

CONCRETO

LATINOAMÉRICA



VOLUMEN V | NÚMERO 1 | ENERO 2024

CONCRETO

LATINOAMÉRICA

Volumen V - Número 1
Enero de 2024

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

CONTENIDO

- 1** **Minimizando el riesgo de Losas de hormigón con Cemento Portland—Caliza**
Traducción y revisión técnica a cargo del
Capítulo: Ecuador Centro y Sur
- 2** **Efecto del tamaño y forma de la probeta en la resistencia a la compresión del concreto**
Traducción y revisión técnica a cargo del
Capítulo: República Dominicana
- 3** **¿Enfrenta los Desafíos del Cemento Tipo IL? Aditivos a Base de Nanopartículas**
Traducción y revisión técnica a cargo del
Capítulo: México Centro y Sur
- 4** **"Seguridad razonable" de las estructuras existentes, Parte 3**
Traducción y revisión técnica a cargo del
Capítulo: Perú
- 5** **Revisión de juntas en esquinas de un Concreto Reforzado sometidas a momentos de apertura**
Traducción y revisión técnica a cargo del
Capítulo: México Noroeste
- 6** **Preguntas y Respuestas. ¿Cuál es la definición adecuada de temperaturas bajas para colar el concreto?**
Traducción y revisión técnica a cargo del
Capítulo: Puerto Rico
- Q** **¿Quiénes somos y qué hacemos? Noche de gala en la que la Sección Noreste de México hizo entrega de sus Reconocimientos 2023**
Capítulo: México Noreste

COMITÉ EDITORIAL:

Presidente del Comité Editorial:

Dr. Jorge Maurilio Rivera Torres
Presidente de la Sección Noreste de México del ACI.(2022-2024)

Editor en Jefe:

Ing. José Lozano y Ruy Sánchez

Editores Asociados:

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

Asesor Técnico:

Dr. Alejandro Durán Herrera

Traducción:

Lic. Iliana M. Garza Gutiérrez

Comité de Artículos Originales

Ing. Xiomara Sapón Roldán
Ing. Thyssen Won Chang

Revisión Editorial:

Lic. Iliana M. Garza Gutiérrez

Administración y Logística:

Lic. Ana Durán Herrera

Dirección Creativa:

MDG. Rosa Otilia Armendariz Solís

Diseño Gráfico:

LDI. Hannia Annett Molina Frías
LDG. Anakaren Lozano González

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

Diseño Editorial: Comunicación e
Imagen Institucional FIC-UANL

Cualquier asunto relacionado con la publicación
contactarse a :

Correo: concretolatam@gmail.com

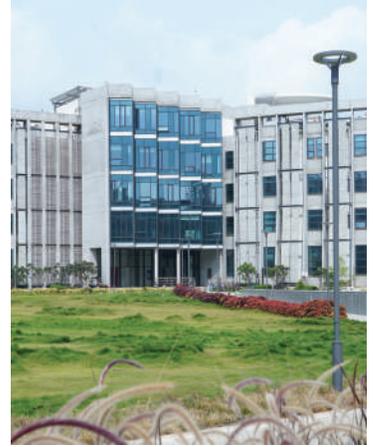
Tel: +52 81 2146 4907

Representantes de los Capítulos ACI de Latinoamérica:

Argentina
Colombia
Costa Rica
Ecuador Centro y Sur
Guatemala

México Noreste
México Noroeste
México Centro y Sur
México Sureste
República Dominicana
Perú
Puerto Rico

Dr. Raúl Bertero
Dra. Nancy Torres Castellanos
Ing. Minor Murillo Chacón
Ing. MSc. Santiago Vélez Guayasamín
Ing. Luis Alvarez Valencia
Ing. Xiomara Sapón Roldán
Dr. Jorge Maurilio Rivera Torres
Ing. Oscar Ramírez Arvizu
Ing. José Alfredo Rodríguez Campos
Mtro. Joseph Eli Mandujano Zavala
Ing. Piero Roberto Caputo Rodríguez
Ing. Julio Antonio Higashi Luy
Ing. Anabel N. Merejildo



