño. Considerando la naturaleza sensible del entorno quirúrgico y la necesidad de mantener niveles de limpieza propios de una instalación quirúrgica, se propuso una suspensión total de operaciones para reparar permanentemente la losa de 10,200 pies cuadrados (948 m²), 27 dados interiores de columnas y 340 pies (104 m) de cimentación perimetral. Debido a que se trataba de un centro quirúrgico en operación, se requirió una cantidad significativa de preparación antes de que pudieran comenzar los trabajos de remediación.



Reparaciones del asentamiento en los cimientos del Centro Quirúrgico.

La primera etapa implicó pruebas integrales de los componentes mecánicos existentes de la instalación para establecer una referencia medible, de manera que pudieran restituirse niveles equivalentes al finalizar. Todas las ventilas fueron selladas para evitar la entrada de polvo durante el proceso de remediación.

Dos días antes del inicio de los trabajos, todo el equipo, mobiliario y sistemas de archivo fueron reubicados a una instalación de almacenamiento. Esto incluyó todos los suministros, equipo médico, medicamentos sujetos a regulación de la Administración de Alimentos y Medicamentos de EE. UU. (FDA), trasladados por el cirujano principal, así como las herramientas y equipos que cinco quirófanos requieren para su funcionamiento.

Se instaló un cercado temporal en el estacionamiento para contener materiales, equipo, un remolque de oficina y un vehículo recreativo de 32 pies (10 m) de longitud, donde el gerente del proyecto permanecería durante las siguientes cuatro semanas. Se tendieron líneas eléctricas temporales desde el tablero principal tanto al vehículo recreativo (RV) como al remolque de oficina. Una vez desocupada la instalación, los muros y plafones se protegieron con láminas de plástico.

Método de demolición

Tras los trabajos de las cuadrillas de protección, los equipos de perforación de cuatro personas realizaron 282 barrenos de 18 y 24 pulgadas (450 y 600 mm) de diámetro para la instalación de pilotes helicoidales, en turnos de 10 horas. Se utilizaron equipos asistidos con agua para minimizar el polvo,

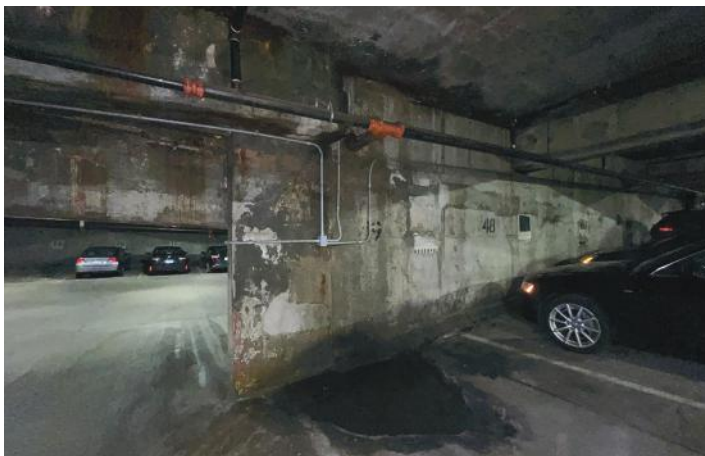
lo que exigió la contención constante del lodo. En los sitios de pilotes en columnas se retiraron secciones mayores de concreto de 4 x 4 pies (1 x 1 m). Los conductos eléctricos inesperados bajo la losa obligaron a volver a perforar y ampliar cortes, lo que ralentizó el avance e incrementó el número total de barrenos.

Instalación de pilotes helicoidales

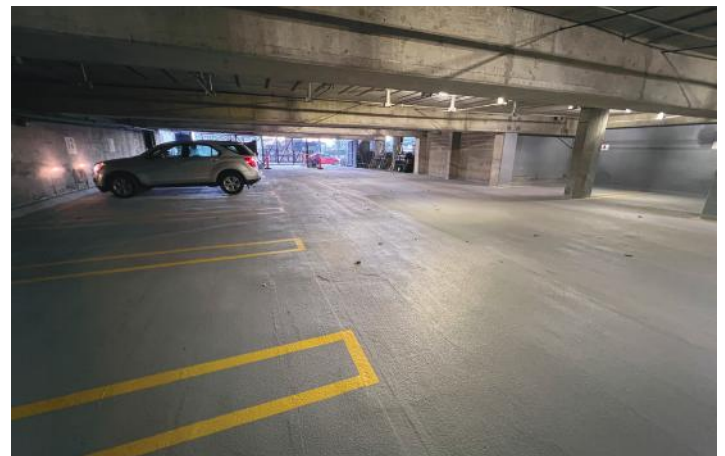
El contratista instaló 335 pilotes helicoidales, con una profundidad promedio de 40 pies (12 m), utilizando ocho cuadrillas que trabajaron ininterrumpidamente por siete días a la semana. Después de realizar una prueba de carga en un pilote de sacrificio, el equipo de ingeniería proporcionó las presiones y profundidades objetivo. Los pilotes se torsionaron hasta alcanzar suelo estable para soportar la losa y las zapatas de las columnas. Las excavaciones en 58 sitios de columnas fueron apuntaladas para contener el relleno de grava. Debido al programa continuo, todos los pilotes interiores se instalaron en solo 20 días.

Resane de concreto

Una vez completada la instalación de los pilotes helicoidales, las cuadrillas de resane iniciaron los trabajos para finalizar la transferencia de carga desde los 40 pilotes profundos hacia la losa, proporcionando soporte permanente. Se instalaron ménsulas de transición de acero tipo canal-C, y se anclaron barras de refuerzo con epóxico en la losa.



Estado del estacionamiento de Catholic Financial Life antes de las reparaciones: filtraciones y manchas.



Proyecto de estacionamiento de Catholic Financial Life finalizado: "prácticamente nuevo".

Preparación de superficie

Al comenzar la preparación de la superficie, se desbastaron 4,500 pies cuadrados (418 m²) de piso epóxico existente y se escarificaron mecánicamente 5,700 pies cuadrados (530 m²) de VCT. Posteriormente, los resanes se desbastaron hasta quedar a nivel y se recubrieron en preparación para el epóxico. Las grietas también se prepararon y sellaron con resina epóxica. Se aplicaron recubrimientos primarios y se dejaron curar. Debido a que el sistema HVAC estaba apagado, se suspendieron 20 calentadores del techo para permitir temperaturas de curado adecuadas.

Trabajos exteriores

La reparación de la parte exterior de la cimentación requirió retirar 900 pies cuadrados (84 m²) de banqueta de concreto, excavar hasta la base de la zapata, con una profundidad promedio de 5 pies (2 m), y hasta 14 pies (4 m) en algunas zonas, e instalar pilotes de resistencia bajo la zapata y pilotes helicoidales en los dados exteriores de las columnas. Los pilotes fueron hincados hidráulicamente con un gato de 10,000 psi (0.5 MPa) hasta el estrato competente, asegurando que cada pilote fuera sometido individualmente a una prueba de carga. Una vez concluido esto, la zanja se rellenó, se colocaron espigas de barra de refuerzo en el muro de desplante y se restituyó la banqueta.

Condiciones imprevistas

Se esperaba que la losa tuviera unas cuantas líneas de alcantarillado fáciles de localizar y una sección muy pequeña junto al cuarto eléctrico donde existían ductos. Sin embargo, cuando las cuadrillas de perforación trabajaban en los quirófanos, encontraron múltiples ductos eléctricos justo por debajo de la cara inferior de la losa. Por lo que se recurrió a varias empresas localizadoras de servicios, descubriendo que más de 80 ductos eléctricos recorrían aleatoriamente toda el área de trabajo en múltiples direcciones.

Aspectos destacados del proyecto

Debido al carácter acelerado del trabajo en una instalación médica, al contratista se le dieron 21 días para lograr lo que, bajo un plazo típico de construcción, habría tomado de 2 a 3 meses. Con la encomienda de dar soporte permanente a una

losa de 10,200 pies cuadrados (948 m²), 27 dados interiores de columnas y 340 pies (104 m) de cimentación perimetral mediante 379 pilotes de 40 pies (12 m) de longitud, el equipo del proyecto trabajó ininterrumpidamente y sorteó cerca de 80 ductos desconocidos para completar la obra a tiempo y dentro del presupuesto. El proyecto destacó por su coordinación, rigor técnico y compromiso con la seguridad, entregando estabilidad estructural permanente antes de lo programado y sin interrumpir operaciones críticas de atención médica.

Créditos del proyecto: Presentado por Atlas Restoration LLC, Franklin Park, Illinois, EE. UU.; propietario, MAE Center, LLC, Irvine, California, EE. UU.; ingeniero, Wiss, Janney, Elstner Associates, Inc., Northbrook, Illinois, EE. UU.; contratista, Atlas Restoration LLC, Franklin Park, Illinois, EE. UU.; y proveedores de materiales, Intech Anchoring Systems, Caseyville, Illinois, EE. UU., y Complete Floor Systems, Inc., Wauconda, Illinois, EE. UU.

Finalista del Premio ICRI 2025 al Proyecto del Año

Catholic Financial Life

Reparación y reforzamiento de una estructura de estacionamiento



Estructura de estacionamiento de Catholic Financial Life.

El proyecto de reparación de la estructura de estacionamiento de Catholic Financial Life, en Milwaukee, Wisconsin, EE. UU., se distingue por la interdependencia estructural entre dos componentes principales: un estacionamiento de cinco niveles de Concreto Postensado (PT) y una torre de 19 niveles de uso mixto, ambos construidos en 1969. Estas estructuras comparten una línea de columnas, distribuyendo cargas gravitacionales y laterales a través de ambos edificios. Este sistema estructural compartido introdujo una complejidad de ingeniería significativa, particularmente porque la estructura de estacionamiento presentaba señales de envejecimiento y deterioro extensos.

La estructura de estacionamiento fue construida originalmente con losas y vigas de concreto postensado, incorporando tendones de losa envueltos en papel encerado y ductos inyectados adheridos en las vigas. Estos sistemas heredados presentan desafíos sustanciales para las evaluaciones y reparaciones contemporáneas. A diferencia de los tendones no adheridos modernos, los sistemas envueltos en papel encerado son difíciles de localizar y no pueden inspeccionarse fácilmente sin recurrir a técnicas invasivas. Los ductos inyectados en vigas complican aún más los esfuerzos de reparación, ya que limitan las opciones de reemplazo de tendones y requieren una demolición importante para acceder a ellos.

Previo al proyecto de restauración, la estructura de estacionamiento se encontraba deteriorada debido a décadas de mantenimiento diferido, con escasa evidencia de un mantenimiento significativo desde su construcción original.

Las vigas y trabes descolgadas presentaban grietas severas, dejando expuestas barras de refuerzo corroídas y tendones de postensado. En varias áreas, el deterioro del espesor total de la losa había generado perforaciones a través del sistema de piso, lo que hizo necesaria la instalación de láminas plásticas suspendidas para recolectar filtraciones de agua. La superficie de rodamiento estaba muy desgastada, picada y desconchada, con manchas generalizadas y evidencia de intrusión continua de humedad. En todos los niveles se observó corrosión del acero embebido y degradación progresiva del concreto. El estado deteriorado de la estructura resalta la urgencia y la magnitud de los esfuerzos requeridos para la restauración, así como la necesidad de una solución innovadora.

Una estrategia diferente

Lo que hizo distintivo a este proyecto fue el enfoque adoptado para rehabilitar y reforzar la estructura sin perturbar los tendones adheridos originales de postensado. Intentos previos de otros ingenieros por empalmar y volver a tensar tendones de losa habían fracasado múltiples veces, provocando rupturas de tendones, inestabilidad estructural y sobrecostos. El propietario buscó una alternativa más confiable y menos disruptiva.

La nueva estrategia se centró en desarrollar un sistema completamente externo y suplementario de refuerzo para restituir el desempeño sin intervenir los frágiles tendones internos. Esto requirió herrajes diseñados a la medida y una coordinación detallada para trabajar dentro de las restricciones de la estructura y del sitio.

Una de las innovaciones fue una ménsula exterior personalizada para postensado, desarrollada específicamente para este proyecto. Los sistemas convencionales de postensado exterior suelen requerir acceso al borde de la losa o a la viga perimetral para instalar zonas de anclaje; las restricciones del sitio, el uso operativo y la configuración de este proyecto impedían dicho acceso. Complicando aún más el reto, las zonas a reforzar se encontraban en paños interiores de losa con agrietamiento transversal y sin acceso a puntos de anclaje externos.

La solución consistió en un sistema de ménsulas anclado a muros exteriores o a vigas perimetrales descolgadas, así como a la losa superior, mediante varillas roscadas ancladas con epóxico. El tensado se logró apretando tuercas contra una placa de anclaje, estirando torones de siete alambres de 1/2 pulgada (13 mm) de diámetro y 270 ksi (1,860 MPa) para introducir compresión a través de la losa. Este proceso contrarrestó eficazmente el agrietamiento y restituyó la rigidez a flexión. Este sistema de ménsulas se encuentra actualmente en trámite de patente y está previsto para futuros proyectos.

Funcionalidad y complejidad

La complejidad del proyecto fue más allá de la reparación estructural. La estructura de estacionamiento da servicio a una instalación de uso mixto con áreas comerciales, residenciales y de estacionamiento. Los trabajos tuvieron que ejecutarse por etapas cuidadosamente para minimizar las afectaciones a los inquilinos y mantener el acceso continuo. La construcción se llevó a cabo en secciones

aisladas, lo que requirió una coordinación detallada con el equipo de administración del edificio y con los contratistas para secuenciar reparaciones, rutas de acceso y horarios de trabajo.

Desde el punto de vista estructural, la interdependencia entre el estacionamiento y la torre hacía que el proyecto fuera particularmente sensible. Cualquier modificación o demolición en la estructura de estacionamiento podía poner en riesgo la trayectoria de cargas de la torre. Esto exigió análisis estructurales continuos y un diseño adaptable para asegurar la continuidad en la transferencia de cargas durante el proceso de reparación.

Las reparaciones fallidas previas también añadieron complejidad. Tendones empalmados y retensados en una pequeña sección de losa habían fallado catastróficamente, provocando la demolición del área reparada y la pérdida de confianza en el reemplazo de tendones. Esto reforzó la necesidad de una estrategia no invasiva.

La nueva solución de reforzamiento involucró múltiples sistemas:

- Ranurado e inserción de barras de refuerzo de 80 ksi (550 MPa) en la parte superior de la losa para aumentar la capacidad a momento negativo.
- Aplicación de tiras de Polímero Reforzado con Fibra de Carbono (CFRP) en las partes inferiores de la losa y en las almas de las vigas para aumentar la capacidad a flexión.
- Instalación de tendones de postensado exterior para restituir la compresión y la rigidez en la zona media del claro.

La disposición de estos componentes requirió modelado tridimensional (3D) y coordinación para evitar interferencias con instalaciones existentes, ductos eléctricos, sistemas de iluminación y tuberías de rociadores. En algunos casos, se fabricaron anclajes especiales para ajustarse a condiciones particulares de campo. Los tendones de postensado exterior se colocaron y tensaron de manera incremental para mantener la seguridad del edificio durante la instalación.

La protección contra incendio y el cumplimiento reglamentario también fueron críticos. Las tiras de CFRP no son intrínsecamente resistentes al fuego, y su ubicación y función requirieron una revisión estrecha con la autoridad competente. Finalmente, debido a que el CFRP se utilizó para mejorar la resistencia a flexión, pero no para resistir cargas

de incendio, se aprobó sin protección ignífuga. El refuerzo colocado en ranuras, embebido en un mortero de reparación con clasificación contra incendio, satisfizo los requisitos de resistencia al fuego del reglamento para la parte superior de la losa.

Uso de materiales de reparación

La selección de materiales fue fundamental para equilibrar constructibilidad, durabilidad y desempeño. En la parte superior de la losa se instalaron barras de refuerzo de 80 ksi (550 MPa) en ranuras poco profundas y se encapsularon con un material de reparación de alto desempeño, compensador de contracción y resistente a la corrosión. Esto aportó un beneficio estructural inmediato manteniendo, al mismo tiempo, la clasificación contra incendio de 2 horas exigida por el reglamento.

Las tiras de fibra de carbono se adhirieron a las partes inferiores de las losas y a las almas de las vigas. Estas se seleccionaron con base en los requisitos de resistencia, durabilidad y eficiencia de instalación. Su bajo perfil garantizó una interferencia mínima con los claros operativos del estacionamiento.

Los tendones exteriores de postensado de 270 ksi (1,860 MPa) se alojaron en fundas engrasadas y envainadas, y se anclaron mediante el sistema de ménsulas personalizado. Esta disposición introdujo fuerzas de compresión en los paños de losa agrietados y restituyó la rigidez perdida. Este sistema permite inspección visual y mantenimiento rutinarios, ofreciendo ventajas de largo plazo para la durabilidad y la gestión del activo.

Estética

Si bien la funcionalidad fue el principal motor del proyecto, la estética también desempeñó un papel importante en el resultado. Siempre que fue posible, las reparaciones se integraron a la estructura para mantener una apariencia limpia y uniforme. El refuerzo de acero embebido en ranuras se terminó al ras de la superficie de la losa utilizando un mortero de reparación compatible. Las tiras de fibra de carbono se colocaron en zonas generalmente fuera de las líneas normales de visión y se mimetizaron con las sombras de la infraestructura. Las depresiones superficiales y las áreas deterioradas se repararon utilizando un sobrepiso epóxico con arena, seleccionado por sus propiedades compatibles de expansión térmica para prevenir futuros desprendimientos.

Una vez completadas las reparaciones estructurales, se aplicó en todas las losas elevadas un sistema multicapa de membrana de tránsito. Esto restituyó la impermeabilidad y proporcionó un aspecto limpio y terminado. Se repintaron las líneas de cajones, se renovó la señalización y la presentación visual de la estructura mejoró de manera significativa. Los ocupantes del edificio señalaron la transformación drástica, y el propietario describió el estacionamiento como “casi como nuevo”.

Ingeniería de valor

Este proyecto demuestra cómo la innovación en ingeniería, la planeación cuidadosa y la selección de materiales pueden transformar un sistema estructural deteriorado y complejo en un activo duradero y mantenible. Al evitar el reemplazo invasivo de tendones e implementar un enfoque creativo de reforzamiento exterior, el equipo entregó una solución que mejoró la seguridad, prolongó la vida útil y respetó la integridad arquitectónica de una instalación urbana de uso compartido. La estrategia de reparación ejecutada resultó ser más rentable y menos riesgosa que otras opciones consideradas.

La innovación técnica del proyecto, la precisión de su ingeniería y la calidad de su ejecución transformaron una estructura deteriorada y de alto riesgo en un activo urbano duradero y visualmente renovado. El éxito de la ménsula personalizada de postensado y de otras técnicas de reparación continuará influyendo en futuros proyectos de rehabilitación con desafíos similares.

Créditos del proyecto: Presentado por GRAEF, Milwaukee, Wisconsin, EE. UU.; propietario, Catholic Financial Life, Milwaukee, Wisconsin, EE. UU.; ingeniero, GRAEF; contratista, Structurewerks, Brookfield, Wisconsin, EE. UU.; y proveedores de materiales, Sika Corporation, Lyndhurst, Nueva Jersey, EE. UU.

Reimpreso con autorización del International Concrete Repair Institute (ICRI). Todas las fotografías son cortesía de ICRI. La misión de ICRI es proporcionar educación, certificación, redes de contacto y liderazgo para mejorar la calidad de la reparación, restauración y protección/preservación del concreto y de otros sistemas de materiales. Para más información sobre ICRI, visite www.icri.org.

Título original en inglés:
2025 ICRI Project Awards

La traducción de este artículo correspondió al Capítulo México Noroeste



Traductor:
Dr. José Manuel Gutiérrez Moreno



Revisor Técnico:
Dr. Alejandro Durán Herrera

La renovación del concreto en marcha

Restauración de la losa suspendida situada bajo el edificio Helmsley de Manhattan

Por James Klinger, Jeremiah Mistele, Frank Salzano, Eamonn F. Connolly y Bruce A. Suprenant.

Cada día, miles de vehículos circulan por el viaducto de Park Avenue, una vía de 600 metros (1,969 ft) de longitud que discurre desde la calle 40 Este hasta la calle 46 Este en el centro de Manhattan, Nueva York, EE. UU. Aunque el viaducto rodea la Terminal Grand Central y el edificio MetLife, atraviesa directamente la base del edificio Helmsley, de 35 pisos, situado en el número 230 de Park Avenue. Los vehículos entran y salen de este edificio emblemático de estilo Beaux-Arts a través de dos grandes portales en arco situados en la planta baja. Oculta sobre este pasaje se encuentra una estructura de concreto distintiva: un techo suspendido de concreto aligerado con partículas finas de carbón (carbonilla) que forma parte del propio edificio.

La losa del techo tiene un grosor aproximado de 100 mm (4 pulg.), está reforzada con malla metálica (listones) y se apoya en soportes de acero fijados a la estructura del cuarto piso del edificio. A diferencia de un paso subterráneo convencional de autopista, la cubierta del viaducto actúa como un elemento arquitectónico y estructural del revestimiento del edificio. Cuando, durante una inspección programada de la fachada, se observaron grietas y manchas, el estado del techo suscitó dudas sobre la durabilidad de esta estructura de concreto de casi 100 años de antigüedad y sobre cómo podría repararse de forma segura sin paralizar el tráfico del centro de Manhattan (Fig. 1).

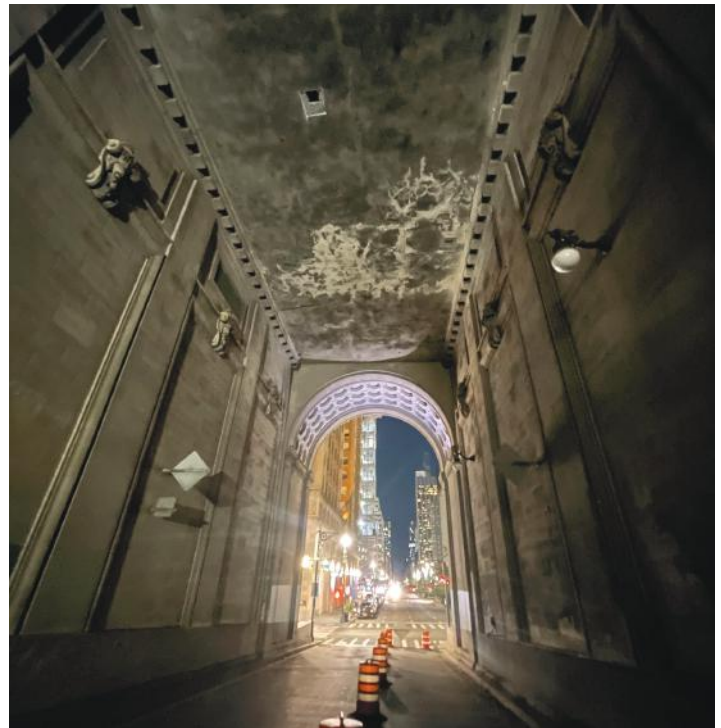


Fig. 1: Durante una inspección realizada en el marco del Programa de Inspección y Seguridad de Fachadas de la ciudad de Nueva York, se detectaron problemas en el techo del viaducto de Park Avenue. La inspección reveló pequeñas grietas, eflorescencias y manchas, lo que indica un problema de filtraciones de agua (foto cortesía de Thornton Tomasetti)

Contexto estructural y de materiales

Los planos de construcción de la década de 1920 revelaron que el techo se diseñó como una losa de concreto con carbonilla suspendida, en lugar de una losa fabricada en el lugar. La mezcla de concreto incluía carbonillas ligeras, probablemente procedentes de las cenizas del carbón, lo que reducía el peso propio de la estructura y, al mismo tiempo, le confería una resistencia inherente al fuego. La losa se revistió con una capa de yeso de aproximadamente 25 mm (1 pulg.) y se fijó a una red de vigas y tirantes de acero unida a la estructura del edificio.