Fotografía del Campus de Hyderabad, Telegana, India, del Instituto Tecnológico de la India (IIT). Su reciente expansión incluye los edificios de ingeniería biomédica, biotecnología y administrativos además edificios académicos diversos, parque de investigación y parque de incubación tecnológica, centro de convenciones, y complejos culturales y deportivos. Construido sobre una superficie de 233 ha, aloja un total de 30,000 personas, 20,000 de ellos estudiantes. El edificio de Ingeniería Biomédica utilizó concreto autocompactable en sus fachadas aparentes usando cimbras recubiertas con un máximo de 3 usos. La obra fue ganadora del Segundo Lugar en la Categoría de Edificios Bajos durante la pasada Gala de los Reconocimientos a la Excelencia en Construcción con Concreto del ACI en Boston, MA, USA., el pasado mes de octubre de 2023. (Para mayor información consultar revista Concreto Latinoamérica Noviembre 2023 o Concrete International del mismo mes.)

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

Dra. Margareth Josefina Dugarte Coll
Dr. Lucio Guillermo López Yépez

Ing. José Lozano y Ruy Sánchez
Dr. Francisco René Vázquez Leal

¡Únete Hoy!

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



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 Enero del 2024. 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.

Minimizando el riesgo de Losas de hormigón con Cemento Portland–Caliza

Mejores prácticas y estrategias para reducir los desafíos del acabado de losas de piso y resistencias críticas a edades tempranas.

por James Klingler, Joseph F. Neuber Jr., Jeffrey Ondo y Bruce A. Suprenant

Si bien muchos contratistas han colocado y finalizado losas de concreto construidas con cemento Tipo IL (cemento de piedra caliza - Portland PLC), otros han tenido problemas con retrasos en el proyecto y acabados inaceptables.

Para encontrar las causas fundamentales de los resultados fallidos, se deben evaluar los datos del lugar de trabajo, como las proporciones de la mezcla, las condiciones climáticas, las prácticas y equipos de construcción y los requisitos de acabado.

Este artículo analiza a edad temprana, operaciones de construcción críticas como corte con sierra, protección contra el clima frío, postensado y remoción de encofrados, así como las mejores prácticas y estrategias para minimizar los riesgos durante el acabado de losas de piso, y la construcción temprana y de resistencia crítica. Este artículo también proporciona datos recopilados sobre seis prototipos construidos con cemento Tipo IL y uno construido con cemento Tipo I.

Los autores alientan a otros a compartir sus datos y experiencias con el cemento Tipo IL.

Desafíos del acabado del hormigón

Los resultados de la colocación de losas de concreto dependen en gran medida de los componentes de la mezcla y de las propiedades del concreto fresco, como el asentamiento, el contenido de aire, la tasa de sangrado y el tiempo de fraguado. La sensibilidad del concreto fresco al medio ambiente impacta las técnicas y el tiempo del acabado para producir un producto de calidad. Un factor importante que separa las losas que requieren un acabado con llana de las losas diseñadas como pavimento¹⁻⁴ es el tiempo que la losa de concreto fresco está expuesta al

medio ambiente. Para el pavimento de encofrado deslizante, Poole⁵ indicó que el acabado final generalmente se completa a los pocos minutos de colocar el concreto, mucho antes del momento del fraguado inicial y del final del período de sangrado. Para las losas que reciben un acabado con llana, el acabado final puede ocurrir de 3 a 8 horas después de su colocación, y los retrasos más prolongados ocurren en climas fríos con alta humedad relativa. Este tiempo de exposición prolongado plantea un riesgo sustancial para los contratistas que tienen la tarea de convertir una pieza sensible y producto perecedero en un producto endurecido de calidad para el propietario. Por lo tanto, los ejemplos de pavimentos de encofrado deslizante y estacionamientos no son comparables a las losas especificadas para recibir un acabado con llana.

Encuesta sobre hormigón PLC

La reciente encuesta conjunta ACIASCC sobre hormigón PLC (se publicará en la edición de febrero de 2024 de Concrete International) planteó preguntas para obtener experiencias de los usuarios con el acabado y el rendimiento de las losas que requieren un acabado con llana.

En la siguiente sección se presentan las respuestas de 173 encuestados. Como muestra el estudio, las propiedades del hormigón fresco cambiaron cuando cambió el cemento.