Este conjunto funcionó correctamente durante casi un siglo; sin embargo, las filtraciones de agua procedentes de las tuberías de servicio y la condensación habían deteriorado la matriz de la carbonilla y provocado la corrosión del refuerzo de acero embebido. Dado que la losa forma parte del revestimiento del edificio, estas condiciones debían ser objeto de atención en el marco del Programa de Inspección y Seguridad de Fachadas (FISP, por sus siglas en inglés) de la ciudad de Nueva York, también conocido como Ley Local 11/98 (Fig. 2).

Investigación y Evaluación

Thornton Tomasetti, en su calidad de ingeniero estructural, elaboró un plan de investigación específico en colaboración con el propietario del edificio, RXR y Skyline Restoration. El acceso se limitaba a breves cierres nocturnos de carriles en el viaducto, lo que exigía métodos de diagnóstico concisos y de alta eficiencia.

En primer lugar, se identificaron las zonas huecas o con delaminación mediante pruebas de martillo y reconocimientos superficiales. Las sondas localizadas, realizadas a través del acabado de yeso, permitieron a los ingenieros verificar el espesor de la losa, el estado del refuerzo y el contenido de humedad. Los ensayos de laboratorio realizados con núcleos de concreto confirmaron que la resistencia a la compresión del concreto con carbonilla oscilaba entre los 15 y 21 MPa (2,200 y los 3,000 psi), lo que concuerda con los concretos ligeros de principios del siglo XX.

La corrosión se localizó en torno a antiguas zonas de fuga, con una pérdida de sección de hasta el 10% en los cables empotrados. La ausencia de deformaciones o grietas generalizadas indicaba que no se trataba de un deterioro sistémico, lo que confirmaba que, en la mayoría de los tramos, el daño permitía una reparación localizada en lugar de una sustitución completa.

Enfoque de diseño y reparación

Dado que el techo del viaducto forma parte de una estructura histórica que sigue en uso, el objetivo del diseño era restablecer la capacidad local manteniendo al mismo tiempo la trayectoria de carga y el comportamiento originales.

Las reparaciones se clasificaron según su gravedad. Las pequeñas grietas capilares se sellaron con uretano flexible para evitar la entrada de humedad. Las grietas que se extendían hasta el sustrato se rellenaron con un adhesivo epóxico de baja viscosidad y alto módulo de elasticidad, capaz de penetrar en las grietas finas y restablecer la continuidad de la unión.



PISOS INDUSTRIALES PARA LA ERA ROBOTIZADA

PRECISIÓN Y DESEMPEÑO PARA LOGÍSTICA 4.0

Compañía del grupo RPM International Inc.

- DISEÑADOS PARA LOGÍSTICA 4.0**
Infraestructura preparada para la automatización.
- TOLERANCIAS MILIMÉTRICAS**
Planicidad y nivelación que garantizan precisión operativa.
- CONTROL DE FISURACIÓN Y JUNTAS**
Mayor durabilidad y desempeño estructural.
- ALTO DESEMPEÑO EN CARGAS REPETITIVAS**
Resistencia comprobada para operaciones 24/7.

“ EL PISO YA NO ES ESTRUCTURA, ES PARTE DEL SISTEMA LOGÍSTICO. ”

WWW.EUCOMEX.COM.MX

SÍGUENOS EN REDES

EUCLID CHEMICAL EUCOMEX

SONOS UNA COMPAÑÍA RPM



Fig. 2: El viaducto de Park Avenue, una de las vías más transitadas del centro de Manhattan, atraviesa la base del edificio Helmsley, de 35 pisos. Dado que los techos de los dos túneles forman parte del sistema de muros exteriores de este edificio de estilo Beaux-Arts de 35 pisos, deben cumplir con la normativa del Programa de Inspección y Seguridad de Fachadas de la ciudad de Nueva York. (foto cortesía de Thornton Tomasetti)

Se eliminaron las zonas de delaminación o de corrosión activa. La malla dañada se limpió y se reforzó con alambre nuevo o varillas deformadas de poco diámetro (No. 3 o 4). En los casos en que el deterioro se extendía a lo largo de toda la profundidad de los 100 mm (4 pulg.), se llevó a cabo una sustitución a toda profundidad utilizando una mezcla de concreto autocompactable con agregado ligero que alcanzaba una resistencia a la compresión de aproximadamente 35 MPa (5,000 psi). El agregado ligero ayudó a igualar la densidad y la rigidez de la mezcla de concreto con carbonilla original, reduciendo así el riesgo de concentraciones de esfuerzos en las interfaces.

Para restablecer la continuidad de la superficie, todas las reparaciones se acabaron con un mortero de reparación para superficies verticales y en altura modificado con polímeros. Este mortero ofrecía una elevada resistencia de adherencia, una contracción mínima y un tiempo de fraguado rápido, aspectos esenciales para el breve margen de tiempo nocturno durante el cual se podían realizar los trabajos.

Acceso a la construcción y logística

El principal reto del proyecto consistió en llevar a cabo las reparaciones sobre una calzada en servicio que no podía cerrarse al tráfico. Skyline Restoration diseñó una plataforma suspendida independiente anclada entre las paredes del túnel, aproximadamente a 1.8 m (6 ft) por debajo del techo (Fig. 3). Esta plataforma creó, en la práctica, un puente dentro de otro puente, lo que permite un acceso total por encima y, al mismo tiempo, deja que el tráfico circule sin obstáculos por debajo.

La plataforma incorporaba iluminación de trabajo, protecciones en los bordes y sistemas anticaídas, lo que permitía crear un espacio de trabajo seguro y cerrado. Las obras se llevaron a cabo por fases, de acuerdo con los calendarios de cierre de carriles del Departamento de Transporte de la Ciudad de Nueva York (NYCDOT, por sus siglas en inglés). Los materiales se entregaban fuera de las horas pico, y todas las operaciones de mezcla y colocación del concreto se realizaban dentro de la plataforma suspendida.

La colocación en altura exigió una preparación meticulosa de la superficie. Los sustratos se limpiaron para dejar al descubierto el material en buen estado y se dejaron secar hasta alcanzar unas condiciones de saturado superficialmente seco antes de aplicar el nuevo material. Los agentes adhesivos se aplicaron inmediatamente antes del parcheo, y se seleccionaron compuestos de curado para minimizar la contracción y los gradientes de temperatura en el entorno confinado.

Desempeño y compatibilidad

Las inspecciones posteriores a la reparación confirmaron que el techo rehabilitado funciona como un sistema integrado, en el que la transferencia de cargas se produce de forma fluida a través del refuerzo restaurado y el concreto de reemplazo. La rigidez y la densidad de los materiales de reparación se ajustan en gran medida a las del concreto con carbonilla original, lo que evita movimientos diferenciales indeseables entre las secciones antiguas y las nuevas.

En los casos en que se sustituyeron las mallas metálicas deterioradas por nuevas varillas de refuerzo, el sistema demostró una mayor capacidad sin alterar el comportamiento general de la estructura suspendida (Fig. 4). La combinación de concreto autocompactable ligero y mortero de reparación de fraguado rápido permitió una colocación eficaz y redujo al mínimo el tiempo de construcción dentro de los ajustados plazos logísticos.

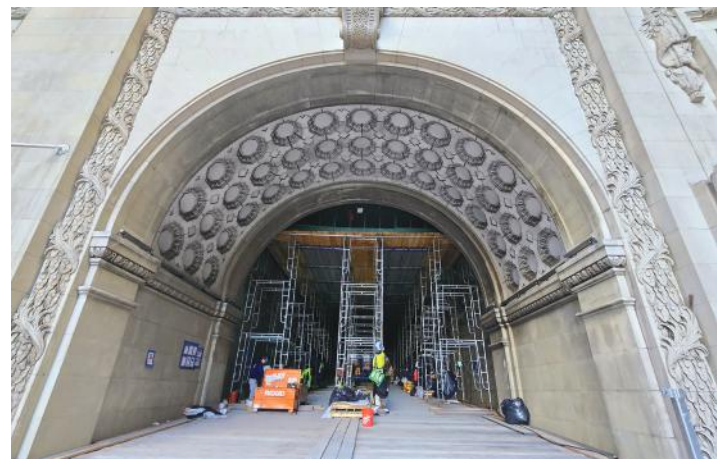


Fig. 3: Un sistema de plataforma suspendida instalado a 1.8 m (6 ft) por debajo del techo del viaducto permitió que las obras de restauración avanzaran sin interrumpir el tráfico (foto cortesía de Thornton Tomasetti)



Fig. 4: El techo del viaducto está construido con una losa de concreto con carbonilla suspendida y reforzada con malla metálica. La malla metálica dañada se sustituyó por material nuevo para restablecer la continuidad de la carga (foto cortesía de Thornton Tomasetti)



Fig. 5: Gracias al trabajo en equipo, a una planificación rigurosa, a herramientas avanzadas y a una gran experiencia, el techo del viaducto está listo para los próximos 100 años (foto cortesía de Thornton Tomasetti)

La exitosa restauración del techo suspendido de concreto con carbonilla situado bajo el número 230 de Park Avenue demuestra cómo una selección cuidadosa de los materiales y una ejecución por fases permiten lograr reparaciones duraderas y estructuralmente sólidas en entornos urbanos con grandes limitaciones (Fig. 5).

Este proyecto demostró que los sistemas antiguos de concreto ligero pueden rehabilitarse eficazmente utilizando materiales de reparación modernos, siempre que se dé prioridad a la compatibilidad. La baja densidad y la alta porosidad del concreto de ceniza exigían materiales con una respuesta mecánica similar, en lugar de simplemente una mayor resistencia. El uso de concreto ligero autocompactante, con un módulo de elasticidad adecuado y una contracción controlada, minimizó los esfuerzos en la interfaz y garantizó una adhesión duradera.

También fue fundamental comprender que el sistema original funcionaba como un conjunto de techo suspendido sin carga. Al considerarlo parte del revestimiento del edificio, en lugar de una estructura vial, los ingenieros evitaron un refuerzo innecesario que podría haber alterado las vías de transmisión de cargas o introducido una rigidez inconsistente con el diseño original.

El proyecto refuerza uno de los principios fundamentales de la ingeniería de conservación del concreto: la durabilidad no depende de la sustitución total de los materiales deteriorados, sino de la restauración, basada en conocimientos técnicos, de sus funciones originales.

Jun Yu es Director Sénior y responsable de la oficina de Newark en Thornton Tomasetti. Como miembro clave del área de Renovaciones de la empresa, Yu cuenta con más de 20 años de experiencia en la revisión, el análisis y el diseño de todo tipo de estructuras, y está especializado en la evaluación, el diseño y la dirección de obra de reparaciones estructurales y de revestimientos de edificios, especialmente en edificios históricos.



Kunal Badheka es Director del área de Renovación de Thornton Tomasetti. Cuenta con veinte años de experiencia en diseño estructural, evaluaciones del estado de las estructuras, reutilización adaptativa, conservación del patrimonio histórico e investigaciones forenses en una amplia variedad de edificios comerciales, residenciales y estacionamientos.



David Campos es Ingeniero de Proyectos Senior en Thornton Tomasetti. Como miembro del área de Renovación, Campos cuenta con amplia experiencia en el análisis de estructuras existentes y sistemas de revestimiento de edificios, así como en el diseño y la gestión de reparaciones para subsanar deficiencias.



Título original en inglés:
**TechSpotlight
Concrete Renewal in Motion**

Restoring the suspended slab beneath Manhattan's
Helmsley Building

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



Traductora:
**Lic. Iliana Margarita
Garza Gutiérrez**



Revisor Técnico:
**Dr. Jorge Maurilio
Rivera Torres**

Viable para una variedad de empleos

Explorando Proyectos de hidrodemolición Aquajet Ergo

Los proyectos de hidrodemolición vienen en todas las formas y tamaños. Algunos sitios de trabajo ofrecen un espacio de trabajo más abierto, lo que permite a los contratistas utilizar equipamiento más grande. Sin embargo, muchos de estos son espacios confinados, como interiores de edificios, lo que puede limitar el tamaño de los equipos. Para estas aplicaciones, los contratistas necesitan una máquina compacta que aun así proporcione la potencia adecuada.

El Aquajet Ergo puede operar en espacios reducidos y ofrecer un rendimiento de hidrodemolición cuatro veces más potente que el de una lanza manual. Su funcionalidad de control remoto también aumenta la seguridad, ya que permite al operador trabajar desde una distancia segura.

Los siguientes ejemplos de proyectos demuestran la capacidad del robot compacto de hidrodemolición de Aquajet:

Un sitio de trabajo histórico

Frank Capasso & Sons, Inc., de Northford, Connecticut, EE. UU., utilizó el robot de hidrodemolición Ergo para reparar un estacionamiento histórico en New Haven, Connecticut. El robot se combinó con el Aquajet Aqua Power Pack, una bomba compacta de alta presión que podía moverse por cada nivel del estacionamiento (Fig. 1).

Diseñado por el arquitecto modernista Paul Rudolph, el piso de concreto de 12 pulg. (305 mm) de espesor del Temple Street Garage se estaba deteriorando por décadas de exposición a la sal. Más de 40,000 ft² (3,700 m²) de losa deteriorada requerían reparación, y el contratista consideró utilizar martillos de impacto para la fase de demolición. Sin embargo, esta actividad habría sido



Fig. 1: La unidad compacta fue fácilmente trasladada por una cuadrilla de dos personas por cada nivel del estacionamiento

muy laboriosa y habría expuesto a los trabajadores al polvo de sílice. Además, el ruido asociado habría afectado las clases del cercano Gateway Community College, y las vibraciones inducidas podrían haber dañado la integridad de la estructura de importancia histórica.

Las reparaciones consistieron en trabajos de parcheo en los múltiples niveles del estacionamiento. Una cuadrilla de dos personas podía mover fácilmente el sistema Ergo de una zona de reparación a otra. Una vez instalado el sistema, un equipo de dos personas —un operador y un trabajador para retirar escombros y manejar las aguas residuales— removían diariamente entre 180 y 220 ft² (17 a 20 m²) de losa a una profundidad de 3 a 3.5 pulg. (76 a 89 mm). Se utilizaba una cantidad razonable de agua —aproximadamente 500 gal. (1,900 L) por día—, que era tratada y descargada, mientras que la lechada se enviaba a un centro de reciclaje.

Acceso limitado

El sótano de un edificio industrial en Montreal, Quebec, Canadá, requería una nueva distribución para tanques, cada uno necesitaba una línea de drenaje. También era necesario crear zanjas en el concreto del sótano para instalar nuevas tuberías de drenaje.

La losa proporciona una barrera contra el agua subterránea, por lo que se evitó el uso de martillos de impacto y sierras para asegurar que las varillas de refuerzo permanecieran intactas y que la losa no fuera perforada accidentalmente. Además, el entorno del sótano ofrecía acceso limitado, lo que restringía el uso de equipos de mayor tamaño.

El grupo MGC, con sede en Montreal, removió 20 m³ (26 yd³) de concreto a una profundidad de 2 ft (0.6 m) para el proyecto. El manejo de las aguas residuales fue particularmente difícil debido a la ubicación del trabajo, donde solo el equipo compacto podía acceder al área de trabajo. La cuadrilla recolectó el agua y el escombros de la zona de trabajo con un camión de vacío y los transfirió a un tanque de almacenamiento para su tratamiento.

Entorno bajo cero

Después de que una cuadrilla de mantenimiento retirara una bomba de un sumidero subterráneo en una planta de pulpa y papel en el norte de Alberta, Canadá, descubrieron que las varillas de refuerzo estaban expuestas en la cámara. Las paredes tenían aproximadamente 12 pulg. (305 mm) de espesor; alrededor de 4 pulg. (102 mm) del recubrimiento de concreto tanto en las paredes como en el techo estaba severamente deteriorado. El ingeniero de planta solicitó apoyo a Restocrete Inc., una empresa especializada en reparación de concreto en Edmonton, Alberta.

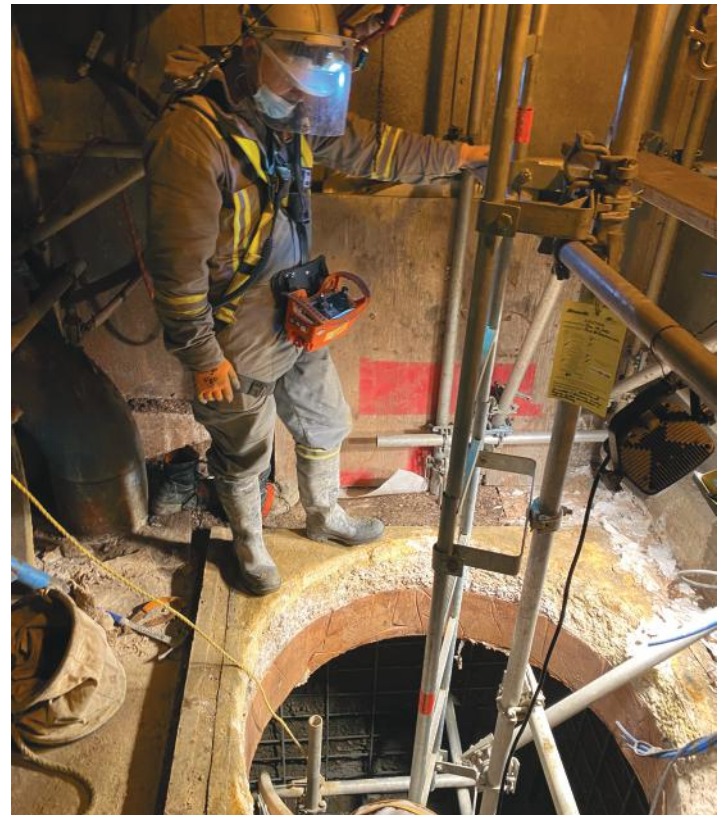


Fig. 2: La funcionalidad de control remoto de Ergo ayuda a los operadores a trabajar desde distancias seguras.

GI

Germann Instruments

The Pioneer of Innovative Nondestructive Test Systems for Concrete

ICAR PLUS

El reómetro ICAR Plus es un instrumento portátil y práctico para medir las propiedades fundamentales de flujo del concreto fresco bajo el modelo reológico de Bingham: tensión de fluencia y viscosidad plástica.

Stress Grow Test:

Realiza un ensayo controlado de crecimiento de esfuerzo a velocidad lenta constante, determinando la tensión de fluencia estática a partir del par máximo medido con alta precisión.

Flow Curve Test

Caracteriza la tensión de fluencia dinámica y la viscosidad plástica para una evaluación precisa del comportamiento reológico del material.



Contáctanos



Productos

El entorno de la cámara presentaba múltiples desafíos, comenzando por el área de retiro. El pozo tenía una profundidad de aproximadamente 16 ft (5 m) y se extendía por debajo del nivel freático, lo que hacía que los métodos tradicionales de remoción fueran difíciles y potencialmente peligrosos. La cuadrilla de Restocrete utilizó el control remoto del Ergo para operar el equipo de forma segura desde arriba (Fig. 2) y remover el concreto a una profundidad de 4 a 6 pulg. (102 a 152 mm).

Además, durante el proyecto las temperaturas descendieron hasta -22°F (-30°C). La cuadrilla de Restocrete construyó un cerramiento aislado para el Ergo y su bomba Jetstream, y se utilizaron calefactores para calentar el área de trabajo durante toda la operación. Aunque el cerramiento brindaba cierta protección contra el ambiente, en ocasiones permitió que el viento helado penetrara en el espacio de trabajo.

La visibilidad también se convirtió en un problema, ya que la humedad y las variaciones de temperatura dentro del espacio producían densas nubes de condensación. Esto dificultó la visibilidad y obligó a la cuadrilla a detener el trabajo en distintos momentos para permitir que el aire se aclarara y asegurar una operación segura dentro del pozo.

Restocrete completó el retiro y la reparación del concreto en tres de las cinco cámaras de la planta. Después de aproximadamente una semana de trabajo de hidrodemolición, las cuadrillas terminaron las reparaciones al formar y bombear nuevo concreto y aplicando un recubrimiento protector.

Ya sea en un estacionamiento histórico, en un edificio industrial o en un pozo subterráneo, el Ergo ofrece una solución versátil para los contratistas. La mayor seguridad, la operación por control remoto en espacios confinados y la eficiencia del sistema han convertido a la hidrodemolición en una alternativa eficaz frente a los métodos tradicionales de retiro y reparación de concreto.

Título original en inglés:

TechSpotlight

Viable for a Variety of Jobs

Exploring Aquajet Ergo hydrodemolition projects

La traducción de este artículo correspondió al Capítulo de México Noroeste



Traductor:

**Est. Emiliano
Martínez Villalobos**



Revisor Técnico:

**Ing. Oscar Ramírez
Arvizu**

05

Cálculo de la Fuerza Cortante en Juntas Viga-Columna

Estructuras asignadas a SDC A y B donde la transferencia de momentos no está controlada por la capacidad a flexión de la viga

Por Gustavo J. Parra-Montesinos, Sergio M. Alcocer, Martin A. Cuadra, and Rashid Ahmed

El Capítulo 15 del Código ACI-318-25¹ incluye disposiciones para el diseño de juntas viga-columna en estructuras asignadas a la Categoría de Diseño Sísmico (SDC) Tipo A. Estas disposiciones cubren la fuerza cortante en la junta, la resistencia al corte de la junta, el detallado del refuerzo y la transmisión de la fuerza axial a través del sistema de pisos. Las mismas disposiciones se aplican al diseño de juntas en estructuras asignadas a SDC Tipo B, excepto que la fuerza cortante en juntas de pórticos ordinarios resistentes a momento se calcula según la Sección 18.3.4 del Código ACI-318-25.

Las disposiciones del Código ACI-318-25 para el cálculo del cortante horizontal en la junta generalmente implican que la transferencia de momentos está gobernada por la fluencia a flexión de la viga. Sin embargo, el diseño de conexiones columna fuerte/viga débil en el Código ACI-318-25 solo es requerido para pórticos especiales resistentes a momento (SDC Tipos D, E y F). En este artículo, se proporciona una guía para el cálculo de la fuerza cortante horizontal en juntas de estructuras asignadas a SDC Tipos A y B, donde la transferencia de momentos está gobernada por la fluencia flexionante de la columna o donde no se espera que todos los elementos adyacentes alcancen sus resistencias flexionantes de diseño, con base en los resultados de un análisis con cargas factorizadas.

Cálculo de la Fuerza Cortante en Juntas Viga-Columna de Acuerdo con el Código ACI-318-25

La sección 15.4.2.1 del Código ACI-318-25 permite que el cortante en juntas viga-columna de estructuras asignadas a SDC Tipo A se calcule asumiendo que las vigas alcanzan su resistencia nominal a flexión M_n .

Para juntas en las que la viga es continua a través de la columna en la dirección de la carga considerada (por ejemplo, vigas que llegan a caras opuestas de la junta), la Sección 15.4.2.1 también permite que la fuerza cortante se calcule con base en el momento máximo transferido a la junta, obtenido de un análisis con cargas factorizadas. Las mismas disposiciones se aplican a juntas de pórticos que no forman parte del sistema resistente a fuerzas sísmicas en estructuras asignadas a SDC Tipo B. Para juntas viga-columna de pórticos que sí forman parte del sistema resistente a fuerzas sísmicas de estructuras asignadas a SDC Tipo B, la Sección 18.3.4 requiere que el cortante en la junta se calcule en todos los casos asumiendo que las vigas alcanzan M_n .

Las disposiciones del Código ACI-318-25 para determinar la fuerza cortante horizontal en la junta, basadas en la capacidad flexionante nominal de la(s) viga(s), fueron desarrolladas asumiendo una conexión columna fuerte/viga débil, para la cual el momento máximo transferido a la junta está gobernado por la fluencia a flexión de la viga. Para juntas donde la transferencia máxima de momento está gobernada por la fluencia a flexión de las columnas, como suele ocurrir en juntas de techo, el conservadurismo de este enfoque aumenta a medida que se incrementa la relación de resistencia a momento viga-columna. También existen otras situaciones en las que determinar la fuerza cortante en la junta basándose en que la(s) viga(s) alcanzan M_n puede llevar a valores de fuerza cortante irrealmente grandes, porque la resistencia de los elementos no controla el diseño. Este es el caso de juntas con vigas cuyo diseño a flexión está gobernado por condiciones de servicio, como en pórticos con vigas postensadas (PT). Se consideran dos escenarios para el cálculo de la fuerza cortante horizontal en la junta: 1) una junta tipo “rodilla” en techo, donde la resistencia a flexión de la columna es menor que la resistencia a flexión de la viga; y 2) una junta donde no se espera que todos los elementos adyacentes alcancen su resistencia a flexión de diseño. El enfoque utilizado para calcular la fuerza cortante en la junta en estos dos escenarios es consistente con la Sección 3.3.4 del documento ACI PCR-352-02.²

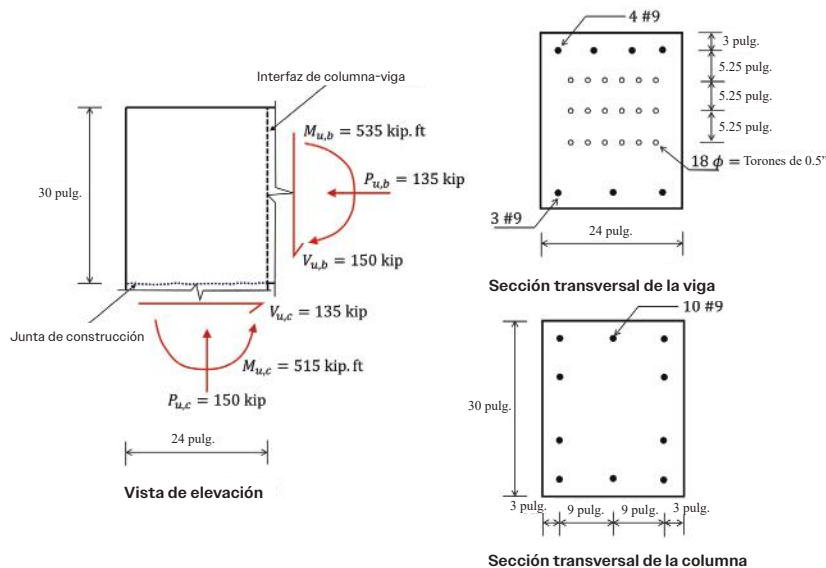


Fig. 1: Ejemplo de junta de techo y secciones transversales de los elementos.

Cálculo de la Fuerza Cortante en la Junta en Juntas Viga-Columna con Transferencia de Momentos Gobernada por la Resistencia a Flexión Nominal de la Columna

La transferencia de momentos en juntas de techo a menudo está limitada por la capacidad a flexión de las columnas. En tales casos, la fuerza cortante en la junta puede calcularse con base en las fuerzas de tensión y compresión en la viga, consistentes con que la columna desarrolle su resistencia a flexión nominal.

Considérese el caso de una junta de techo entre una viga postensada (PT) y una columna de concreto reforzado, como se muestra en la Fig. 1. La columna tiene una sección transversal de 30 × 24 pulg., mientras que la viga tiene 24 pulg. de ancho por 30 pulg. de peralte. Para simplificar, en este ejemplo se ignora la presencia de la losa. Las acciones en la junta obtenidas de un análisis con cargas factorizadas también se muestran en la Fig. 1, junto con el refuerzo longitudinal en la viga y la columna en las caras de la junta. Se asume que los momentos secundarios y otros efectos del postensado han sido considerados en el análisis. El refuerzo no preesforzado en la viga consiste en cuatro barras No. 9 (superior) y tres barras No. 9 (inferior), las cuales satisfacen los requisitos de refuerzo mínimo a tracción adherido y refuerzo para integridad estructural, respectivamente. El acero de preesfuerzo consiste en 18 torones no adheridos de 1/2 in de diámetro, distribuidos en tres capas.

El esfuerzo efectivo de preesfuerzo es $f_{se} = 175$ ksi. El refuerzo longitudinal en la columna consiste en 10 barras No. 9. La resistencia a compresión especificada del concreto es $f'_c = 5000$ psi (peso normal), y la resistencia nominal de fluencia del acero no preesforzado es $f_y = 60$ ksi.

La Figura 2 muestra las acciones en la junta asociadas a que la columna alcance su resistencia a flexión nominal. Para la misma excentricidad de la carga axial en la columna obtenida del análisis ($M_{u,c}/P_{u,c}$), el momento nominal y la resistencia axial de la columna son $M_{n,c} = 623$ kip-ft y $P_{n,c} = 181$ kip, respectivamente. El momento, la fuerza cortante y la fuerza axial correspondientes en la viga en la cara de la junta, calculados con base en el equilibrio, también se muestran en la Fig. 2. Debido a que el momento en la viga es menor que su capacidad a flexión nominal (1,200 kip-ft), la transferencia máxima de cortante en la junta está gobernada por la capacidad a flexión de la columna. Para determinar la fuerza cortante horizontal en la junta, es necesario evaluar los esfuerzos internos y las fuerzas resultantes en la viga. Nótese que la fuerza de postensado es una fuerza interna equilibrada por una fuerza de compresión resistida por el concreto. El esfuerzo calculado en el acero de postensado a la resistencia a flexión nominal es f_{ps} es 195 ksi. Debido a que el momento en la viga es significativamente menor que su resistencia a flexión nominal, el esfuerzo de tensión en el acero PT estará entre $f_{se} = 175$ ksi y $f_{ps} = 195$ ksi. Para simplificar, en el análisis se asumió un esfuerzo promedio de 185 ksi.

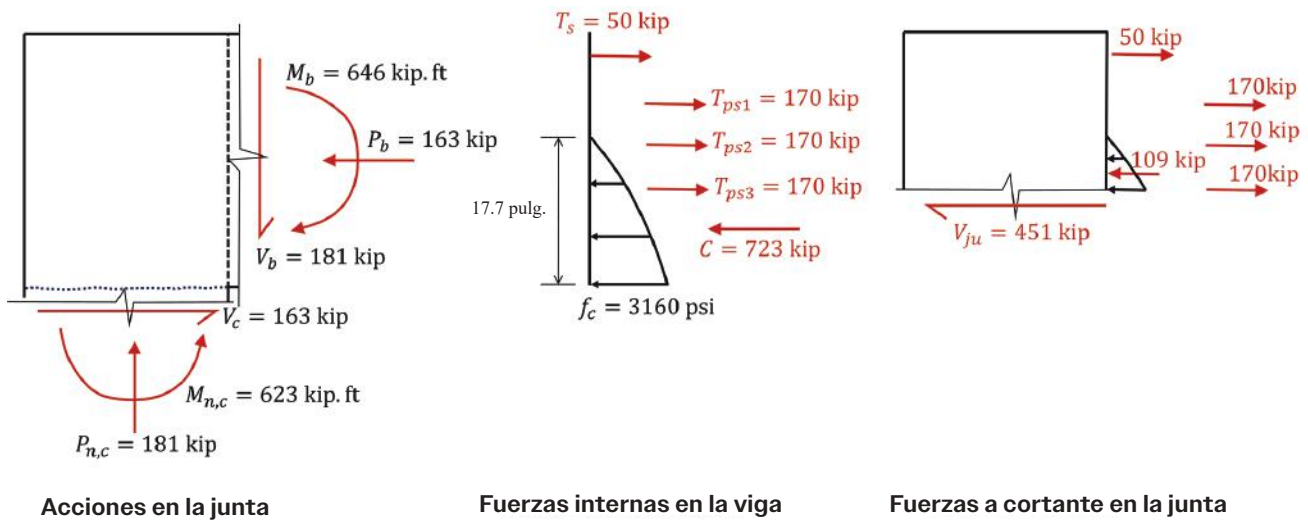


Fig. 2: Cálculo del cortante horizontal en la junta para el caso de transferencia de momentos gobernada por la resistencia a flexión nominal de la columna.

Para el momento considerado en la viga, el refuerzo no preesforzado permaneció en el rango elástico. Se utilizó la parábola de Hognestad (Ritter) para modelar la respuesta esfuerzo-deformación a compresión del concreto. Como alternativa, podría realizarse un análisis de sección elástica fisurada. Despreciando el efecto del acero a compresión, se obtuvieron la distribución de esfuerzos y las fuerzas internas resultantes en la viga, como se muestra en la Fig. 2. La diferencia de fuerzas normales que actúan en la sección es igual a la fuerza axial neta en la viga.

Las Secciones 15.4.2.1 y 18.3.4 del Código ACI-318-25 indican que el cortante en la junta debe calcularse en la mitad de la altura de la junta. Sin embargo, para juntas con varias capas de refuerzo de acero a lo largo del peralte de la viga, como en la junta del ejemplo, el plano horizontal más crítico para determinar la fuerza cortante en la junta V_{ju} es aquel para el cual la relación entre V_{ju} y el área efectiva neta de la junta A_j , considerando el área del recubrimiento de los torones, es máxima. En este caso, se obtiene $V_{ju} = 451$ kip realizando un corte horizontal justo por debajo de la capa inferior de los tendones (PT). Cabe señalar que en juntas con refuerzo no adherido, el área horizontal ocupada por el acero de preesfuerzo, incluyendo su recubrimiento, debe ser restada del área horizontal bruta, debido a la falta de interacción entre el acero de preesfuerzo y el concreto circundante.

El área horizontal ocupada por el recubrimiento de un solo tendón PT es igual al diámetro del recubrimiento multiplicado por la distancia entre la cara de la columna y el extremo del recubrimiento. Para la capa inferior de los tendones PT, y asumiendo una longitud del recubrimiento de 22 pulgadas, el área horizontal $A_{recubrimiento}$, es aproximadamente $6(0.625 \text{ pulg.})(22 \text{ pulg.}) = 82.5 \text{ pulg.}^2$. El área efectiva neta de la junta es, por lo tanto, $A_j = b_j h_c - A_{recubrimiento} = (30 \text{ pulg.})(24 \text{ pulg.}) - 82.5 \text{ pulg.}^2 = 638 \text{ pulg.}^2$, donde b_j y h_c son el ancho efectivo de la junta (igual al ancho de la columna en este caso) y la profundidad de la columna, respectivamente.

Para la configuración de la junta considerada (una junta sin vigas transversales que la confinen, una columna y una viga discontinuas), la resistencia de diseño al corte según el Código ACI-318-25 es

$$\phi V_{n,j} = 0.75 \lambda \left[12 \sqrt{f'_c} (b_j h_c - A_{sheathing}) \right] = 0.75 (1) \left(\frac{12 \sqrt{5000}}{1000} \right) (638) = 406 \text{ kip}$$

donde λ es el factor de concreto ligero (1.0 para concreto de peso normal). En este caso, la resistencia de diseño de la junta es menor que el cortante calculado (por ejemplo, $406/451 = 0.90$). Una posible solución para cumplir con la resistencia cortante requerida es incrementar la resistencia a compresión especificada del concreto a 6,500 psi.

Cálculo de la Fuerza Cortante en la Junta en Juntas Viga-Columna con Transferencia de Momentos Basada en los Resultados de un Análisis con Cargas Factorizadas

La Figura 3 muestra una junta viga-columna similar a la analizada previamente, pero con una columna continua a través de la junta. El diseño a flexión de la columna y la viga es el mismo que en el ejemplo anterior. Se asume que la junta forma parte de una estructura asignada a SDC Tipo A o de un pórtico que no forma parte del sistema resistente a fuerzas sísmicas en una estructura asignada a SDC B. En este caso, debido a que las resistencias a flexión de diseño de las columnas y la viga son mayores que los momentos factorizados correspondientes, se recomienda calcular la fuerza cortante en la junta con base en los resultados del análisis. Un argumento similar puede hacerse para una junta que forma parte de un pórtico ordinario resistente a momento si el diseño de los elementos adyacentes no está gobernado por cargas inducidas por sismos.

Las fuerzas internas calculadas en la viga y la fuerza cortante horizontal en la junta, siguiendo el mismo procedimiento aplicado a la junta de techo, se muestran en la Fig. 3. Debido a que la junta tiene una columna continua, la fuerza cortante en la columna por encima de la junta (80 kip) aparece en el diagrama de cuerpo libre utilizado para calcular la fuerza cortante horizontal en la junta (483 kip). Para esta configuración de junta (una junta sin vigas transversales que la confinen, una columna continua y una viga discontinua), la resistencia de diseño al corte según el Código ACI-318-25 es

$$\phi V_{n,j} = 0.75\lambda \left[15\sqrt{f'_c} (b_j h_c - A_{sheathing}) \right] = 0.75(1) \left(\frac{15\sqrt{5000}}{1000} \right) (638) = 508 \text{ kip}$$

En este caso, la resistencia de diseño de la junta es adecuada.

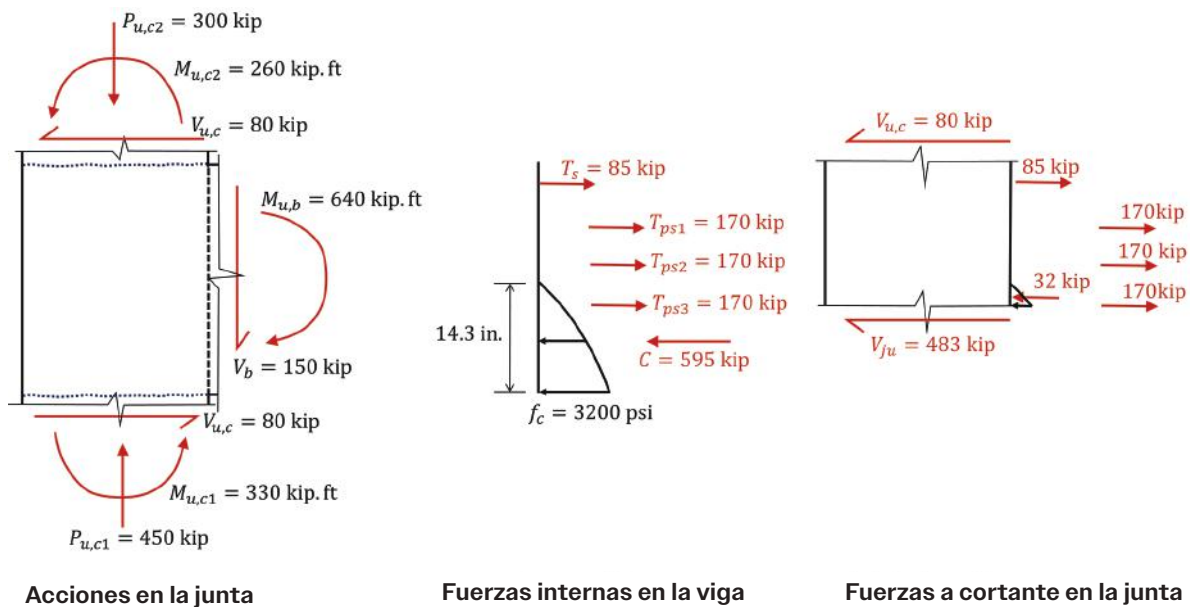


Fig. 3: Cálculo de la fuerza cortante en la junta horizontal basado en resultados de análisis con cargas factorizadas para una junta con columna continua.

Conclusiones

Las disposiciones del Código ACI-318-25 para el cálculo del cortante horizontal en juntas viga-columna que forman parte del sistema resistente a fuerzas sísmicas en estructuras asignadas a SDC Tipo B se basan en la suposición de que la transferencia de momentos está gobernada por la fluencia a flexión de la viga. La misma suposición está permitida en estructuras asignadas a SDC Tipo A. Sin embargo, en juntas de techo, la transferencia de momentos a menudo está controlada por la capacidad a flexión de la columna. También existen casos, como en juntas de pórticos con vigas postensadas (PT) cuyo diseño está gobernado por condiciones de servicio, en los que la resistencia a flexión de diseño de las vigas es sustancialmente mayor que la requerida por el análisis. Para estos dos escenarios, se recomienda el uso de un procedimiento para calcular la fuerza cortante en la junta que sea consistente con el Documento ACI PRC-352-02. Para juntas de estructuras asignadas a SDC Tipos A y B, donde se espera que los elementos adyacentes permanezcan esencialmente en el rango elástico bajo las acciones obtenidas mediante un análisis con cargas factorizadas, se recomienda que la fuerza cortante en la junta se calcule con base en los resultados del análisis. Sin embargo, esto no debe aplicarse a juntas que forman parte del sistema resistente a fuerzas sísmicas en estructuras asignadas a SDC Tipo B, donde el diseño de las vigas, columnas o ambos está gobernado por cargas inducidas por sismos. Para juntas de techo donde la transferencia máxima de momento está controlada por la capacidad a flexión de la columna, la fuerza cortante horizontal en la junta puede calcularse con base en las fuerzas en la viga necesarias para equilibrar la resistencia nominal al momento de la columna.

Se recomienda que los procedimientos ilustrados en este artículo se utilicen como base para una propuesta de modificación de la normativa, con el fin de ampliar los requisitos del Código ACI-318-25 para el diseño de juntas viga-columna en estructuras asignadas a SDC Tipos A y B.

Agradecimientos

Esta publicación fue publicada conjuntamente con el *PTI JOURNAL* y también aparece en el *PTI JOURNAL*, V. 21, No. 2. Para más información sobre el *PTI JOURNAL*, visita www.post-tensioning.org/ptijournal.

Referencias

1. ACI Committee 318, "Building Code for Structural Concrete—Code Requirements and Commentary (ACI CODE-318-25)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2025, 702 pp.
2. Joint ACI-ASCE Committee 352, "Recommendations for Design of Beam-Column Connections in Monolithic Reinforced Concrete Structures (ACI PRC-352-02) (Reapproved 2010)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2002, 38 pp.

Recibido y revisado conforme a las políticas de publicación del Instituto.

Gustavo J. Parra-Montesinos, FACI, es profesor de ingeniería estructural en la Universidad de Wisconsin-Madison, Madison, WI, USA. Fue presidente (de 2014 a 2025) del Subcomité 318-J del ACI, Juntas y Conexiones; expresidente y actual miembro del Comité 352 del ACI, Juntas y Conexiones en Estructuras de Concreto Monolítico; y miembro del Comité 318 del ACI, Código de Construcción de Concreto Estructural, así como de los Subcomités 318-C, Seguridad, Servicio y Análisis, y 318-H, Disposiciones Sísmicas.



Sergio M. Alcocer, FACI, es profesor en el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM), Ciudad de México, México, y profesor de medio tiempo en el Klesse College of Engineering and Integrated Design de la Universidad de Texas en San Antonio, San Antonio, TX, EE. UU. Es presidente del Comité 352 del ACI, Juntas y Conexiones en Estructuras de Concreto Monolítico, y del Subcomité 318-H del ACI, Disposiciones Sísmicas, además de miembro del Comité 318 del ACI, Código de Construcción de Concreto Estructural.



Martin A. Cuadra, FACI, es Ingeniero Principal Senior en Uzun + Case Engineers en Atlanta, GA, EE. UU. Es miembro del Comité Conjunto ACI-PTI 320, Código de Concreto Estructural Postensado. Es presidente del Consejo Asesor Técnico (TAB) del Post-Tensioning Institute (PTI) y miembro de varios otros comités del PTI. También es miembro del Comité del Manual de la Industria, que publica el PCI Design Handbook, novena edición.



Rashid Ahmed, FACI, es Vicepresidente en Walker Consultants. Es presidente del Comité 362 del ACI, Estructuras de Estacionamiento, y miembro del Comité 423 del ACI, Concreto Preesforzado, así como del Comité Conjunto ACI-PTI 320, Código de Concreto Estructural Postensado. También es presidente del PTI DC-25, Comité de Estructuras de Estacionamiento, y miembro del PTI DC-20, Comité de Diseño de Edificios, y del Comité Sísmico del PCI. Ahmed es ingeniero estructural colegiado e ingeniero profesional licenciado en varios estados de EE. UU.



Título original en inglés: Calculation of Shear Force in Beam-Column Joints

Structures assigned to SDC A and B where moment transfer is not controlled by beam flexural capacity

La traducción de este artículo correspondió al Capítulo de Perú



Traductora:
**Est. Maricielo
Fernanda Rodríguez
Moreno**



Revisor Técnico:
**Ing. Cristopher
Joseph Nuñez
Varillas**

Actualizaciones del Comité 355 del ACI para la Calificación Sísmica de Anclajes en Concreto posinstalados

Por Andra Hörmann-Gast y Tara C. Hutchinson

El Comité 355 del ACI, Anclaje al concreto, ha publicado normas para el ensayo y la evaluación de anclajes posinstalados desde que se emitió la primera versión del ACI 355.2 en 2001¹. En la actualización más reciente de las normas de precalificación del ACI 355, se introdujeron cambios significativos en los requisitos de ensayo y evaluación de los anclajes destinados a su uso en entornos de diseño sísmico (SDC C a F). Estos cambios se reflejan en el código ACI-355.2-24, “*Post-Installed Mechanical Anchors in Concrete—Qualification Requirements and Commentary*”², y en el código ACI-355.4-24, “*Post-Installed Adhesive Anchors in Concrete—Qualification Requirements and Commentary*”³. Ambas normas están incorporadas por referencia en el Código ACI-318-25, “*Building Code for Structural Concrete—Code Requirements and Commentary*”⁴. Este artículo presenta el contexto de estos cambios, incluida una perspectiva histórica de la calificación sísmica y del diseño de anclajes, así como la investigación que los respalda y las decisiones adoptadas por el Comité 355 del ACI.

Perspectiva histórica

Los ensayos y la evaluación de anclajes posinstalados, para verificar su cumplimiento con base en los requisitos de los códigos de construcción de Estados Unidos, se remontan a la década de 1970.

Debido a las exigencias más rigurosas asociadas a la construcción en entornos sísmicos, la *International Conference of Building Officials* (ICBO)^a, organización modelo de códigos predominante en el oeste de Estados Unidos, asumió el liderazgo en la emisión de los llamados *Acceptance Criteria* (Criterios de Aceptación) para la evaluación de productos, a través de su servicio de evaluación (ICBO ES). El primer documento de criterios de aceptación, ACO1⁵, abordó los anclajes expansivos posinstalados. Los informes emitidos bajo ACO1 se presentaban ante las autoridades de construcción como “evidencia de cumplimiento”. Antes de 1994, ICBO ES evaluaba los anclajes posinstalados con base en el valor promedio de los resultados de ensayo, dividido por un factor global de seguridad de 8 para instalaciones no inspeccionadas y de 4 para instalaciones inspeccionadas. A pesar de la naturaleza particular de las cargas sísmicas, no se requería ninguna evaluación bajo condiciones de carga dinámica o cíclica para establecer las capacidades de los anclajes postinstalados a cortante y a tracción.

El sismo de Northridge del 17 de enero de 1994 fue relevante por varias razones. Además de los daños extensos en los pórticos resistentes a momento de acero y en las autopistas, puso en evidencia las deficiencias en los anclajes postinstalados utilizados para fijar componentes no estructurales, como tuberías de rociadores contra incendio, equipos mecánicos, equipos eléctricos y otros, tal como se señaló en un informe publicado en ese momento⁶.

“La instalación deficiente de los anclajes de los equipos fue puesta a prueba durante el sismo. Por ejemplo, el sistema de anclaje de dos enfriadoras ubicadas en la cubierta de un edificio comercial de tres pisos con muros estructurales, en Sherman Oaks, falló debido a una profundidad de anclaje insuficiente en los pernos. Las conexiones en la base de las bombas de agua adyacentes, con tuberías flexibles y su respectivo sistema de topes, fallaron debido a un sistema de arriostamiento mal concebido. Pernos de anclaje mal instalados en equipos mecánicos y eléctricos fallaron por arrancamiento. Los tableros eléctricos se volcaron debido a anclajes mal instalados y/o dimensionados. Todos los daños observados podrían haberse evitado fácilmente con anclajes y arriostamientos adecuados”⁶.

^a La International Conference of Building Officials, establecida originalmente en 1922 como la Pacific Coast Building Officials Conference, comenzó a publicar el Uniform Building Code (UBC) en 1927. En 1994 se fusionó con otras dos organizaciones vinculadas al desarrollo de códigos de construcción, dando origen al International Code Council (ICC).

“Se observaron fallos graves en los elementos estructurales de los cuartos técnicos de la cubierta (muros y arriostramientos) en varios edificios. Los equipos instalados en la cubierta, tanto interiores como exteriores, se vieron con frecuencia afectados, especialmente los instalados sobre dispositivos de aislamiento de vibraciones. Entre las formas más comunes de fallo de los anclajes, se observó el arrancamiento de los pernos expansivos anclados al concreto”⁶.

Como consecuencia directa de los fallos observados, los informes de evaluación de anclajes postinstalados emitidos por el ICBO ES entre 1995 y 1997 no incluyeron cargas admisibles para condiciones sísmicas y señalaron que su establecimiento estaría condicionado a la implementación de procedimientos adecuados de ensayo y evaluación⁷.

La necesidad de contar con un protocolo de ensayo para determinar la capacidad sísmica dio lugar, en 1997, a una propuesta de la recién creada *Concrete Anchor Manufacturers Association* (CAMA)⁸. La propuesta de CAMA consistía en un protocolo de ensayo con carga cíclica basado, de manera general, en procedimientos desarrollados para instalaciones nucleares CANDU (*Canada Deuterium Uranium*) en Canadá, y publicados, hasta la fecha, en la norma CSA N287.3⁸. La base del procedimiento experimental canadiense fue un estudio realizado por Ontario Hydro⁹, mediante el análisis de sistemas de un grado de libertad en edificios y sus componentes cuando eran sometidos al sismo de El Centro de 1940. El protocolo propuesto por CAMA fue adoptado por el ICBO ES en las versiones de 1997 de AC01⁵ y AC58¹⁰, convirtiéndose en el estándar de facto para la calificación sísmica de anclajes postinstalados. En 2001, el ACI 355.2 incorporó el procedimiento de ensayo del AC01/AC58 con dos cambios. El cambio más significativo fue un nuevo requisito: que los ensayos sísmicos se realizaran en concreto que, después de instalar el anclaje, presentara una grieta de 0.5 mm. Desde entonces, este ancho de grieta se ha asociado con las condiciones de servicio¹¹. El segundo cambio estaba asociado al nivel de carga, que pasó de un máximo del 40 % de la capacidad estática de referencia del concreto no fisurado al 50 % de la capacidad

estática de referencia con una grieta de 0.5 mm. Posteriormente, el procedimiento de ensayo del AC01 fue adoptado en la primera versión del ACI 355.4, en 2011¹². El procedimiento de ensayo sísmico del ACI 355.2-01/355.4-11, que, para efectos de este artículo, se denominará en adelante “C1”, permaneció sin cambios hasta las actualizaciones de 2024 del código ACI 355.2 y del código ACI 355.4. La Tabla 1 y la Figura 4 comparan los protocolos de carga a tracción de los distintos documentos de ensayo citados en este artículo.

La edición de 2002 del ACI 318 fue la primera versión de la norma de diseño que incorporó el diseño de anclajes mediante el método de diseño por capacidad del concreto (CCD). En el ACI 318-02¹³, se exigía la calificación de los anclajes conforme al ACI 355.2-01 para los anclajes postinstalados en concreto, y la calificación sísmica para los anclajes utilizados en estructuras clasificadas en la Categoría de Diseño Sísmico (SDC) C o superior, de acuerdo con el ASCE/SEI 7. Además, la capacidad de diseño se reducía mediante un factor de 0.75 para considerar condiciones no previstas o no contempladas en los ensayos de laboratorio, entre ellas la pérdida de sección de concreto por desprendimiento, la intersección de grietas en la ubicación de los anclajes y la distribución no uniforme de la carga entre los anclajes bajo condiciones dinámicas. Posteriormente, el ACI 318-08¹⁴ limitó la aplicación del factor de 0.75 únicamente a los modos de fallo del concreto (véase la Sección 17.10.5.4 del ACI 318-25 para los requisitos vigentes). Más adelante, se introdujeron cambios paralelos en el ACI 318-11¹⁵ y el ASCE/SEI 7-10 para abordar distintas condiciones de diseño sísmico de los anclajes. El ASCE/SEI 7-10 incorporó un factor de sobrerresistencia, Ω_o , en los requisitos de anclaje, como multiplicador de las cargas de diseño en conexiones sin ductilidad¹⁶. En 2011, el ACI 318 incorporó requisitos de diseño sísmico que definieron qué condiciones constituyen fallas dúctiles de la conexión, lo que permite diseñar conexiones dúctiles sin multiplicar las cargas de diseño por Ω_o .

⁶ La Structural Engineers Association of Southern California (SEAOSC) presentó una propuesta alternativa. Esta propuesta exigía una carga cíclica de amplitud creciente por etapas hasta el fallo, como es habitual en otros subconjuntos estructurales. Además, según se planteaba, buscaba demostrar la equivalencia entre el anclaje postinstalado objeto del ensayo y un anclaje preinstalado del mismo diámetro y con la misma profundidad de anclaje, siendo considerada más exigente que la propuesta de la CAMA. En consecuencia, aunque la ICBO ES la modificó como método alternativo, no se conocen informes basados en este procedimiento de ensayo.

Tabla 1:**Comparación de las características de carga a tracción y de los periodos de aplicación de distintos protocolos de ensayo sísmico para anclajes.**

Fuente	CSA N287.3	AC01 AC58	Código ACI-355.2 Código ACI-355.4	Código ACI-355.2 Código ACI-355.4
Ediciones normativas aplicables	Desconocido–actualidad	1997-2001	2001-2022	2024
¿Se considera el agrietamiento cíclico sísmico?	No			Sí
Esquema de carga cíclica	Amplitudes descendientes			Amplitudes ascendentes
Número total de ciclos de carga en el ensayo cíclico a tracción	340	140		75
Ciclos a carga máxima	30	10		5
Carga máxima cíclica a tracción	$0.53f_y$	$0.4\bar{N}_{seis,0}^*$	$0.5\bar{N}_{seis,1}^\dagger$	$0.75\bar{N}_{seis,2}^\ddagger$
Condición de fisuración durante la carga cíclica	—	—	0.02 pulg. (0.5 mm)	0.032 pulg. (0.8 mm)

* La Tabla 1 compara las características del ensayo sísmico a tracción de los anclajes postinstalados. Los protocolos aquí presentados también incluyen ensayos a cortante, con relaciones comparables a las de sus respectivos protocolos de carga cíclica a tracción

† Para permitir la comparación entre diferentes protocolos de ensayo, en este documento se introduce N_{seis} para representar la capacidad promedio determinada a partir de ensayos estáticos de referencia, reducida según sea necesario para cumplir los requisitos de calificación sísmica. $N_{seis,0}$ se basa en ensayos en concreto no fisurado, divididos entre 5 y multiplicados por 1,33 y 1,5. $N_{seis,1}$ se basa en un ensayo de referencia en una grieta de 0.02 pulg. (0.5 mm), mientras que $N_{seis,2}$ se basa en un ensayo de referencia en una grieta de 0.032 pulg. (0.8 mm).

Casi una década después de la publicación del ACI 355.2-01, los sismos que ocasionaron daños en Haití (2010), Maule, Chile (2010), Christchurch, Nueva Zelanda (2011) y Sendai, Japón (2012) evidenciaron debilidades persistentes en los anclajes preinstalados y postinstalados en concreto. Podría decirse que no se ha producido un Sismo Máximo Considerado (Nivel-MCE_R) cerca de un centro poblado de Estados Unidos o Canadá desde el sismo de San Francisco de 1906, y que no se ha presentado un sismo de diseño desde el de Northridge de 1994. Sin embargo, para quienes participan en el reconocimiento de daños por sismo, la investigación sísmica y el desarrollo de códigos, resultaba cada vez más evidente la necesidad de contar con un protocolo de ensayo más representativo de los efectos de las fuerzas sísmicas sobre los anclajes en concreto. Este reconocimiento incluía no solo las cargas cíclicas sobre los anclajes, sino también el hecho de que las grietas que los interceptan presentan ciclos de apertura y cierre a medida que el propio concreto es sometido a cargas cíclicas reversibles.

Investigación

Poco después del evento de Northridge, se llevaron a cabo investigaciones para estudiar las condiciones reales a las que están sometidos los anclajes durante los sismos. Estas investigaciones condujeron al desarrollo del protocolo de ensayos sísmicos, incorporado en las versiones de 2024 de los códigos ACI-355.2 y ACI-355.4, que, para efectos de este artículo, se denominará “C2”. Mahrenholtz et al.¹¹ presentan una revisión integral de los trabajos citados y de las metodologías empleadas para el desarrollo del protocolo de ensayo C2, así como una revisión del desarrollo del protocolo original (C1). Estudios adicionales¹⁷⁻²¹, realizados con posterioridad a la publicación de Mahrenholtz et al., respaldaron este enfoque.

Las primeras investigaciones de Hoehler²² aportaron elementos para comprender el comportamiento básico de los anclajes durante los sismos, incluida la confirmación de que, durante estos eventos, el ancho de las grietas presenta un comportamiento cíclico (apertura y cierre). Se analizaron diversos detalles de vigas de concreto reforzado, lo que demostró que

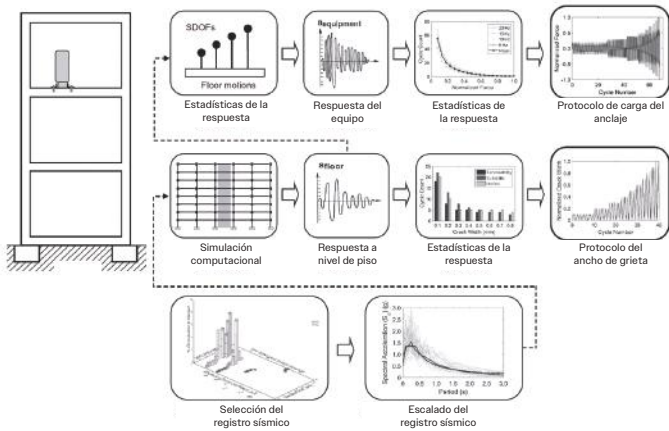


Fig. 3: Metodología empleada para desarrollar el protocolo de carga en los anclajes (a tracción y a cortante) y el protocolo de agrietamiento cíclico.^{23,24}

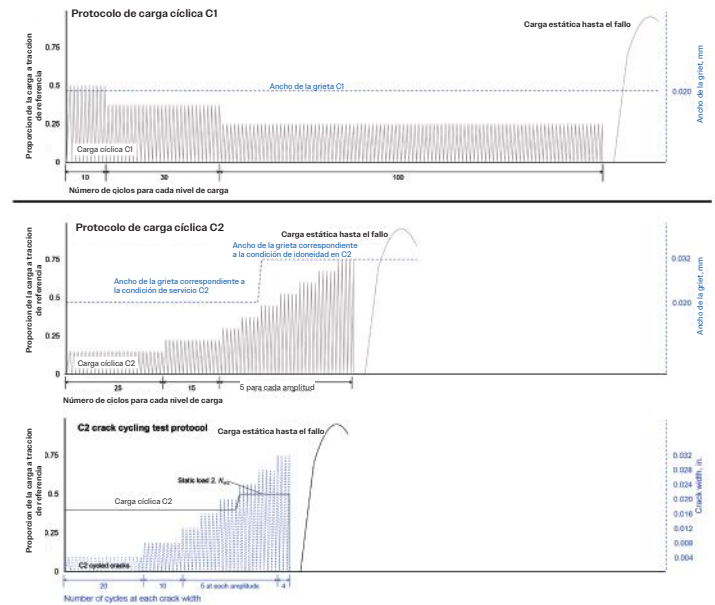


Fig. 4: Protocolo de carga cíclica C1 (arriba), protocolo de carga cíclica C2 (centro) y protocolo de carga cíclica de fisuras C2 (abajo).

Implementación

Antes de 2013, en Europa no se exigía la calificación sísmica de los anclajes postinstalados. Con la incorporación, en 2013, del ensayo y diseño sísmicos en Europa mediante la ETAG 001²⁶, se establecieron dos niveles basados en la aceleración pico del terreno (PGA): uno que utilizaba el protocolo estadounidense de ensayo C1 ya existente y otro que empleaba el nuevo protocolo de ensayo C2. Aunque los niveles definidos por PGA en Europa y las Categorías de Diseño Sísmico (SDC) empleadas en el ASCE/SEI 7 no son directamente comparables, las correspondencias entre ambas clasificaciones muestran que el límite entre los ensayos C1 y C2 en Europa cae, en su equivalente estadounidense, dentro de la SDC B; es decir, el marco europeo de diseño exige C1 para el equivalente de la SDC A y una parte de la SDC B, mientras que el C2 se exige para el equivalente de la SDC C en adelante²⁷. En el código ACI-318, la calificación sísmica de los anclajes postinstalados no se exige para las categorías SDC A y B, por lo que un nivel C1 equivalente al enfoque europeo no resulta aplicable en el marco normativo vigente en Estados Unidos.

En 2016, se conformó un grupo de trabajo del Comité ACI 355 dedicado a actualizar la calificación sísmica, con el fin de evaluar el estado del arte en esta materia y la aplicabilidad del protocolo de ensayo C2. El trabajo adelantado por el Comité ACI 355 tuvo su contraparte, en el mismo periodo, en la CAMA, que elaboró un documento de Acceptance Criteria publicado en 2020²⁸, en el cual se incorporaron tanto el protocolo de ensayo C1 como el C2 bajo las denominaciones “ASPC 1” y “ASPC 2”, respectivamente, con el fin de permitir futuras

referencias a uno de los dos protocolos o a ambos. Los requisitos reglamentarios para la calificación de los anclajes de estos protocolos de ensayo sísmico no se incorporaron en el ASCE/SEI 7-22²⁹. Reconociendo el papel fundamental del ACI en esta materia, el Comité ACI 355 estableció requisitos de calificación sísmica para anclajes en función de la investigación disponible y, en concordancia, con las disposiciones de diseño del Capítulo 17 del Código ACI-318. La decisión de implementar el protocolo de ensayo sísmico C2 se tomó en abril de 2021.

A lo largo del proceso de desarrollo de las normas del ACI 355, se mantuvo la correspondencia entre el Comité ACI 355 y el Subcomité ACI 318-B. Tras las deliberaciones sostenidas entre 2016 y 2020, la preparación de las revisiones requeridas para el Código ACI-355.2 y el Código ACI-355.4 se llevó a cabo entre 2021 y 2023, con una revisión pública entre noviembre de 2023 y enero de 2024. Las versiones definitivas de los documentos, listas para publicación, se concluyeron en marzo de 2024; posteriormente, su publicación se retrasó hasta noviembre de 2024 para armonizarla con la fecha de publicación del Código ACI-318-25. Las normas revisadas fueron adoptadas por el Comité ACI 318 para la versión 318-25 y publicadas como el Código ACI-355.2-24 y el Código ACI-355.4-24.

La Tabla 1 y la Figura 4 comparan las características y la evolución cronológica de los distintos protocolos de ensayo sísmico analizados en este artículo.

Comentarios Finales

Las ediciones anteriores de las normas del ACI 355 para el ensayo y la evaluación de anclajes postinstalados proporcionaban una vía para la calificación sísmica basada en una comprensión limitada tanto del comportamiento de la carga cíclica como del agrietamiento cíclico. Las ediciones de 2024 de los códigos ACI-355.2 y ACI-355.4 representan un avance significativo en el estado del arte, respaldado por numerosas tesis doctorales y por una amplia base de publicaciones. El nuevo protocolo de ensayo reproduce las condiciones a las que están sometidos los anclajes durante los sismos, incluido el comportamiento cíclico de las grietas. Los requisitos de carga sobre los anclajes y de agrietamiento cíclico se derivan de análisis rigurosos en un amplio conjunto de edificios “tipo”, con distintos periodos y características, frente a una gama de amenazas sísmicas y considerando una amenaza sísmica representativa de la región con mayor actividad sísmica del occidente de Estados Unidos. Los requisitos actualizados de ensayo sísmico proporcionan capacidades nominales para anclajes postinstalados, adecuadas para su uso conforme a los requerimientos de diseño del Capítulo 17 del código ACI-318-25.

Los comités técnicos del ACI en esta materia han tratado de aprovechar toda la información disponible para proporcionar a los diseñadores criterios de ensayo y de diseño de última generación para anclajes en concreto. Como ocurre en todas las áreas del código, existen oportunidades para mejorar la calificación y el diseño de anclajes, incluida una consideración más representativa de las demandas sísmicas de carga y de desplazamiento sobre los anclajes. La participación continua, tanto de la academia como de los profesionales del diseño, en los comités técnicos será esencial para incorporar nuevos hallazgos que reflejen mejor el conocimiento disponible sobre el comportamiento de los anclajes durante los sismos.

Referencias

1. ACI Committee 355, “Evaluating the Performance of Post-Installed Mechanical Anchors in Concrete (ACI 355.2-01) and Commentary (ACI 355.2R-01),” American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2001, 29 pp.
2. ACI Committee 355, “Post-Installed Mechanical Anchors in Concrete—Qualification Requirements and Commentary (ACI CODE- 355.2-24),” American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2024, 118 pp.
3. ACI Committee 355, “Post-Installed Adhesive Anchors in Concrete—Qualification Requirements and Commentary (ACI CODE- 355.4-24),” American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2024, 127 pp.
4. ACI Committee 318, “Building Code for Structural Concrete—Code Requirements and Commentary (ACI CODE-318-25),” American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2025, 702 pp.
5. AC01, “Acceptance Criteria for Expansion Anchors in Concrete and Masonry Elements,” ICC Evaluation Service, LLC, Brea, CA, 1997, 10 pp.
6. EQE International, “The January 17, 1994 Northridge, CA Earthquake: An EQE Summary Report,” ABS Group, Spring, TX, Mar. 1994, [https://www.lafire.com/famous_fires/1994-0117_Northridge Earthquake/quake/00_EQE_contents.htm](https://www.lafire.com/famous_fires/1994-0117_Northridge_Earthquake/quake/00_EQE_contents.htm). (accessed Mar. 13, 2026)
7. Silva, J.F., “Test Methods for Seismic Qualification of Post-Installed Anchors,” International Symposium on Connections between Steel and Concrete,” R. Eligehausen, ed., RILEM Publications SARL, V. 1, 2001, pp. 551-563.
8. CSA N287.3:25, “Design Requirements for Concrete Containment Structures for Nuclear Power Plants,” CSA Group, Toronto, ON, Canada, 2025, 76 pp.
9. Tang, J.H.K., and Deans, J.J., “Test Criteria and Method for Seismic Qualification of Concrete Expansion Anchors,” Proceedings of the Fourth Canadian Conference on Earthquake Engineering, University of British Columbia, Vancouver, BC, Canada, 1983, pp. 58-69.
10. AC58, “Acceptance Criteria for Adhesive Anchors in Concrete and Masonry Elements,” ICC Evaluation Service, LLC, Brea, CA, 1997.
11. Mahrenholtz, P.; Wood, R.L.; Eligehausen, R.; Hutchinson, T.C.; and Hoehler, M.S., “Development and Validation of European Guidelines for Seismic Qualification of Post-Installed Anchors,” *Engineering Structures*, V. 148, Oct. 2017, pp. 497-508. doi: 10.1016/j.engstruct.2017.06.048

12. ACI Committee 355, "Qualification of Post-Installed Adhesive Anchors in Concrete and Commentary (ACI 355.4-11)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2011, 55 pp.
13. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02) and Commentary (ACI 318R-02)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2002, 443 pp.
14. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2008, 473 pp.
15. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11) and Commentary," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2011, 503 pp.
16. ASCE/SEI 7-10, "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures," American Society of Civil Engineers, Reston, VA, 2010, 608 pp.
17. Faraone, G., "Behavior of Post-Installed Anchors in Reinforced Concrete Shear Walls of Different Aspect Ratios Subjected to Simulated Seismic Loads," PhD dissertation, University of California San Diego, San Diego, CA, 2021, 583 pp.
18. Faraone, G.; Hutchinson, T.C.; Piccinin, R.; and Silva, J.F., "Seismic Performance of Varying Aspect Ratio Full-Scale Concrete Walls," *ACI Structural Journal*, V. 119, No. 6, Nov. 2022, pp. 19-34. doi:10.14359/51737173
19. Faraone, G.; Hutchinson, T.C.; Piccinin, R.; and Silva, J.F., "Anchor Performance in Cyclically Loaded Shear Walls," *ACI Structural Journal*, V. 119, No. 6, Nov. 2022, pp. 35-51. doi: 10.14359/51737174
20. Faraone, G.; Hutchinson, T.C.; Piccinin, R.; and Silva, J.F., "Simulated Seismic Damage Evolution in Concrete Shear Walls," *ACI Structural Journal*, V. 120, No. 2, Mar.-Apr. 2023, pp. 143-156. doi:10.14359/51737235
21. Saenz, A., and Pujol, S., "Cracking Observed in a Test Structure," internal report, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 2025, 46 pp.
22. Hoehler, M., "Behavior and Testing of Fastenings to Concrete for Use in Seismic Applications," PhD dissertation, University of Stuttgart, Stuttgart, Germany, 2006, 261 pp.
23. Watkins, D., "Seismic Behavior and Modeling of Anchored Nonstructural Components Considering the Influence of Cyclic Cracks," PhD dissertation, University of California San Diego, San Diego, CA, 2011.
24. Wood, R.L., and Hutchinson, T.C., "Crack Protocols for Anchored Components and Systems," *ACI Structural Journal*, V. 110, No. 3, May- June 2013, pp. 391-401. doi: 10.14359/51685597
25. Wood, R.; Hutchinson, T.; and Hoehler, M., "Cyclic Load and Crack Protocols for Anchored Nonstructural Components and Systems," Structural Systems Research Project (SSRP) 2009/12, University of California San Diego, San Diego, CA, 2010.
26. ETAG 001 Committee, "ETAG 001: Guideline for European Technical Approval of Metal Anchors for Use in Concrete – Annex E: Assessment of Metal Anchors Under Seismic Actions," European Organisation for Technical Approvals, Brussels, Belgium, Apr. 2013.
27. Mahrenholtz, P., and Olsen, J., "Brief Comparison of US and European Regulations for the Qualification and Design of Seismic Anchors," Proceedings of the Fourth International Symposium on Life-Cycle Civil Engineering (IALCCE 2014), Tokyo, Japan, 2014, pp. 267-274.
28. AC510, "Acceptance Criteria for Qualification of Post-Installed Adhesive Anchors in Concrete," ICC Evaluation Service, LLC, Brea, CA, June 2020.
29. ASCE/SEI 7-22, "Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures," American Society of Civil Engineers, Reston, VA, 2022, 1072 pp.

Recibido y revisado conforme a las políticas de publicación del Instituto.

Andra Hörmann-Gast es presidenta del Comité ACI 355, Anclaje al Concreto. Cuenta con cerca de tres décadas de experiencia en la evaluación, inspección y diseño de anclajes postinstalados en concreto y a lo largo de su carrera ha formado parte de numerosos comités internacionales dedicados al anclaje en concreto. También ha participado en procesos de evaluación de la conformidad tanto en Europa como en Estados Unidos.



Tara C. Hutchinson es profesora del Departamento de Ingeniería Estructural y es la profesora designada para la Cátedra Jan Talbot en la Jacobs School of Engineering de la University of California San Diego, en San Diego, California, Estados Unidos. Sus intereses de investigación abarcan la ingeniería geotécnica, estructural y sísmica, y buena parte de su trabajo involucra ensayos experimentales a escala real o a gran escala en mesa vibratoria y con sistemas de reacción fija.



Título original en inglés:
**ACI Committee 355
Updates to Seismic Qualification of
Post-Installed Anchors in Concrete**

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



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



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

Instalaciones para el Curado de Testigos de Pruebas de Concreto en el Campo



Posicionamiento #50

Los contratistas de concreto reciben solicitudes para acondicionar una cámara de curado, equipo de control de temperatura y dispositivos de medición y registro de temperatura para el curado inicial de testigos de pruebas de concreto. No obstante, estas solicitudes son contrarias a los requerimientos y recomendaciones de ACI, así como a la práctica estándar de la industria. A menos que el contrato del contratista de concreto comprenda estas disposiciones, no se incluyen dichos costos en su licitación.

ACI SPEC-301-20, “Especificaciones para Construcción en Concreto” citado en la mayoría de los documentos de contratos, estipula lo siguiente:

- 1.7.2.2(c): el Contratista es responsable de “Proporcionar un lugar seguro, así como fuentes de agua y energía eléctrica en el sitio del proyecto aceptables para la agencia de pruebas del Propietario para el curado inicial de testigos de resistencia del concreto, tal como lo requiere ASTM C31/C31M^[2].”
- 1.7.3.3(e): “La agencia de pruebas del Propietario conducirá las pruebas de resistencia del concreto elaborando y curando de manera estándar los testigos, de conformidad con ASTM C31/C31M’.

El contratista responsable del sitio, usualmente el contratista principal, es responsable de proporcionar: 1) un lugar seguro; 2) suministro de agua; y 3) energía eléctrica. El contratista general suministra el agua proveniente del subcontratista de plomería; suministra energía proveniente del subcontratista eléctrico; proporciona un lugar seguro para las actividades de pruebas y protege los cilindros contra vibración o daño físico del equipo de construcción, operaciones o actividades. Los contratistas de concreto quedan excluidos de estos requerimientos de ACI SPEC-301-20, a menos que sean el contratista responsable del sitio.

La obligación del contratista para cumplir con los requerimientos de ACI SPEC-301-20 es apoyado por ACI PRC-132-24, “Responsabilidad en la Construcción de Concreto – Guía.” Este documento establece que, “El contratista general es responsable de la coordinación con la agencia de pruebas y de proporcionar el espacio, energía eléctrica, el agua y el acceso al sitio del proyecto para que la agencia de pruebas pueda llevar a cabo y curar de manera apropiada los testigos de concreto.” Esto también se confirma específicamente para los testigos de prueba en ACI PRC-132.1-22, “Responsabilidad del Cuidado de los Testigos para Aceptación del Concreto – TechNote,” que determina que el “contratista responsable del sitio del proyecto” debe proporcionar un lugar seguro, agua y energía eléctrica, incluyendo acceso al sitio del proyecto.

Si los contratistas de concreto son responsables del sitio, ellos proporcionarán la agencia de pruebas con estos requerimientos:

- Lugar seguro – brindarán protección a los cilindros durante el curado inicial, contra vibraciones o daño físico debido al equipo de construcción, operaciones o actividades;
- Suministro de agua – proporcionará una manguera de agua grado construcción de 5/8 pulgada (16 mm) que suministre agua fría a 10 gal./min (38 L/min) a una presión de agua de 20 psi (138 kPa) con una tobera de control de flujo en el extremo de la manguera; y
- Energía eléctrica – proporcionará dos tomacorrientes de interruptor de circuito con falla a tierra dúplex (GFCI) de 120 V, 20 A.

ACI PRC-132.1 también define las responsabilidades de la agencia de pruebas de la siguiente forma: “la agencia de pruebas debe asegurarse de que el curado inicial de los testigos cumpla con los límites de temperatura y con los requerimientos de retención de humedad de ASTM C31/C31M.” También determina que si se requieren instalaciones especiales u otro equipo, “este costo deberá incluirse en la licitación para servicios de pruebas.” ACI PRC-132-24 estipula que “la agencia de pruebas es responsable de proporcionar los medios y métodos para el curado inicial, a menos que se le asigne la responsabilidad a otra parte en los documentos del contrato.”

ACI SPEC-311.6-18, Especificación para Ensayar el Concreto Premezclado⁵,” que puede utilizarse como la base de un contrato entre el propietario y la agencia de pruebas, requiere que la agencia de pruebas “proporcione y conserve instalaciones adecuadas en el sitio del proyecto para el almacenamiento inicial y curado de los testigos de concreto, a menos que se especifique lo contrario⁵. ” También estipula que la agencia de pruebas es responsable de almacenar los testigos con controles de temperatura que cumplan con los requerimientos de ASTM C31/C31M. Esta disposición es coherente con ACI SPEC-301-20, que requiere que la agencia de pruebas del propietario “lleve a cabo las pruebas de resistencia elaborando y curando de manera estándar los testigos, de conformidad con ASTM C31/ C31M y probándolos de conformidad con ASTM C39/C39M⁶”.

Además de las responsabilidades que se indican en ACI PRC-132.1-22 y los requerimientos de ACI SPEC-311.6-18, una práctica recomendada para la agencia de pruebas es que se haga “responsable de proporcionar el contenedor del curado *in situ* y que verifique que los testigos se conserven según se determina en ASTM C31/C31M en el sitio de la obra⁷.”

La agencia de pruebas no es únicamente responsable de proporcionar el contenedor de curado, el equipo de control de temperatura y los dispositivos de medición y registro de temperatura, sino que también deberán contar con Técnicos de Pruebas de Concreto en Campo certificados por ACI – Grado I, que son los expertos, para determinar lo que es necesario con el propósito de lograr el cumplimiento con ASTM C31/C31M.

Uno de los principios ignorados, aunque muy importantes, es que las responsabilidades de la agencia de pruebas proporcionan una cadena de custodia inequívoca para los testigos⁷. Los contratistas de concreto ASCC consideran que la cadena de custodia es una responsabilidad importante de la agencia de pruebas del propietario. A menos que se especifique de manera directa en el contrato del contratista de concreto, ellos no tienen ninguna función con respecto a las instalaciones de curado inicial para los cilindros de concreto.

Los contratistas de concreto excluyen de su contrato las pruebas; por lo tanto, no se incluyen costos en su licitación para satisfacer los requerimientos relacionados con ACI SPEC-301-20

ni para proporcionar o dar mantenimiento al equipo necesario para garantizar que los testigos cumplan con ASTM C31/C31M. Los contratistas de concreto ASCC exhortan a los propietarios a citar ACI SPEC-311.6-18 en su contrato con la agencia de pruebas, de manera que estas disposiciones se incluyan en su cotización. Si tiene preguntas, póngase en contacto con su contratista de concreto afiliado a la Asociación Americana de Contratistas de Concreto (ASCC) o a la Línea de Atención Técnica de ASCC al +1.800.331.0668.

Referencias

1. ACI Committee 301, “Specifications for Concrete Construction (ACI SPEC-301-20),” American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2020, 69 pp.
2. ASTM C31/C31M-19, “Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Field,” ASTM International, West Conshohocken, PA, 2019, 6 pp.
3. ACI Committee 132, “Responsibility in Concrete Construction – Guide (ACI PRC-132-24),” American Concrete Institute, Farmington Hill, MI, 2024, 11 pp.
4. ACI Committee 132, “Responsibility for the Care of Test Specimens for Acceptance of Concrete – TechNote (ACI PRC-132.1-22),” American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2022, 5pp.
5. ACI Committee 311, “Specification for Testing Ready Mixed Concrete (ACI SPEC 311.6-18),” American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2018, 6 pp.
6. ASTM C39/C39M-18, “Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens,” ASTM International, West Conshohocken, PA, 2018, 8 pp.
7. Obla, K.H.; Werner, O.R.; Hausfeld, J.L.; MacDonald, K.A.; Moody, G.D.; and Carino, N.J., “Who is Watching Out for the Cylinders?” Concrete International, V. 40, No. 8, Aug. 2018, pp. 28-35.

Esta declaración de posición de la American Society of Concrete Contractors la presentan los editores para interés del lector. Las opiniones expresadas no necesariamente son aquellas del American Concrete Institute. Se invita al lector a hacer comentarios.



Título original en inglés:
American Society of Concrete Contractors
Position Statement #50
Facilities for Curing
of Concrete Test Specimens
in the Field

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



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



Revisor Técnico:
**M.I. Sergio Valdés
Constantino**

Cemento Tipo IL y descamación del concreto

Por Dipayan Jana

El cemento ASTM C595/C595M Tipo IL, o cemento portland con caliza (PLC), es clinker de cemento portland molido con entre un 5 % y un 15 % (en masa) de caliza¹. En una serie de pruebas de durabilidad para verificar la resistencia a la reacción álcali-silíce (RAS), ataque de sulfatos, ciclos de congelación y descongelación, descamación ocasionada por las sales para deshielo y carbonatación, Thomas et al². observaron un desempeño similar entre de las mezclas de PLC y las de cemento portland Tipo I/II (PC) cuando el PLC se molía más finamente para obtener una resistencia equivalente a los 28 días (en mortero) a la de PC. Las mezclas de PLC con materiales cementante suplementarios (SCM) presentaron un desempeño similar ante RAS y ataque de sulfatos a las de PC con SCM. Ellos afirmaron que: “El concreto fabricado con PLC, con o sin SCM, no es menos robusto que el concreto de PC en términos de resistencia a congelación y descongelación, descamación por sales y carbonatación, incluso cuando se somete a malas prácticas como la adición de agua, acabado inadecuado y curado insuficiente”². En un estudio de durabilidad independiente³, el concreto de PLC con ceniza volante Clase F presentó un mejor desempeño en relación con la intrusión de cloruros que el concreto de PC Tipo I/II con ceniza volante Clase F.

Numerosos estudios sobre durabilidad mencionados en la Referencia 2 mostraron resultados comparables entre mezclas de concreto con cementos Tipo IL y Tipo I de resistencias similares (y relación agua-material cementante [a/cm]), independientemente de la presencia de SCM. El Tipo IL densifica la microestructura de la pasta mediante un empaquetamiento eficaz de partículas de caliza más finamente molida y blanda que el clinker molido, creando sitios de nucleación para el crecimiento de los hidratos de cemento y la formación de

carboaluminato por reacción con aluminato tricálcico; todo lo cual proporciona beneficios de durabilidad¹.

Sin embargo, entre los problemas de construcción atribuidos al cemento PLC se incluyen la reducción de la exudación y el mayor tiempo de fraguado⁴⁻⁶, lo que puede provocar descamación superficial debido a:

- Acabado antes de que cese la exudación o sangrado, lo que causa que el agua de sangrado se acumule debajo de la superficie acabada, dando lugar a una descamación de tipo laminar;
- Acabado con el brillo del agua de sangrado en la superficie, lo que puede aumentar la relación agua/cemento en la superficie y, por lo tanto, crear una capa blanda y porosa con menor resistencia a la descamación; o
- Colocación en un día caliente, seco o ventoso sin un curado adecuado que provoque la evaporación del agua de la superficie seca/endurecida, dejando una superficie propensa a la descamación, de pasta blanda, porosa y débil.

Estos problemas no se deben necesariamente al uso de cemento Tipo IL. Los SCM de uso común, el cemento de escoria, el exceso de aire incluido o el cemento Tipo I/II finamente molido también pueden reducir el sangrado y provocar descamación. Otros problemas atribuidos al PLC incluyen desconchaduras, baja resistencia a la abrasión y escasa resistencia a los ciclos de congelación y descongelación. Sin embargo, estos efectos pueden deberse a factores relacionados con la mala calidad del concreto; prácticas incorrectas de colocación, acabado y curado; y falta de protección de la superficie de desgaste frente a los efectos nocivos de las sales⁷⁻¹². Las desconchaduras pueden ser causadas por agregados expansivos; la baja resistencia a la abrasión puede ser el resultado de una consolidación inadecuada durante la colocación, un acabado prematuro, un curado insuficiente o la exposición a congelación antes de alcanzar la madurez y la baja resistencia a ciclos de congelación puede deberse a una a/cm excesiva, un contenido de aire o un sistema de burbujas inadecuados, o una resistencia a la compresión insuficiente. Este artículo se centra en cómo el examen petrográfico puede ayudar a determinar las posibles causas de la descamación en losas exteriores.

Diagnóstico de la descamación

En las investigaciones habituales de descamación, se realiza un examen petrográfico de un núcleo de una zona descamada, según la norma ASTM C856/C856M. Se lleva a cabo microscopía óptica (utilizando un estereomicroscopio y un microscopio petrográfico), análisis de imágenes digitales de micrografías, que a menudo se extienden a estudios de microscopía electrónica de barrido con espectroscopía de rayos X de energía dispersiva (SEM-EDS) (ASTM C1723), efectuados en: 1) superficie de fractura fresca; 2) sección transversal pulida; y 3) sección delgada de 30 μm (0.03 mm) de espesor de concreto transparentado a la luz polarizada (todas las secciones perpendiculares a la superficie de desgaste), para observar las propiedades y la composición de la pasta en la superficie de desgaste y sus posibles diferencias con la pasta del interior del cuerpo. Algunas de las propiedades observadas incluyen:

- Color, dureza, porosidad capilar, contenido de aglutinantes no hidratados en la superficie de desgaste, así como sus diferencias con respecto al interior del elemento;
- Profundidad de carbonatación y cambios inducidos por la carbonatación en la composición y porosidad de la pasta en la superficie de desgaste;
- Cambio en la relación a/cm de la pasta y la microestructura asociada en la superficie de desgaste debido a las operaciones de acabado;
- Aparición de micro-fisuras relacionadas con el secado o la contracción plástica en la región de la superficie de desgaste y su posible correlación con el contenido de partículas de cemento y materiales cementantes suplementarios (SCM) sin hidratar en la región superficial;
- Cambio en el contenido de aire y el sistema de burbujas de aire del concreto en la región de la superficie de desgaste en relación con el interior del cuerpo;
- Evidencia de canales de agua de sangrado, poros de agua, atrapamiento de agua de sangrado debajo de la superficie acabada o cambio en las propiedades de la pasta (color, relación a/cm , aumento de finos o lechada en la superficie) debido al sangrado;

- Presencia de partículas de agregado potencialmente defectuosas en la fracción de mortero de la superficie acabada, que provoque desconchamiento del agregado;
- Evidencia de baja adherencia entre la lámina delgada de superficie acabada y la superficie plana subyacente de agregados cercanos a la superficie, por lo demás, en buen estado, que provoca el desprendimiento del mortero debido a la baja adherencia causada por un curado inadecuado, un acabado prolongado o el acabado de una pasta debilitada de alta a/cm en la superficie;
- Efectos de diversos SCM, PLC y diversos factores ambientales sobre el grado de hidratación de las partículas cementantes suplementarias en la región de la superficie de desgaste; y
- Cambio en la porosidad capilar, contenido de hidróxido de calcio, resultado de la hidratación del cemento, y la presencia de sales de cloruro potencialmente expansivas en la región de la superficie de desgaste por la exposición a productos químicos para descongelar la superficie.

Los exámenes de secciones delgadas pulidas y secciones sólidas pulidas en microscopios ópticos y electrónicos se consideran las mejores prácticas para la investigación microestructural y micro química en profundidad de las propiedades mencionadas de las regiones de la superficie de desgaste, para evaluar: 1) los efectos relativos de la calidad del concreto, las prácticas de construcción y los efectos nocivos de las exposiciones; y 2) la durabilidad potencial frente a ciclos de congelación y descongelación, y el futuro grado de servicio de la superficie de desgaste en pavimentos exteriores.

Muchas de estas propiedades pueden proporcionar indicios de un menor sangrado debido a PLC u otros factores. La preparación e investigación adecuadas de las muestras son fundamentales para interpretar correctamente las microestructuras y evaluar las causas de la descamación superficial.

Casos de estudio

Como Petrógrafo, la experiencia del autor investigando la descamación de losas exteriores con mezclas de Tipo IL no ha demostrado que el PLC tenga un papel directo en la aparición de descamación, al menos que pueda diferenciarse inequívocamente de otros factores comunes, como la incorporación inadecuada de aire, las deficiencias en el acabado o los efectos nocivos de las sales⁸⁻¹². Se presentan cuatro casos de estudios en este documento. El caso 1 fue una acera construida con cemento Tipo IL que contenía un 20 % de ceniza volante clase F. Los casos 2, 3 y 4 corresponden a losas exteriores de concreto construidas con cemento Tipo IL, con una sustitución de cemento de escoria del 25 al 40 %. En todos los casos, el deterioro se limitó principalmente a los pocos milímetros superiores de las losas, mientras que las zonas interiores se mantuvieron en buen estado y funcionales.

Las figuras 1(a) y (b) resumen el proceso seguido para estas investigaciones de descamación. En todos los casos, los factores relevantes incluyeron: 1) materiales y proporciones de la mezcla; 2) información de antecedentes (momento de colocación y deterioro, extensión y gravedad de la descamación); 3) propiedades del concreto fresco, a/cm de diseño y resistencia de diseño; 4) resistencia a la compresión de cilindros curados en laboratorio; 5) resultados del análisis del sistema de aire en concreto endurecido mediante el método de conteo de puntos modificado de ASTM C457/C457M; 6) resultados de los análisis de cloruros solubles en agua (ASTM C1218/C1218M) en la superficie, profundidad media y fondo de los núcleos de las zonas dañadas y sanas; 7) Información obtenida mediante petrografía (ASTM C856/C856M), incluyendo la profundidad de la superficie dañada a reemplazar, el estado y la futura funcionalidad del concreto interior, y el cumplimiento de las especificaciones de materiales y del diseño de la mezcla; y 8) Interpretaciones del autor sobre los factores responsables del daño superficial.

Se utilizó aditivo inductor de aire en todas las mezclas (en diversas dosis). Todas las mezclas contenían agregados gruesos calizos triturados. Las proporciones de caliza molida en el PLC se estimaron mediante análisis petrográficos de la pasta. Esta caliza se podía diferenciar del polvo asociado al agregado calizo triturado, con base en el tamaño de grano, así como en diferencias texturales y mineralógicas.

En todos los casos se observó exposición a sales a base de cloruro en las muestras extraídas tanto de zonas afectadas como de zonas sanas. En todos los casos el concreto se colocó entre el verano y el otoño de 2021 a 2024, con tiempo suficiente para que el concreto alcanzara la madurez necesaria, incluyendo una resistencia a la compresión de al menos 4,000 psi (28 MPa), antes de la primera exposición a congelación. En los cuatro casos se observó que solo los 5 a 10 mm superiores de las losas presentaban zonas deterioradas, principalmente debido a la calidad del sistema de aire y/o a las prácticas de acabado posteriores.

Caso de estudio 1

Una acera de 4,000 psi con aire incorporado, colocada en Louisville, Kentucky, EE. UU., durante el verano de 2023, presentó descamación severa durante el primer invierno de 2024. Se observaron microfisuras espectaculares, paralelas a la superficie, cerca de la superficie, en los primeros 10 mm de la superficie descamada (Fig. 2), mientras que el interior del concreto se encontraba relativamente intacto. A pesar de cumplir con el requisito de “aire de diseño” para concreto in situ, los parámetros de burbujas de aire en el concreto endurecido mostraron una baja frecuencia de burbujas incluidas, incumpliendo los factores de superficie específica y espaciamiento de burbujas con respecto a los límites recomendados por la industria. Además, la región superficial mostró una pérdida de aire (comparada con el interior) inducida por el acabado (Fig. 2), lo que degradó la resistencia a la descamación, especialmente cuando la superficie se expuso a sales descongelantes en concentraciones elevadas, provocando descamación preferencial en las zonas de exposición repetida a la sal. El autor concluyó que la baja dosificación del agente inductor de aire, junto con la pérdida de aire inducida por el acabado, no logró estabilizar las burbujas de aire incluidas de forma óptima, especialmente en la superficie, para alcanzar la durabilidad requerida.



Caso 1: Descamación en cemento Tipo IL + SCM (20% de ceniza volante clase F), relación agua/cemento 0.45, 6% de aire, mezcla de 4,000 psi. Acera sobre el terreno, Louisville, KY, EE.UU.

Caso 2: Descamación en cemento Tipo IL + SCM (25% de cemento de escoria), relación agua/cemento 0.45, 6% de aire, mezcla de 4,500 psi. Rampa sobre el terreno, Towson, MD, EE.UU.

Materiales, especificaciones ASTM, y peso por yarda cúbica.			
Cemento Tipo IL, ASTM C595/C595M	451	Cemento Tipo IL, ASTM C595/C595M	476
Ceniza volante Tipo F, ASTM C618	113	Cemento de escoria, ASTM C989/C989M	159
Arena natural, ASTM C33/C33M	1205	Arena natural, ASTM C33/C33M	1090
Caliza triturada, mezcla de No. 8 y No. 11 ASTM C33/C33M	1785	Caliza triturada, mezcla de No. 57 ASTM C33/C33M	1900
Agua, ASTM C1602/C1602M	257.3	Agua, ASTM C1602/C1602M	280
Agente inclusor de aire, ASTM C260/C260M	1.1 oz/cwt	Agente inclusor de aire, ASTM C260/C260M	0.25 to 4 oz/cwt
Reductor de agua, ASTM C494/C494M	5 oz/cwt	Reductor de agua, ASTM C494/C494M	3 to 7 oz/cwt
Información general			
Colocación del concreto	Abril a mayo de 2023, se alcanzó madurez		Julio a agosto de 2021, se se alcanzó madurez
Reporte de daño	Otoño de 2024		Primavera de 2022
Exposición	Clima severo, exposición a sales		Clima severo, exposición a sales de acetato y cloruros
Propiedades del concreto en estado plástico			
Asentamiento (in), contenido de aire por diseño (%), masa unitaria (lb/ft ³), a/cm por diseño	4 pulg., 6 (±1.5)%, 140, 0.45		2 a 5 pulg., 6.5 (±1.5)%, 146, 0.42
Resistencia a la compresión de cilindros curados en el laboratorio			
Resistencia de diseño y Resistencia a la compresión de cilindros curados en el laboratorio (psi) a 7 y 28 días	4000, 2950, 4780		4500, 4240, 5850
Contenido de aire (ASTM C457/C457M) de núcleos de áreas sanas y deterioradas; todos los núcleos tienen aire incluido Aire total (%), frecuencia de burbujas (%), superficie específica (in ² /in ³), factor de espaciamiento de burbujas (in)			
Parámetros de aire de núcleos sanos	—		6.8%, 14.4%, 850 pulg. ² /pulg. ³ , 0.0062 pulg.
Parámetros de aire de núcleos descamados	6.08%, 5.38%, 354 pulg. ² /pulg. ³ , 0.0137 pulg.		7.9%, 13.7%, 690 pulg. ² /pulg. ³ , 0.0066 pulg.
Pérdida de aire en la superficie inducida por el terminado	Sí		Ligera pérdida de aire en los 5 mm superiores con burbujas grandes e irregulares por el acabado de una mezcla con alto contenido de aire
Cloruros solubles en agua (ASTM C1218/C1218M) en la superficie expuesta, mitad de altura y fondo de núcleos, en ppm			
Núcleo en buen estado	—		671-70-135 (exposición a sales de cloruro)
Núcleo escamado	3,153-89-115 (exposición severa a cloruros)		565-125-146 (exposición a sales de cloruro)

Observaciones petrográficas (ASTM C856/C856M)		
Tipo de daño superficial en los núcleos	Escamación severa, escamación incipiente por microfisuras cercanas a la superficie en los primeros 3 a 4 mm	Escamación severa en núcleo escamado
Agregado grueso, WG es bien gradado, WD es bien distribuido, UA es inalterado, UC = no fisurado, S es agregado sano	Dolomita triturada de tamaño máximo 9.5 mm, WG, WD, UA, UC, S	Caliza triturada de tamaño máximo 19 mm (caliza con muchas bandas arcillosas), caliza con inclusiones de cuarzo detriticos, espato, WG, WD, UA, UC, S
Agregado fino	Arena sílico-calcareo-arcillosa natural de tamaño máximo 6,5 mm, WG, WD, UA, UC, S	Arena natural sílicea de tamaño máximo 9.5 mm, WG, WD, UA, UC, S
Pasta de alta <i>a/cm</i> porosa en la superficie inducida por acabado, mm	No, <i>a/cm</i> ligeramente menor en la superficie que en el interior	No en el núcleo sano, pero si una capa muy delgada con alta <i>a/cm</i> en la superficie del núcleo escamado
Zona en la superficie densificada de baja <i>a/cm</i> con menor aire inducida por acabado, mm	0.40 a 0.45 en los 3 a 4 mm superiores pérdida de aire en 3 o 4 mm	Zona carbonatada densa bajo la zona carbonatada porosa en el núcleo descamado , pero zona carbonatada densa sobre pasta menos densa no carbonatada en el cuerpo del núcleo sano
<i>a/cm</i> estimada en el cuerpo	0.45 a 0.50	0.40 a 0.45
Sangrado excesivo, lechada, agua de sangrado acumulada bajo la superficie acabada, acabado con agua de sangrado en la superficie	A pesar de descamación laminar relacionada con fisuración cercana a la superficie por congelación, no hay evidencia de acabado prematuro o agua de sangrado atrapada bajo las superficie acabada	No
Adición de agua de reemplado	No	Evidencia de adición de agua de reemplado durante la colocación
Profundidad de carbonatación, mm	Superficial (< 5 mm) en núcleos sanos y escamados	Superficial (< 5 mm) en núcleos sanos y escamados
Profundidad de la zona afectada, máximo, mm	10	<5 mm
Microfisuración en la zona de la superficie, mm	Cerca a la superficie, microfisuración importante paralela a la superficie, pocas microfisuras verticales, todas dentro de 10 mm	No
Curado inadecuado, hidratación restringida y por tanto, pasta blanda, porosa, desmoronable?	No, en ningún núcleo	No, en ningún núcleo
Concreto interno	Denso, bien consolidado, sano pero con durabilidad cuestionable por un sistema de burbujas de aire deficiente	Denso, bien consolidado, sano, durable y apto para el servicio
Cumplimiento de especificaciones de materiales y diseño de mezcla	Sí	Sí
Interpretación de la superficie afectada		
Componentes del concreto y diseño de mezcla	Materiales adecuados, proporciones de acuerdo con el diseño de mezcla, pero falta de aire incluido adecuado debido a baja dosis de AEA produciendo un sistema de burbujas de aire deficiente	Materiales adecuados, proporciones de acuerdo con el diseño de mezcla
Mano de obra	Pérdida de aire en los 10 mm superiores inducida por acabado	Pérdida de aire inducida por acabado en los 10 mm superiores, mayor <i>a/cm</i> en los 5 mm superiores de la superficie escamada debido a concreto "pegajoso" de alto contenido de aire (8 %)
Durabilidad y aptitud para el servicio futuros	Durabilidad y aptitud para el servicio cuestionables por bajo contenido de aire	Una vez reparada la superficie afectada con un recubrimiento durable y bien adherido, el concreto interior es apto para el servicio

Fig 1(a): Resumen de los parámetros investigados en los casos 1 y 2

Nota: 1 in = 25 mm; 100 psi = 0.7 MPa



Caso 3: Descamación en cemento Tipo IL + SCM (35% de escoria), a/cm de 0.45, 7% de aire, mezcla de 3,500 psi. Losa sobre el terreno, Michigan, EE.UU.

Caso 4: Descamación en cemento Tipo IL + SCM (40% escoria), a/cm 0.42, 6% de aire, mezcla de 4,500 psi. Losas de pavimento de plataformas de aeropuerto, Washington, D.C., EE.UU.

Materiales, especificaciones ASTM y peso por yarda cúbica.

Cemento Tipo IL, ASTM C595/C595M	367	Cemento Tipo IL, ASTM C595/C595M	382
Cemento de escoria, ASTM C989/C989M	197	Cemento de escoria, ASTM C989/C989M	254
Arena, ASTM C33/C33M	1323	Arena, triturada, ASTM C33/C33M	334
Caliza triturada, mezcla de No 57, ASTM C33/C33M	1635	Arena, natural, ASTM C33/C33M	930
Agua, ASTM C1602/C1602M	254	Caliza triturada, mezcla de No. 57, ASTM C33/C33M	1,800
Agente inclusor de aire, ASTM C260/C260M	8.5 oz	Agua, ASTM C1602/C1602M	267
Reductor de agua, ASTM C494/C494M	50.8 oz	Agente inclusor de aire, ASTM C260/C260M	0.1 a 6 oz
—		Reductor de agua, ASTM C494/C494M	2 a 8 oz

Información general

Colocación del concreto	Abril a mayo de 2023, se alcanzó madurez	Mayo a noviembre de 2024, el concreto colocado en verano estaba maduro
Reporte de daño	Otoño de 2024	Enero de 2025
Exposición	Clima severo, exposición a sales	Clima severo, exposición a sales de acetato y cloruros

Propiedades del concreto en estado plástico

Asentamiento (in), contenido de aire por diseño (%), masa unitaria (lb/ft ³), a/cm por diseño	6 pulg., 7 (±1.5)%, 140, 0.45	3 pulg., 6%, 147, 0.42
---	-------------------------------	------------------------

Resistencia a la compresión de cilindros curados en el laboratorio

Resistencia de diseño y Resistencia a la compresión de cilindros curados en el laboratorio (psi) a 7 y 28 días	3500, 2250, 4150	4500, 4250, 5850
--	------------------	------------------

**Contenido de aire (ASTM C457/C457M) de núcleos de áreas sanas y deterioradas; todos los núcleos tienen aire incluido
Aire total (%), frecuencia de vacíos (%), superficie específica (in²/in³), factor de espaciamento de vacíos (in)**

Parámetros de aire de núcleos sanos	6.5%, 13.5%, 833 pulg. ² /pulg. ³ , 0.0057 pulg.	5.1%, 12.5%, 991 pulg. ² /pulg. ³ , 0.0052 pulg.
Parámetros de aire de núcleos descamados	7.2%, 14.2%, 791 pulg. ² /pulg. ³ , 0.0059 pulg.	8.5%, 15.0%, 707 pulg. ² /pulg. ³ , 0.0057 pulg.
Pérdida de aire en la superficie inducida por el terminado	Sí, en los 2 mm superiores de todos los núcleos	No

Water-soluble chloride (ASTM C1218/C1218M) from exposed surface—to middepth—to bottom end of cores, in ppm

Núcleo en buen estado	203-71-83 (exposición a sales de cloruro)	284-63-55 (exposición a sales de cloruro)
Núcleo escamado	271-73-37 (exposición severa a cloruros)	237-65-59 (exposición a sales de cloruro)

Observaciones petrográficas (ASTM C856/C856M)		
Tipo de daño superficial en los núcleos	Escamación severa, escamación incipiente por microfisuras cercanas a la superficie en los primeros 3 a 4 mm, desprendimientos de mortero	Escamación severa
Agregado grueso, WG es bien gradado, WD es bien distribuido, UA es inalterado, UC = no fisurado, S es agregado sano	Caliza triturada de tamaño máximo 19 mm (biosparita y biomícrita), WG, WD, UA, UC, S	Caliza triturada de tamaño máximo 19 mm (caliza, dolomita, mármol), WG, WD, UA, UC, S
Agregado fino	Arena sílico-calcárea-arcillosa natural de tamaño máximo 9,5 mm, WG, WD, UA, UC, S	Arena natural silícea de tamaño máximo 9.5 mm, WG, WD, UA, UC, S
Pasta de alta <i>a/cm</i> porosa en la superficie inducida por acabado, mm	No	Un poco mayor (0.45 a 0.50) en pasta gris más clara en los 3 a 4 mm superiores
Zona en la superficie densificada de baja <i>a/cm</i> con menor aire inducida por acabado, mm	0.40 a 0.45 en los 3 a 4 mm superiores pérdida de aire en 3 o 4 mm	No
<i>a/cm</i> estimada en el cuerpo	0.45 a 0.50	0.40 a 0.45
Sangrado excesivo, lechada, agua de sangrado acumulada bajo la superficie acabada, acabado con agua de sangrado en la superficie	No	No
Adición de agua de ablandado	No	Evidencia de adición de agua de reemplado durante la colocación
Profundidad de carbonatación, mm	7 mm en cilindros de sanos y escamados	Superficial (< 5 mm) en núcleos sanos y escamados
Profundidad de la zona afectada, máximo, mm	<5 mm	<5 mm
Microfisuración en la zona de la superficie, mm	Microfisuras verticales por contracción en los 5 mm superiores de todos los núcleos	—
Curado inadecuado, hidratación restringida y por tanto, pasta blanda, porosa, friable	No, en ningún núcleo	No, en ningún núcleo
Concreto interno	Denso, bien consolidado, sano, durable y apto para el servicio	Denso, bien consolidado, sano, durable y apto para el servicio
Cumplimiento de especificaciones de materiales y diseño de mezcla	Sí	Sí
Interpretación de la superficie afectada		
Componentes del concreto y diseño de mezcla	Materiales adecuados, proporciones de acuerdo con el diseño de mezcla	Materiales adecuados, proporciones de acuerdo con el diseño de mezcla
Mano de obra	Pérdida de aire inducida por acabado, acabado prolongado de la superficie densificada causa desprendimientos de mortero y fisuración por congelamiento cerca a la superficie	Probable adición de agua durante el acabado a concreto "pegajoso" con alto contenido de aire creando un zona en la superficie de alta <i>a/cm</i>, mezclado inadecuado del agua de ablandado
Durabilidad y aptitud para el servicio futuros	Una vez reparada la superficie afectada con un recubrimiento durable y bien adherido, el concreto interior es apto para el servicio	Una vez reparada la superficie afectada con un recubrimiento durable y bien adherido, el concreto interior es apto para el servicio

Fig 1(a): Resumen de los parámetros investigados en los casos 3 y 4

Nota: 1 in = 25 mm; 100 psi = 0.7 MPa

Caso de estudio 2

La figura 3 corresponde a una rampa exterior sobre el terreno en Towson, MD, EE. UU., instalada entre julio y agosto de 2021. La rampa presentó descamación preferencial en el borde para la primavera de 2022, mientras la parte central se encontraba intacta. El contenido de aire y otros parámetros del sistema de aire eran excelentes en las muestras extraídas de las zonas descamadas y en buen estado. Sin embargo, se detectó un contenido de aire de hasta un 8 % en la muestra descamada. Se produjo carbonatación de la pasta a través de la capa porosa superior, hasta las zonas densificadas subyacentes, con una diferencia en la porosidad capilar de la pasta entre ambas zonas, diagnosticada mediante la absorción diferencial de tinte en secciones delgadas. Secciones superpuestas

de los núcleos mostraron parches locales de pasta gris más clara (mayor relación agua/cemento) que la circundante debido a una mezcla incompleta del agua de reemplazo añadida durante la colocación, la cual pudo haber sido necesaria para disminuir la rigidez del concreto durante la colocación y también pudo haber contribuido al ablandamiento indeseable de la pasta en las zonas descamadas. El autor dedujo que el alto contenido de aire redujo el sangrado y provocó que el concreto se volviera ligeramente pegajoso, lo que dificultó la obtención de un acabado adecuado. Esto resultó en un tiempo de acabado mayor al óptimo, creando burbujas grandes e irregulares en la superficie. También pudo generar la necesidad de añadir agua para mejorar el acabado, lo que resultó en una zona delgada de pasta con alta relación agua/cemento y menor resistencia a la descamación en la superficie expuesta del núcleo descamado.

Caso 1: Descamación debido a ciclos de congelación y descongelación de una superficie con bajo contenido de aire en presencia de sales de descongelación

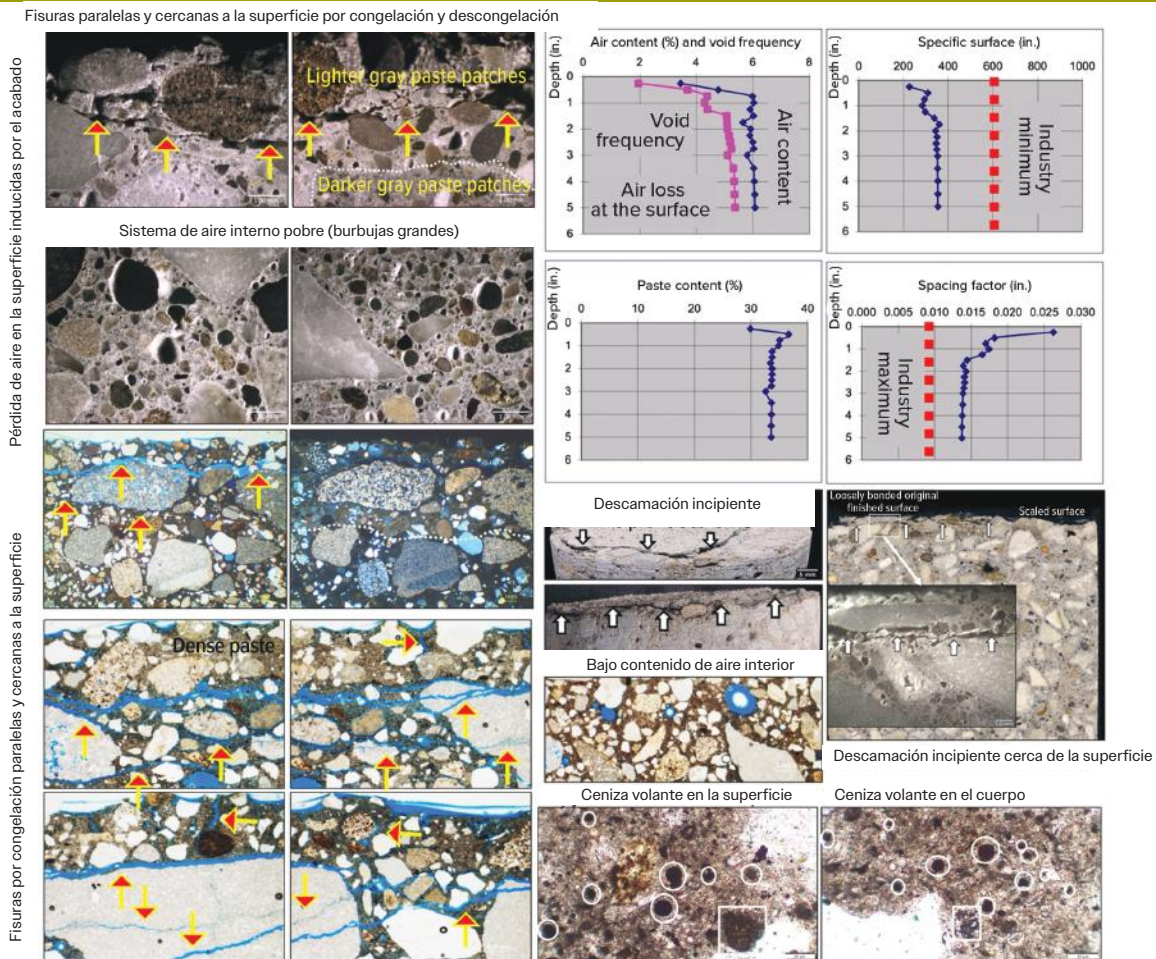


Fig. 2: Imágenes y datos del Caso 1. La pérdida de aire inducida por el acabado en los primeros 25 mm (1 pulgada), como se observa en las micrografías y el perfil de contenido de aire, redujo la resistencia a la descamación de la superficie de desgaste, y provocó numerosas micro-fisuras paralelas a la superficie cercanas a la misma debido a congelación. La formación incipiente de descamaciones, provenientes de la baja adherencia entre superficie acabada y el cuerpo del núcleo, es el resultado de estas micro-fisuras (y no por retención de agua de sangrado debajo de la superficie acabada, lo cual no se observó en este caso). La baja frecuencia de burbujas redujo la superficie específica y aumentó el factor de espaciamiento de la superficie en comparación con el interior

Caso de estudio 3

Se construyó una banqueta en Michigan utilizando una mezcla con aire incluido de 3,500 psi (24 MPa). El examen reveló un excelente sistema de burbujas de aire debajo de la superficie acabada. Si bien no se encontraron indicios de acabado prematuro ni de acabado con brillo de agua de sangrado en la superficie que elevara la relación agua/cemento, sí se observaron desprendimientos de mortero sobre los agregados cercanos a la superficie, así como

micro-fisuración importante paralela a la superficie (Fig. 4). El autor dedujo que las operaciones de acabado prolongadas redujeron el contenido de aire superficial, lo que provocó los desprendimientos y las micro-fisuras cercanas a la superficie. Cabe destacar, sin embargo, que la Asociación de Concreto de Michigan (MCA) está encontrando más problemas de descamación con las mezclas Tipo IL de 3,500 psi que con las de 4,000 o 4,500 psi (31 MPa); por lo tanto, recomienda mezclas de al menos 4,000 psi para aplicaciones con cemento Tipo IL en entradas de vehículos y aceras¹³.

Caso 2. Descamación debido a pérdida de aire inducida por acabado y a una pasta con mayor a/cm en la superficie descamada por la adición de agua para mejorar una mezcla “pegajosa” con alto contenido de aire (8%)

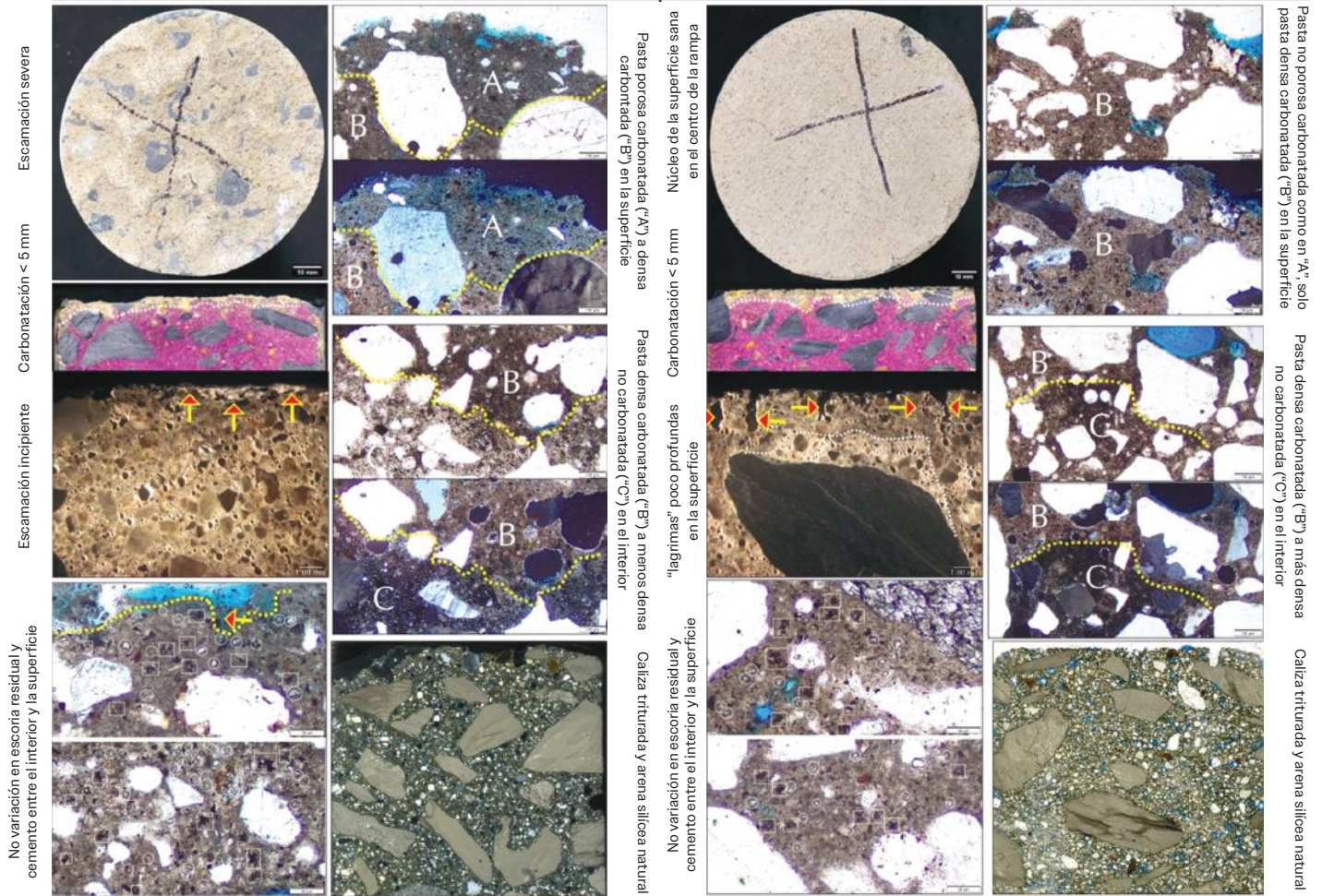


Fig. 3: Imágenes del Caso 2. El alto contenido de aire (8%) en el concreto descamado redujo la tasa de sangrado; hizo que el concreto se volviera pegajoso, lo que aumentó la dificultad para lograr un acabado adecuado y prolongó el acabado, creando burbujas grandes e irregulares en la superficie. La posible adición de agua para facilitar el acabado dio como resultado una zona de pasta delgada, con alta relación agua/cemento y menor resistencia a la descamación, en la parte superior del núcleo descamado (marcada como “A”), situada sobre la superficie densificada (“B”). Fue necesario ajustar la dosificación del aditivo incorporador de aire para controlar la formación excesiva de burbujas de aire finas, lo que puede reducir la exudación y aumentar la duración del acabado. Obsérvese la presencia de pequeñas “lágrimas” verticales (1 mm de profundidad) (tercera columna desde la izquierda, a diferencia de las típicas microfisuras finas de retracción) en la superficie sana dentro de la región densificada del núcleo sano, inducida por el acabado

Caso 3. Pérdida de aire inducida por acabado que reduce la durabilidad ante congelación y descongelación en la región sometida a desgaste

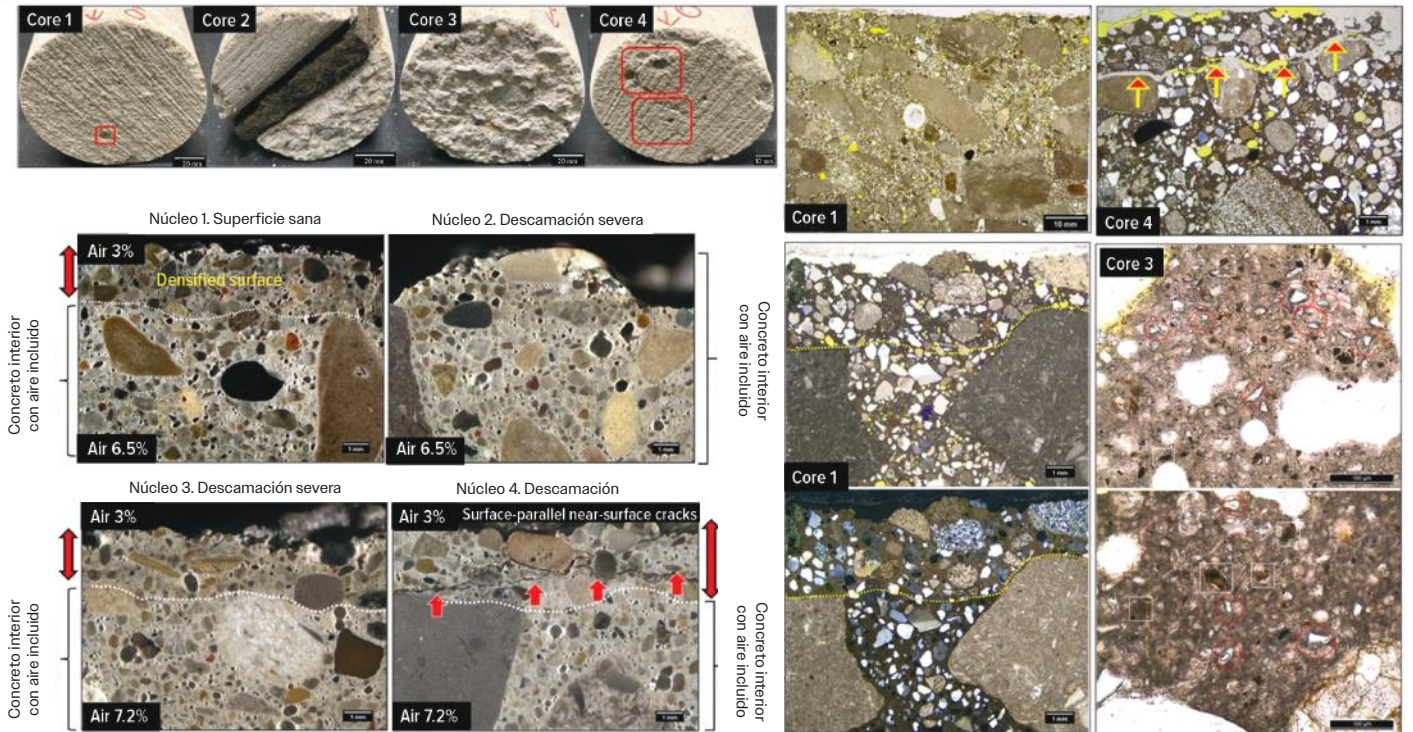


Fig. 4: Imágenes del Caso 3. A pesar de que la mezcla de concreto presentaba un excelente sistema de burbujas de aire, el subsecuente acabado prolongado redujo el contenido de aire superficial a menos de la mitad del aire interior, lo que provocó no solo el desprendimiento del mortero sobre los agregados superficiales, sino también, gran cantidad de micro-fisuras paralelas a la superficie, visibles en la sección transversal superpuesta del núcleo 4. La proporción de partículas de escoria residual es relativamente mayor en la superficie que en el interior (se aprecia mejor en las micrografías de secciones delgadas en el modo de luz polarizada plana de un microscopio petrográfico, como se muestra en las dos imágenes de la derecha). La mayor cantidad de partículas de escoria residual en la superficie no se debe a una menor exudación, evaporación del agua ni a un curado superficial inadecuado, sino a la eliminación de parte del agua de la mezcla durante el acabado que reduce la relación agua/cemento total de la pasta en la superficie densificada.

Caso de estudio 4

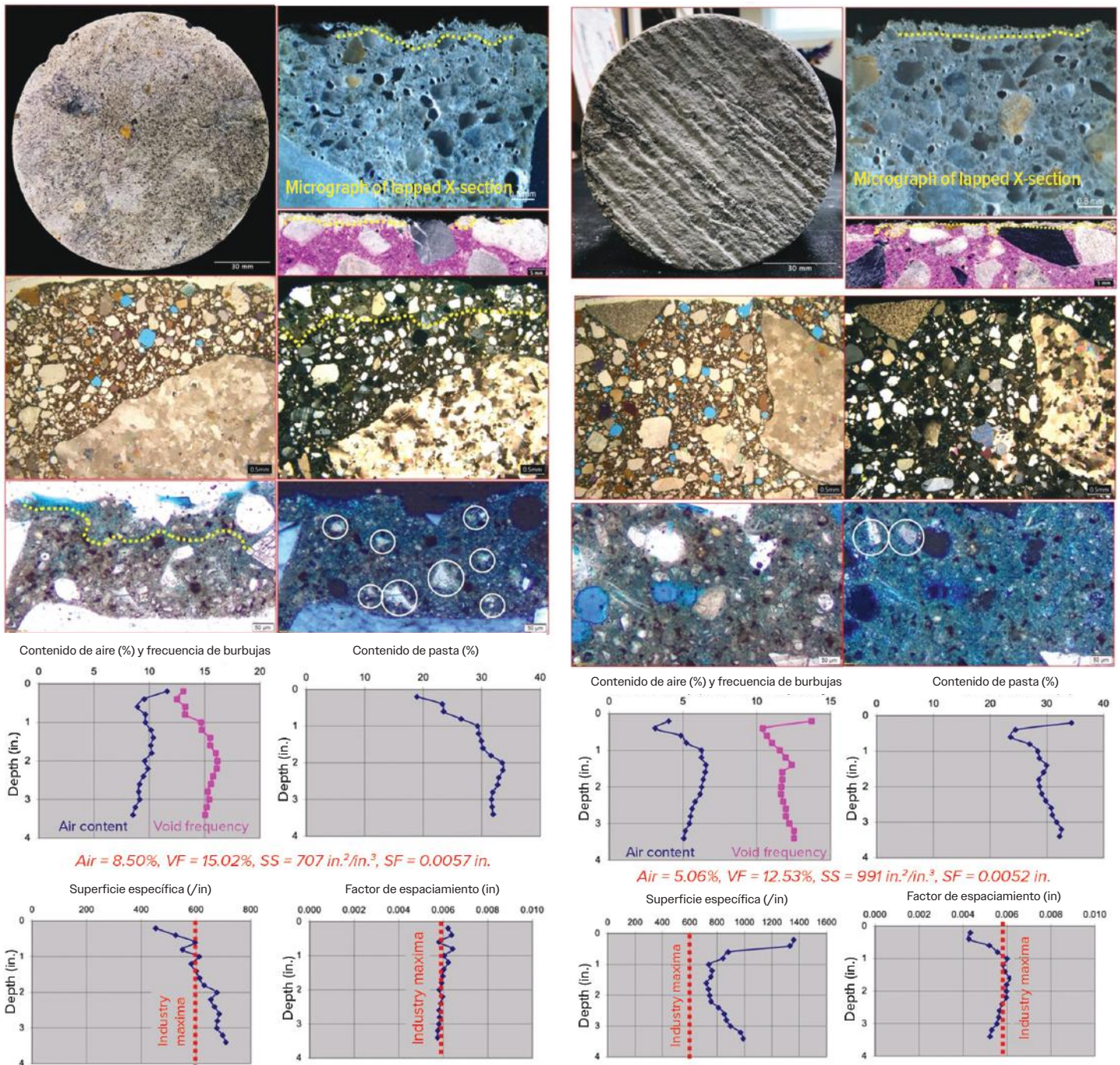
Este caso corresponde a las losas de pavimento de plataformas del Aeropuerto Internacional de Baltimore / Washington, donde hasta el 25 % de la superficie pavimentada, colocada entre mayo y noviembre de 2024, presentó descamación superficial (Fig. 5). Los análisis petrográficos revelaron grandes variaciones en el contenido

de aire (del 5 % al 8.5 %). El autor dedujo que las colocaciones con un 8 % o más de aire, junto con niveles de sustitución de cemento de escoria de hasta el 40%, habían detenido el sangrado, lo que dio lugar a un acabado prematuro o la adición de agua en superficies endurecidas. Estos factores provocaron aumentos locales en la relación agua/cemento y redujeron la resistencia del concreto a la descamación.

Caso 4. Descamación por exposición prematura a congelamiento, sales de descongelación y nieve, además de la posible adición de agua durante el acabado a concreto "pegajoso" con alto contenido de aire (8.5 %)

Superficie descamada

Superficie sana acabada con escoba



ID del núcleo	Superficie escamada			Superficie sana acabada con escoba		
	Profundidad (mm)	90	190	90	190	190
Cl, ppm en concreto	284 (salt exposure)	63	55	237 (salt exposure)	65	59

Fig. 5: Imágenes del Caso 4. Se comparan muestras de núcleos sanos y descamados de una zona con acabado con escoba. Ambas presentan una capa carbonatada superficial (<5 mm de profundidad), blanda, porosa, con mayor relación agua/cemento y de tonalidad gris más clara (marcada con líneas punteadas amarillas), más evidente en las micrografías de las secciones delgadas y menos evidente en el núcleo sano que en el descamado. No se observa mayor contenido de caliza molido, escoria residual ni partículas residuales de cemento Portland en estas zonas superficiales porosas en comparación con el interior más denso, lo que indica que no hubo pérdida de agua por evaporación tras el acabado y que el curado fue adecuado. El contenido de aire, otros parámetros de las burbujas de aire y los perfiles de los parámetros del aire se muestran en las gráficas correspondientes. Tanto los núcleos descamados como los sanos provienen de áreas que han recibido sales a base de cloruro, pero la aparición preferencial de descamación se relacionó con el espesor de la zona porosa y la severidad de la exposición a la sal, lo que aumentó el grado de saturación de las zonas porosas con agua (debido a la naturaleza higroscópica de las sales) antes de la congelación.

Conclusiones

Las investigaciones petrográficas de pavimentos deteriorados muestran los efectos físicos y químicos perjudiciales de las sales para el deshielo. Los estudios también demuestran que la descamación puede ser consecuencia de un sangrado reducido, asociada principalmente a un exceso de aire incluido. En algunos casos, esto da lugar a un acabado prematuro y a la retención de agua de sangrado bajo la superficie acabada, causando descamación laminar y el desarrollo de descamación incipiente. Otros casos muestran que un menor sangrado puede requerir la adición de agua durante el acabado de una superficie endurecida, especialmente en un concreto “pegajoso” con alto contenido de aire. Además, estos morteros pegajosos pueden prolongar el acabado, dañando la adherencia entre el mortero y los agregados cercanos a la superficie. Otros factores observados incluyen dosificaciones inadecuadas de aditivo inclusor de aire, adición de agua en obra y exposición prematura a sales descongelantes. Los efectos de estos factores son los mismos, independientemente de si el concreto se produce con cemento Tipo IL o con cemento Tipo I/II de finura comparable. Las prácticas tradicionales seguidas para crear superficies planas resistentes a la descamación van desde una mezcla cuidadosamente elaborada hasta ajustes en la colocación, el acabado y las prácticas de curado de las mezclas Tipo IL¹⁴, especialmente durante colados en climas cálidos o fríos, y la protección contra los efectos nocivos de los agentes descongelantes, siguen siendo primordiales en épocas de cambio de paradigma con el uso de nuevo aglutinantes para controlar la huella de carbono.

Referencias

1. Tennis, P.D.; Thomas, M.D.A.; Weiss, W.J.; Farny, J.A.; and Giannini, E.R., “State-of-the-Art Report on Use of Limestone in Cements at Levels of up to 15%,” SN3148, American Cement Association, Washington, DC, 2024, 101 pp.
2. Thomas, M.D.A.; Delagrave, A.; Blair, B.; and Barcelo, L., “Equivalent Durability Performance of Portland Limestone Cement,” Concrete International, V. 35, No. 12, Dec. 2013, pp. 39-45.

3. Berke, N.S.; Inceefe, A.N.; Kramer, A.; and Antommattei, O.R., “Durability of Portland Limestone Cement Concrete,” Concrete International, V. 44, No. 1, Jan. 2022, pp. 34-39. doi: 10.14359/51734416
4. Lankard, D.R., “Type IL Cement and Concrete Scaling,” Concrete International, V. 47, No. 7, July 2025, pp. 41-46. doi: 10.14359/51748936
5. Taylor, P., “Revisiting Concrete Scaling,” MAP Brief Summer 2023, Z. Charter and O. Gieseman, eds., National Concrete Pavement Technology Center, Ames, IA, 5 pp.
6. Cooper, M., and Spragg, R., “Portland Limestone Cement,” FHWA-HRT-23-104, Federal Highway Administration, Washington, DC, Oct. 2023, 12 pp.
7. Lankard, D., “Scaling Revisited,” Concrete International, V. 23, No. 5, May 2001, pp. 43-49.
8. Jana, D., and Erlin, B., “Scaling Revisited Commentary,” Concrete International, V. 23, No. 9, Sept. 2001.
9. Jana, D., “Concrete, Construction, or Salt—Which Causes Scaling?” Concrete International, V. 26, No. 11, Nov. 2004, pp. 31-38.
10. Jana, D., “Concrete, Construction, or Salt—Which Causes Scaling?” Concrete International, V. 26, No. 12, Dec. 2004, pp. 51-56.
11. Jana, D.; Erlin, B.; and Pistilli, M.F., “A Closer Look at Entrained Air in Concrete,” Concrete International, V. 27, No. 7, July 2005, pp. 31-34.
12. Jana, D., “Concrete Scaling—A Critical Review,” Proceedings of the 29th Conference on Cement Microscopy, Quebec City, QC, Canada, 2007, pp. 91-130.
13. MCA Tech Bulletin, “Preventing Scaling of Concrete with Portland Limestone Cement,” Michigan Concrete Association, Okemos, MI, July 1, 2024, 5 pp.
14. White, C.; Birdwell, B.M.; Holland, J.A.; and Hernandez, M.G., “Field Guide to Placing and Finishing Type IL Cement Concrete,” Concrete International, V. 47, No. 8, Aug. 2025, pp. 41-45. doi: 10.14359/51749080

Nota: Información adicional sobre las normas ASTM comentadas en este artículo se pueden consultar en www.astm.org

Dipayan Jana es el presidente de Construction Materials Consultants, Inc. y Applied Petrographic Services, Inc. Es miembro de los Comités ACI 201, Durabilidad del Concreto y 221, Agregados. Jana obtuvo su grado y su primera maestría en geología en la Universidad de Calcuta, Kolkata, India; su segunda maestría en geología en la Universidad de Illinois en Chicago, Chicago, IL, EE. UU.; y publicó ocho artículos de investigación durante su doctorado en la Universidad de Columbia, Nueva York, NY, EE. UU., en 1987, 1989, 1993 y 1996, respectivamente



Título original en inglés:
Point of View
**Type II Cement and
Concrete Scaling**

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



*Traductor y
Revisor Técnico:*
**Ing. Pedro Nel
Quiroga Ph.D.**

Aplicación práctica de un “Umbral Crítico de Cloruros” para evaluar la corrosión en estructuras existentes

P. *¿Tiene conocimiento de un umbral específico de cloruros por encima del cual se produzca corrosión, y que pueda utilizarse para evaluar una estructura de concreto existente? ¿Conoce de normativa o documentos que aborden este tema?*

R. Es común que la evaluación de estructuras de concreto existentes incluya ensayos para determinar el contenido de cloruros en el concreto, cuando la corrosión es un posible mecanismo de deterioro de los materiales. Los cloruros, en cantidades suficientes, contribuyen a la corrosión del acero de refuerzo en el concreto y, a medida que aumentan los niveles de cloruros, generalmente también aumenta el riesgo de corrosión (ACI PRC-222-19¹); sin embargo, no existe un único umbral crítico de cloruros que cubra todos los casos. La cantidad de cloruros necesaria para iniciar la corrosión depende de múltiples factores, algunos de los cuales resultan difíciles o prácticamente imposibles de cuantificar al evaluar el estado de una estructura existente.

La comprensión de la industria sobre el papel de los cloruros en el inicio de la corrosión está evolucionando. Más adelante en esta respuesta se presentan discusiones sobre diversos parámetros que afectan el umbral crítico de cloruros, así como las fuentes de incertidumbre asociadas a este concepto. Sin embargo, primero nos gustaría aclarar un malentendido común respecto a los límites permisibles de cloruros añadidos en la mezcla frente al concepto de umbral crítico de cloruros.

Los límites permisibles de cloruros añadidos no son umbrales críticos

Algunas personas pueden asumir erróneamente que los límites permisibles de cloruros para construcciones nuevas, como los establecidos en ACI PRC-222-19, son equivalentes a los niveles críticos necesarios para iniciar la corrosión, es decir, a los umbrales críticos de cloruros. Los límites permisibles de cloruros añadidos en construcciones nuevas restringen la cantidad de cloruros provenientes del agua de mezclado, de los agregados, de los materiales cementantes y de los aditivos, y no deben utilizarse como “umbrales” para el inicio de la corrosión.

En cambio, estos límites son una medida preventiva para gestionar el riesgo de corrosión a lo largo de la vida útil de la estructura. Además, no consideran los cloruros externos que pueden penetrar en el concreto con el tiempo y están diseñados para ser significativamente menores que los contenidos reales de cloruros necesarios para iniciar la corrosión cuando están presentes desde la mezcla inicial.

Como se señala en ACI PRC-222-19, los límites permisibles establecidos deben resultar en un bajo riesgo de corrosión, pero “no existe una concentración específica de cloruros, distinta de cero, que no esté asociada a algún nivel de riesgo de iniciar la corrosión del acero de refuerzo.” Actualmente, el Comité 222 del ACI (Corrosión de Metales en el Concreto) está actualizando dichos límites permisibles. Estas revisiones buscan adaptarse mejor al estado actual de las mezclas de concreto que incorporan cementos con mayor contenido de caliza (por ejemplo, cemento Tipo IL) y altos reemplazos de materiales cementantes suplementarios (SCM), especialmente los de alta reactividad.

Diferentes formas de cloruros en el concreto

Las muestras de concreto para ensayos de cloruros pueden obtenerse en campo mediante uno de dos métodos generales:

- Muestreo con núcleos (testigos): se extraen núcleos de concreto en campo. En el laboratorio, se cortan y luego se pulverizan mediante un proceso de molienda progresiva, recolectando el polvo capa por capa; o

- Se extraen mediante perforación progresiva o desbaste superficial, recolectando muestras de polvo.

Las concentraciones de cloruros, generalmente expresadas como masa por unidad de volumen de concreto, partes por millón con referencia a la masa, o porcentaje en masa de materiales cementantes, se determinan mediante métodos de ensayo que cuantifican cloruros solubles en ácido (ASTM C1152/C1152M²), o cloruros solubles en agua (ASTM C1218/C1218M³).

Por razones prácticas, aunque no es del todo exacto, los cloruros solubles en agua suelen representar los cloruros libres en la solución de poros; los cloruros solubles en ácido representan tanto los cloruros libres como la mayoría de los cloruros ligados en los productos de hidratación o en fases sólidas (por ejemplo, la sal de Friedel). Si bien se reconoce que los cloruros libres en el agua de poros son los responsables de iniciar la corrosión, los cloruros ligados (representados parcialmente por los ensayos de solubilidad en ácido) pueden liberarse y volverse disponibles durante la vida útil de la estructura. Esto puede ocurrir, por ejemplo, debido a cambios en el pH (como los causados por la carbonatación del recubrimiento de concreto).

Además, el contenido local de cloruros en la superficie de la barra puede ser significativamente distinto de los valores promedio obtenidos mediante los procedimientos de muestreo, y las características locales (pH, la calidad del concreto, el contenido de humedad y la resistividad eléctrica) en la interfaz acero-concreto especialmente donde existen vacíos, por ejemplo, por acumulación de agua de exudación o de aire atrapado, pueden influir en la naturaleza y el impacto de los cloruros en la corrosión localizada.

La dificultad de establecer un umbral crítico de cloruros

El concepto teórico de un umbral crítico de cloruros se estableció en las décadas de 1960 y 1970, representado ya sea en términos de contenido de cloruros (por ejemplo, Clear⁴) o de la relación de iones Cl⁻/OH⁻ en la solución de poros (por ejemplo, Hausmann⁵), reconociendo que el pH influye significativamente en el nivel de cloruros necesario para iniciar la corrosión. El ACI PRC-222-19 presenta una discusión sobre los valores propuestos como umbrales.

Investigaciones de los últimos 40 años han evidenciado que los valores del umbral crítico

de cloruros presentan una alta variabilidad e incertidumbre, lo que dificulta el uso de un valor único en la práctica para estructuras existentes. Como se analiza en ACI PRC-222R-19, se ha reportado una amplia gama de umbrales de cloruros y muchos factores influyen en el nivel necesario para iniciar la corrosión. Los umbrales basados en diferentes métodos de ensayo y asociados a concretos con distintos materiales y proporciones han mostrado variaciones de más de un orden de magnitud⁶, lo que dificulta utilizar este criterio por sí solo en la toma de decisiones.

Dada esta variabilidad inherente, a menudo se recomienda un enfoque probabilístico para estimar el umbral crítico de cloruros, con el fin de reflejar mejor la incertidumbre tanto de los factores medidos como de los no controlables. El documento ACI PRC-365.1-17⁷ presenta algunas consideraciones sobre el uso de estos enfoques probabilísticos para evaluar la vida útil. Un aspecto clave en el uso de enfoques probabilísticos es la adecuada estimación de los parámetros estadísticos, que pueden variar ampliamente.

Factores que influyen en el umbral crítico de cloruros

Muchos factores pueden influir en el umbral crítico de cloruros; algunos pueden evaluarse y controlarse, mientras que otros no pueden controlarse de manera práctica durante la evaluación del estado de las estructuras existentes.

Además de la variabilidad asociada al muestreo y a los ensayos, y de las dificultades para identificar con precisión los niveles locales en los puntos de inicio de la corrosión en las barras durante una evaluación típica, existen varios factores fundamentales que influyen en este umbral.

Se ha reportado que los siguientes factores influyen en el umbral crítico de cloruros⁶: la interfaz acero-concreto, el pH de la solución de poros, el potencial electroquímico del metal embebido, la condición superficial del metal, el tipo de ligante, el contenido de humedad del concreto, la disponibilidad de oxígeno, la relación agua/ligante, la resistividad eléctrica del concreto, el grado de hidratación del material cementante, la composición química del metal embebido, la temperatura, la fuente de cloruros (incorporados en la mezcla o que ingresaron), el tipo de catión que acompaña al cloruro y la presencia de otras especies. Además, la falta de un método de ensayo estandarizado y de un criterio común para el inicio de la corrosión ha contribuido a la variabilidad observada en la literatura.

La metalurgia, la magnitud de las condiciones de esfuerzo, el diseño de la mezcla de concreto y la exposición ambiental también influyen en el umbral crítico de cloruros. Ejemplos prácticos en estructuras existentes que pueden afectar este umbral incluyen:

- Tipo de acero (por ejemplo, acero inoxidable, acero de presfuerzo o acero galvanizado);
- Contenido de ligante, contenido de agua y presencia de materiales cementantes suplementarios (MCS). El mayor uso de cemento con escoria, ceniza volante, humo de sílice y otros durante la mitad y finales del siglo XX, así como la tendencia hacia menores contenidos de agua en concretos más recientes, puede generar cambios en las tendencias. Más recientemente, el uso de cementos alternativos, cementos con bajo contenido de Clinker, cementos Portland con caliza o sistemas con distintos niveles de reactividad puede afectar la interpretación de los niveles de cloruros necesarios para iniciar la corrosión;
- Condiciones en la interfaz de la barra, incluyendo vacíos, que afectan los niveles localizados y la disponibilidad para la corrosión⁸;
- Variables constructivas como la vibración y el sangrado (bleeding), que pueden afectar las condiciones y la formación de vacíos en la interfaz acero-concreto;
- Variabilidad dentro del concreto o condiciones de esfuerzo en el refuerzo que generan desequilibrios termodinámicos;
- Presencia de inhibidores de corrosión en el concreto, disponibles comercialmente desde finales de la década de 1970;
- Desequilibrios termodinámicos o condiciones ambientales que favorecen la formación de macroceldas, como la entrada de cloruros externos, efectos de interfaces por reparaciones previas o fluctuaciones en los niveles de oxígeno y humedad;
- Condiciones de exposición o tratamientos que alteran las propiedades del concreto;
- Sistemas de control de corrosión en estructuras existentes, como la protección catódica (ánodos galvánicos o corriente impresa);
- Carbonatación que reduce el pH y libera cloruros ligados;

- Presencia de cloruros provenientes de la construcción original frente a los que han penetrado posteriormente; y
- Presencia de corrientes parásitas.

Aplicación del concepto de umbral crítico de cloruros

A pesar de los desafíos prácticos, el concepto de umbral crítico de cloruros puede ser útil para comparar la resistencia a la corrosión de diferentes mezclas de concreto durante la etapa de diseño de una estructura, cuando los ensayos y las condiciones están cuidadosamente controlados.

Para hacerlo correctamente, es importante contar con un método estandarizado para medir el contenido crítico de cloruros, que actualmente no existe, aunque se encuentra en desarrollo. Miembros del Comité 222 del ACI han liderado esfuerzos para desarrollar dicho método (por ejemplo, Adil et al.⁹ y Vasudevan y Trejo¹⁰).

Una vez estandarizado, este método permitirá a los ingenieros evaluar y clasificar las mezclas según su resistencia a la corrosión del refuerzo. Con el aumento en el uso de ligantes con bajo contenido de Clinker, como el cemento Tipo IL, y materiales cementantes suplementarios alternativos con diversas composiciones y alta reactividad, se espera que un método de ensayo estandarizado desempeñe un papel importante en la práctica industrial futura.

Evaluación del riesgo de corrosión en estructuras existentes en combinación con ensayos de cloruros

La estimación del contenido de cloruros en una estructura existente es una técnica útil y valiosa cuando se combina con otros ensayos para ayudar a evaluar la corrosividad y formular recomendaciones de reparación o protección. En general, niveles más altos de cloruros en el concreto están asociados con un mayor riesgo de corrosión.

Además, algunos métodos de control de la corrosión o la aplicación de tratamientos protectores pueden verse afectados por los niveles de cloruros.

Los documentos ACI PRC-364.1R-19¹¹ y ACI PRC-222-19 proporcionan orientación para la evaluación de estructuras de concreto, mientras que ACI PRC-444.2-21¹² ofrece información sobre sensores para el monitoreo de la corrosión y condiciones asociadas.

Dado que definir un único umbral crítico de cloruros aplicable de forma general a todas las estructuras existentes no es práctico, el riesgo de corrosión debe evaluarse mediante múltiples indicadores del concreto a nivel del acero de refuerzo, tales como el contenido de cloruros, el pH, el contenido de humedad y la resistividad eléctrica. Ejemplos de ensayos que pueden realizarse para ayudar en la interpretación de los resultados de cloruros y en la comprensión de su impacto incluyen:

- Ensayos electroquímicos, como el potencial de media celda, para evaluar las zonas donde la corrosión es probable que esté activa, o ensayos de velocidad de corrosión;
- Ensayos de resistividad eléctrica, para evaluar condiciones del concreto que favorecen la corrosión;
- Evaluación de condiciones ambientales y de exposición;
- Ensayos de carbonatación, para analizar el impacto de la reducción del pH;
- Auscultaciones exploratorias, para observar el nivel de corrosión en el acero de refuerzo; y
- Evaluación petrográfica u otros análisis químicos para determinar la cantidad y naturaleza de los materiales cementantes, así como la posible presencia de corrosión, inhibidores, otros haluros u otros factores corrosivos.

También debe señalarse que se requiere más investigación académica para mejorar la evaluación del riesgo de corrosión en estructuras existentes. Como se menciona en un estudio reciente,¹³ existe una necesidad urgente de mejores técnicas de campo para cuantificar las tasas de corrosión en estructuras en servicio. Las evaluaciones mencionadas anteriormente, junto con la determinación del contenido de cloruros y la cuantificación precisa y práctica de la velocidad de corrosión, probablemente representen el enfoque futuro en la práctica profesional.

Conclusiones

No existe un único umbral crítico de cloruros que pueda aplicarse de manera universal a todos los casos de acero de refuerzo en el concreto, debido a la gran cantidad de factores que influyen. En general, niveles más altos de cloruros conducen a un mayor riesgo de corrosión del acero embebido; sin embargo, un umbral real depende de los métodos de ensayo, las condiciones de prueba, los materiales específicos y las características locales de la interfaz acero-concreto. Las guías actuales han evolucionado para proporcionar orientación sobre cómo realizar la evaluación del riesgo, en lugar de establecer valores únicos de umbral crítico de cloruros.

La determinación del contenido de cloruros en el concreto puede ser muy útil cuando se combina con otra información, como: recubrimiento de concreto, profundidad de carbonatación, resistividad eléctrica, potencial de media celda y condiciones de exposición ambiental. Estos factores, combinados, permiten tomar decisiones informadas sobre el estado actual de la estructura y las estrategias de reparación necesarias. También existe la necesidad de mejorar la evaluación en campo de la corrosión del acero de refuerzo. En particular, se requiere desarrollar técnicas eficientes, prácticas y precisas para medir la velocidad de corrosión directamente en estructuras en servicio.

Los documentos ACI PRC-222-19, ACI PRC-364.1-19, ACI PRC-365.1-17, ACI PRC-444.1-21, así como las publicaciones citadas, proporcionan un contexto útil para profundizar en el tema.

Referencias

1. ACI Committee 222, "Guide to Protection of Metals in Concrete Against Corrosion (ACI PRC-222-19)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2019, 64 pp.
2. ASTM C1152/C1152M-20, "Standard Test Method for Acid-Soluble Chloride in Mortar and Concrete," ASTM International, West Conshohocken, PA, 2020, 4 pp. doi: 10.1520/C1152_C1152M-20
3. ASTM C1218/C1218M-20, "Standard Test Method for Water-Soluble Chloride in Mortar and Concrete," ASTM International, West Conshohocken, PA, 2020, 3 pp. doi: 10.1520/C1218_C1218M-20
4. Clear, K.C., "Time-to-Corrosion of Reinforcing Steel in Concrete Slabs," Report No. FHWA-RD-76-70, Federal Highway Administration, Washington, DC, 1976.

5. Hausmann, D.A., "Steel Corrosion in Concrete—How Does it Occur?" *Materials Protection*, V. 6, 1967, pp. 19-23.
6. Angst, U.; Elsener, B.; Larsen, C.K.; and Vennesland, O., "Critical Chloride Content in Reinforced Concrete — A Review," *Cement and Concrete Research*, V. 39, No. 12, Dec. 2009, pp. 1122-1138. doi: 10.1016/j.cemconres.2009.08.006
7. ACI Committee 365, "Report on Service Life Prediction (ACI PRC-365.1-17)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2017, 60 pp.
8. Angst, U.M.; Mette, G.R.; Michel, A.; Gehlen, C.; Wong, H.; Isgor, O.B.; Elsener, B.; Hansson, C.M.; François, R.; Hornbostel, K.; Polder, R.; Alonso, M.C.; Sanchez, M.; Correia, M.J.; Criado, M.; Sagüés, A.; and Buenfeld, N., "The Steel-Concrete Interface," *Materials and Structures*, V. 50, Article No. 143, 2017, pp. 1-24. doi: 10.1617/s11527-017-1010-1
9. Adil, G.; Halmen, C.; Vaddey, P.; Pacheco, J.; and Trejo, D., "Multi- Laboratory Validation Study of Critical Chloride Threshold Test Method," *ACI Materials Journal*, V. 119, No. 6, Nov. 2022, pp. 91-100. doi: 10.14359/51737195
10. Vasudevan, G.D., and Trejo, D., "Quantification of Critical Chloride Threshold of Reinforcing Steel Embedded in Portland Limestone Cement Systems Containing Supplementary Cementitious Materials," *Materials and Structures*, V. 57, Article No. 60, Apr. 2024. doi: 10.1617/s11527-024-02324-y
11. ACI Committee 364, "Guide for Assessment of Concrete Structures before Rehabilitation (ACI PRC-364.1-19)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2019, 24 pp.
12. ACI Committee 444, "Structural Health Monitoring Technologies for Concrete Structures – Report (ACI PRC-444.2-21)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2021, 114 pp.
13. Angst, U.M.; Isgor, O.B.; Hansson, C.M.; Sagüés, A.; and Geiker, M.R., "Beyond the Chloride Threshold Concept for Predicting Corrosion of Steel in Concrete," *Applied Physics Reviews*, V. 9, No. 1, Article No. 011321, Mar. 2022. doi: 10.1063/5.0076320

Agradecimientos a David Tepke, SKA Consulting Engineers, Inc., Mount Pleasant, South Carolina, USA, y a O. Burkan Isgor, Oregon State University, Corvallis, Oregon, USA, por proporcionar la respuesta a esta pregunta.

Las preguntas de esta columna fueron realizadas por usuarios de documentos del ACI y han sido respondidas por el personal del ACI o por uno o más miembros de comités técnicos del ACI. Las respuestas no representan la posición oficial de un comité del ACI. Los comentarios deben enviarse a lacey.stachel@concrete.org.

Título original en inglés:
Concrete Q&A
Practical Application of a
"Critical Chloride Threshold"
for Evaluating Corrosion in
Existing Structures

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



Traductor:
Ing. Santiago Vélez
Guayasamín MSc DIC



Revisor Técnico:
Ing. Byron Malatay.

ACI premia a Latinoamérica esta primavera

Miembros de ACI Latinoamérica reciben premios durante la convención de primavera 2026 del ACI Internacional este 30 de marzo en el Hyatt Regency O'Hare Chicago Hotel en Rosemont, lugar sede del evento.

El *Premio ACI Impact* (2014) reconoce a personas u organizaciones cuyo trabajo e iniciativas innovadoras han impulsado la misión, visión y objetivos estratégicos de ACI. Este premio reconoce prácticas innovadoras, programas transformadores o alianzas que marcan la diferencia en la industria del concreto, tanto a nivel local como global. Ya sea mediante la mejora o el desarrollo de nuevos programas, productos, tecnología o actividades de divulgación de ACI, los galardonados son embajadores que contribuyen a forjar el futuro del concreto.



Xiomara Sapón Roldán

ACI Impact Award

Ing. Xiomara Sapón Roldán

Guatemala, Guatemala. *Capítulo de Guatemala*

“en reconocimiento de su liderazgo sobresaliente y esfuerzos colaborativos para promover la misión del ACI a través de programas locales de Certificaciones ACI altamente exitosas y actividades de capítulos estudiantiles”

Xiomara Sapón Roldán, FACI, es la Gerente de Conocimiento y Calidad en el Instituto de Cemento y Concreto de Guatemala (ICCG), cargo que ha ocupado desde 2007. Recibió el Premio de Certificación ACI en 2021 y el Premio de Actividades del Capítulo ACI en 2016. Es Presidenta del Subcomité de Certificación Internacional de ACI, y miembro de la Junta Directiva de ACI, el Comité de Actividades Educativas de ACI, y los Comités C602, Comité de Supervisión de Programas de Certificación de Normas Internacionales y 130, Sostenibilidad del Concreto. Es ex miembro del Comité de Actividades del Capítulo ACI y del Comité Asesor Internacional de ACI. Es la actual vicepresidenta del capítulo de ACI Guatemala. Su participación local e internacional incluye la promoción del conocimiento de las normas, la certificación del personal y las prácticas de construcción sostenibles y resistentes. También es miembro de ASTM International. Sapón Roldán recibió su título de Ingeniería Civil de la Universidad de San Carlos, Ciudad de Guatemala, Guatemala, y su maestría en Ingeniería y Gestión Industrial de la Universidad Rafael Landívar, Ciudad de Guatemala.

También completó estudios en Estrategia Organizacional en el Instituto de Tecnología de Massachusetts (MIT), Cambridge, MA, EE. UU.

“Me siento increíblemente agradecida, especialmente porque mi camino en la industria del concreto ha sido moldeado por la orientación de mentores, la colaboración de colegas, el aliento de amigos y el apoyo constante de mi familia. En 2007 comencé mi viaje en el Instituto del Cemento y del Concreto de Guatemala y el Capítulo ACI Guatemala sin imaginar lo significativo y gratificante que sería ser parte de organizaciones que continuamente influyen, mejoran e impactan la forma en que construimos con concreto. Este reconocimiento no es solo un logro personal, sino también un reflejo de la comunidad inspiradora que me ha apoyado a lo largo del camino. Gracias a todos los que han sido parte de mi viaje, por inspirarme, apoyarme y permitirme crecer dentro de una comunidad global tan extraordinaria.”

- Xiomara Sapón Roldán

El *Premio de Actividades de los Capítulos* (1975) reconoce el servicio sobresaliente en la promoción y desarrollo de un capítulo(s) por parte de algún miembro del ACI. Para recibir este reconocimiento el individuo que se proponga debe haber hecho una contribución sobresaliente en el liderazgo y la administración, o en la organización o realización de las actividades del Capítulo.



Elissa Narro Aguirre

ACI Chapter Activities Award

M.R.E. Elissa Narro Aguirre

Coahuila, México. *Sección Noreste de México*

“por sus contribuciones significativas al amplio cumplimiento de la misión y visión del ACI en México”

Elissa Narro es actualmente la Vicepresidenta de Concretos Narro, una empresa con base en Saltillo, Coahuila, México, que se dedica al suministro de concreto premezclado, a la venta de materiales de construcción y a la prestación de servicios de desarrollo urbano, así como al servicio de movimiento de tierras en el norte de México. Es profesora del Departamento de Arquitectura de la Universidad Americana del Noreste (UANE) y Vice Presidenta de la Sección Noreste de México del American Concrete Institute.

Elissa preside el Comité de Actividades Estudiantiles y de Jóvenes Profesionales (SYPA) y es miembro con derecho a voto de los siguientes comités: 130 Sostenibilidad del Concreto, 130G Educación, 65 Membresía, S801 Competencias Estudiantiles, S802 Métodos de Enseñanza y Materiales Educativos, S803 Red de Profesores y Mujeres en ACI.

También es miembro de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural (SMIE). Sus intereses de investigación incluyen la optimización de mezclas de concreto y el control de calidad con monitoreo en tiempo real de la producción de concreto.

Se graduó de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Autónoma de Coahuila en 2012. Posee diplomas en “Construcción Urbana”, también en “Vías Terrestres”; ambos otorgados por la Universidad Autónoma de Coahuila, así como también una maestría en Valuación Inmobiliaria por la misma institución, la cual obtuvo en 2015.

“Este reconocimiento significa mucho para mí y lo recibo con el corazón lleno de gratitud. Ha sido un camino acompañado por mentores, colegas y estudiantes que me han enseñado, guiado y motivado constantemente. Más que un logro personal, lo veo como un reflejo del trabajo en equipo y de una comunidad que cree en el desarrollo del concreto en México. Asumo este reconocimiento con humildad y con el compromiso de seguir aportando, compartiendo conocimiento y sumando al crecimiento de nuestra industria”

- Elissa Narro Aguirre



José Alfredo Rodríguez Campos

ACI Chapter Activities Award

José Alfredo Rodríguez Campos

Toluca, México. *Sección Centro y Sur de México*

“por su excepcional trabajo y dedicación al Capítulo de ACI del Centro y Sur de México, sus continuos esfuerzos en la exitosa difusión de tecnología a

la industria del concreto y la construcción, y su invaluable apoyo para el desarrollo de capítulos estudiantiles en México”.

José Alfredo Rodríguez Campos es Ingeniero Civil de la Universidad Autónoma de Nuevo León, donde forma parte del Consejo Consultivo de la Facultad de Ingeniería Civil desde 2019. Actualmente se desempeña como Gerente de Innovación para Holcim México.

Es miembro de los Comités ACI 130, Sostenibilidad del Concreto, y 555, Concreto con Materiales Reciclados y del Subcomité ACI 308-C, Guía sobre Curado Interno del Concreto. También es miembro de los Comités de ASTM Internacional C01, Cemento; C09, Agregados de Concreto y Concreto; y C15, Mampostería - Unidades de mampostería prefabricadas, morteros y lechadas. Está activamente involucrado con el Capítulo Centro y Sur de México del ACI y es expresidente (2023-2025), exvicepresidente (2012-2023) y exdirector de Capítulos Estudiantiles (2019-2021). Actualmente forma parte del Comité de Nominaciones.

Es una figura clave en el Encuentro Latinoamericano de Capítulos Estudiantiles del ACI (ENLACE), que se celebra anualmente en México. También es el creador y promotor del premio Dr. Ramón L. Carrasquillo, medalla otorgada anualmente a los profesionales que brindan apoyo a los estudiantes mexicanos pertenecientes a los capítulos estudiantiles del ACI. En 2016, recibió el Premio a la Excelencia de la Sección del Noreste de México del ACI por su trabajo que promueve el conocimiento de la tecnología del concreto y el cemento en México y América Latina.

Ha completado varios estudios de su posgrado, incluyendo el Diplomado en Diseño y Construcción Sostenible por la Universidad Iberoamericana, CDMX, México y un certificado del programa sobre Sostenibilidad: Estrategias y Oportunidades para la Industria otorgado por el Instituto de Tecnología de Massachusetts (MIT), Cambridge, MA, EE. UU.

“Este premio es el resultado de un esfuerzo de varios años y de varias personas: familia, amigos, maestros, colegas, que sin duda han estado a mi lado y han creído en las iniciativas que hemos propuesto; sin duda es un gran estímulo para continuar trabajando de manera desinteresada compartiendo el conocimiento a los miles de estudiantes que forman parte de los capítulos estudiantiles del ACI”

- José Alfredo Rodríguez Campos

El Premio ACI para Miembros Jóvenes a la Trayectoria Profesional (1997) “con el propósito de reconocer las contribuciones de los miembros más jóvenes del Instituto y sus logros profesionales”. Los seleccionados deben ser miembros del Instituto y tener 35 años o menos al momento de la nominación.



Andrés Matos-Ortiz

ACI Young Professional Award

Andrés Matos-Ortiz, P.E.

Chicago, IL, EE. UU. Capítulo de Puerto Rico

“por su incansable servicio a las comunidades estudiantiles y de jóvenes profesionales de ACI, alentando a los miembros nuevos y existentes a participar en la comunidad de concreto y al desarrollo de oportunidades para que los miembros no tradicionales se involucren con ACI”.

Actualmente el ingeniero Andrés Matos se desempeña como Project Manager y Director Técnico del Laboratorio de Ensayo de Materiales para Millennia Professional Services en los suburbios de Chicago IL, USA. Es Ingeniero Profesional licenciado en Illinois, Texas y en su natal Puerto Rico. Por casi diez años el ingeniero Matos ha trabajado en la industria de la construcción mayormente enfocado en la ingeniería geotécnica, control de calidad y pruebas mecánicas de materiales de construcción. Matos ha sido responsable por el diseño de cimentaciones profundas para edificios altos, almacenes multipisos y puentes. Asimismo, ha sido el ingeniero responsable de los estudios de control de calidad durante la construcción de pavimentos en concreto para proyectos de vías interestatales en Illinois.

Adicionalmente, Andrés se mantiene activo en múltiples asociaciones profesionales y filantrópicas en Illinois y Puerto Rico. Matos fue Presidente del Instituto Geotécnico, Capítulo de Illinois, de la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE). También, ha sido Presidente del Capítulo del ACI en Chicago, IL, USA. A nivel internacional, fue presidente de varios comités en el ACI incluyendo S-805, S-806 y actualmente es el Vicepresidente del comité S-801. Como parte de su compromiso internacional, el ingeniero Matos se desempeña como el maestro de ceremonias de las competencias estudiantiles internacionales del ACI. Más allá del concreto, Andrés ha sido voluntario por más de 15 años para los Hospitales Shriners para niños.

El Ingeniero Andrés Matos, P.E. obtuvo su licenciatura en Ingeniería Civil de la Universidad de Puerto Rico, Recinto Universitario de Mayagüez. Durante su tiempo como estudiante, se desempeñó como miembro de varias asociaciones estudiantiles. Matos fue Capitán del equipo para la competencia de concreto permeable auspiciada por el ACI. Luego, Andrés participó como diseñador de mezcla para el equipo de la bola de boliche en concreto. El hoy ingeniero Matos también se desempeñó como presidente del capítulo estudiantil del ACI en la Universidad de Puerto Rico en Mayagüez. Recientemente, completó su Maestría en Ingeniería Civil enfocada en Ingeniería Geotécnica en la Universidad de Illinois en Chicago (UIC). Andrés continúa estudiando para completar múltiples certificaciones a corto plazo y aspira a completar el doctorado a largo plazo.

“Es un gran honor ser galardonado con este premio. Me siento muy orgulloso y agradecido con mis padres, mis mentores, amigos y colegas que han sido parte de este logro. Agradezco infinitamente al ACI por reconocer nuestra labor y crecimiento de los grupos estudiantiles y de profesionales jóvenes. Este premio es el aditivo para continuar pavimentando un futuro concreto para las nuevas generaciones.”

- Andrés Matos-Ortiz

Reconocimientos a Capítulos Latinoamericanos

Reconocimientos presentados a los capítulos que han logrado la excelencia en actividades de los capítulos o han hecho contribuciones significativas a las actividades del ACI.

Capítulos Excelentes

- Centro y Sur de México
- Noreste de México
- Noroeste de México
- Sureste de México

Capítulos Sobresalientes

- Capítulo de Perú
- Capítulo de Colombia

Reconocimientos del ACI a Capítulos Estudiantiles Latinoamericanos

El ACI reconoce anualmente el logro de los Capítulos Estudiantiles cuyas actividades se alinean con la meta estratégica del ACI de atraer y apoyar a miembros jóvenes, así como crear experiencias valiosas para sus miembros. Los Capítulos Estudiantiles incrementan las oportunidades de crecimiento profesional de los estudiantes y contribuyen a incrementar el conocimiento del concreto y su tecnología a quienes participan activamente en ellos. Los Capítulos Estudiantiles son apoyados por los capítulos profesionales y/o por aliados estratégicos internacionales del ACI.

De entre más de 365 Capítulos Estudiantiles a nivel mundial, el ACI solamente otorga reconocimiento de Capítulo Estudiantil Sobresaliente a poco más de 100 de ellos. Más de 50 de estos fueron Capítulos Estudiantiles Latinoamericanos

Guatemala

- Universidad Rafael Landívar - ING - Quetzaltenango
- Universidad Rafael Landívar - ARQ - Quetzaltenango
- Universidad Mariano Galvez ING - Huehuetenango
- Universidad Mariano Galvez - ING - Quetzaltenango
- Universidad Mariano Galvez - ING - Jutiapa

- Universidad Mariano Galvez - ING - Guatemala
- Universidad del Valle - ING - Guatemala
- Universidad Galileo de Guatemala
- Universidad Mariano Galvez - ARQ- Guatemala
- Universidad Mariano Galvez - ARQ - Huehuetenango
- Universidad Mariano Galvez - ARQ - Jutiapa
- Universidad Mariano Galvez - ARQ - Villa Nueva
- Universidad Mariano Galvez - ARQ - Antigua
- Universidad Mariano Galvez - ING - Antigua
- Universidad de San Carlos De Guatemala (CUSAM)
- Universidad da Vinci - ARQ - Guatemala
- Universidad da Vinci - ING - Huehuetenango
- Universidad de San Carlos de Guatemala
- ING Universidad de San Carlos de Guatemala

México

- Universidad de Tamaulipas (FADU-UAT)
- Universidad Tecnológico de Monterrey (TEC MTY)
- Universidad Veracruzana (FIUV)
- Universidad Popular de la Chontalpa (UPCH)
- Universidad Panamericana, Gdl (CE ACI-UP-GDL)
- Universidad Mesoamericana ING Quetzaltenango
- Universidad Autónoma del Estado de Mexico
- Universidad Autónoma de Tamaulipas Facultad de Ingeniería (FIT-UAT)
- Tecnológico Nacional de Mexico (IC ITNL)
- Universidad Americana del Noreste (Arq UNAE)
- Universidad Autónoma de Baja California (UABC)
- Universidad Autónoma de Nuevo Leon Facultad de Ingeniería Civil (FIC-UANL)
- Instituto Politécnico Nacional
- Instituto Tecnológico de Ciudad Victoria (CEIC-ITCV)
- Instituto Tecnológico de Iztapalapa III
- Instituto Tecnológico de Sonora (ITSON)
- Instituto Tecnológico y de Estudios Superiores de Monterrey, Querétaro (Tec Qro)

Perú

- Universidad Tecnológica del Perú (UTP)
- Universidad Ricardo Palma
- Universidad Privada del Norte (UPN)
- Universidad Nacional Mayor de San Marcos (UNMSM)
- Universidad Nacional de Ingeniería
- Universidad Nacional de Cajamarca (UNC)
- Universidad Católica de Santa María (UCSM)

Colombia

- Universidad Nacional De Colombia (UNAL)
- ING Universidad del Norte (Uninorte)
- Universidad de los Andes

Ecuador

- Universidad San Francisco de Quito
- Escuela Superior Politécnica del Litoral

Puerto Rico

- University of Puerto Rico - Mayagüez

Bolivia

- Universidad Privada de Santa Cruz de la Sierra



CONCRETO
LATINOAMÉRICA