Los cambios reportados en las propiedades del concreto fresco asociados con el cambio del cemento Tipo I al cemento Tipo IL incluyen:

- Demanda de agua: el 77% informó un aumento mientras que el 7% informó una disminución;
- Sangrado: el 14 % informó un aumento mientras que el 39 % informó una disminución;

- Tiempo de fraguado: el 51 % informó un aumento mientras que el 21 % informó una disminución;
- Formación de costras: el 31 % informó un aumento, mientras que el 1 % informó un disminuir;
- Cambios en el acabado: el 45 % informó un aumento mientras que el 3 % informó una disminución;
- y
- Necesidad de reductor de evaporación: el 38% informó un aumento mientras que el 1% reportó una disminución.

Las características de rendimiento del concreto PLC informadas (en relación con el concreto producido con cemento Portland Tipo I) incluyen:

- Agrietamiento por retracción plástica: el 43 % informó un aumento mientras que el 6% reportó una disminución;
- Descascaramiento: el 13 % informó un aumento mientras que el 1 % informó un disminuir;
- Polvo: el 13 % informó un aumento, mientras que el 1 % informó un disminuir;
- Resistencia al desgaste: el 4 % informó un aumento mientras que el 19 % informó una disminución;
- y
- Delaminación: el 17 % informó un aumento mientras que el 1 % informó una disminución.

La experiencia del hormigón de Neuber

Se contrató a Neuber Concrete, Phoenixville, PA, EE. UU., para construir un edificio con muros *tilt-up* de 79,000 pies² (7,340 m²) que incluye una losa sobre el suelo, losas de fundición y paneles de pared. El productor de concreto premezclado indicó que el cemento Tipo IL era la única opción. Debido a que esta fue la primera experiencia de Neuber Concrete con concreto de cemento Tipo IL, se utilizaron losas/prototipos de prueba para evaluar los efectos del cemento Tipo IL en el acabado. Al final se hicieron siete prototipos. El productor de concreto premezclado y el proveedor de cemento realizaron visitas al sitio durante los prototipos y brindaron recomendaciones. Se registraron observaciones de sangrado, estimaciones de tasas de evaporación y calidad de las superficies acabadas. Si bien no hemos encontrado otros datos publicados que correlacionen el agua de sangrado, las tasas de evaporación y el acabado superficial con concreto de cemento Tipo IL, las experiencias de Neuber son instructivas.

Tabla 1:

Propiedades y proporciones especificadas de mezclas sin aire incorporado utilizadas para la colocación de prototipos.

Propiedades y proporciones de la mezcla.	No. de Prototipo						
	1	2	3	4	5	6	7
Resistencia a la compresión, psi	4000	4000	4000	4000	4000	4000	4000
Revenimiento, in.	6.0 ± 1.0	7.0 ± 1.0	7.0 ± 1.0	6.0 ± 1.0	6.0 ± 1.0	6.0 ± 1.0	6.0 ± 1.0
Peso unitario, lb/ft ³	152.5	151.6	151.6	152.5	152.5	152.5	152.5
Fibras de acero, lb/yd ³	45	0	0	0	0	0	0
Tipo de cemento*	IL	IL	IL	IL	IL	IL	I
Cemento tipo, lb/yd ³	530	620	620	530	530	620	530
Agua, lb/yd ³	265	283	283	265	275	283	265
w/cm	0.50	0.46	0.46	0.50	0.52	0.47	0.50
Tamaño máximo de agregado, pulg.	1-1/2	1	1	1-1/2	1-1/2	1-1/2	1-1/2
Agregado grueso, lb/yd ³	1684	1446	1520	1684	1684	1684	1684
Intermedio, No. 8, lb/yd ³	400	346	240	400	400	400	400
Agregado fino, lb/yd ³	1224	1410	1385	1224	1224 [†]	1224 [†]	1224
Aditivo reductor de agua, fl oz/cwt	6	4	6	6	6	6	6

**Los certificados de molienda de cemento indicaron un contenido de piedra caliza y una superficie específica (SSA) de 3,8% y 383 m²/kg para el cemento Tipo I y 13% y 488 m²/kg para el cemento Tipo IL

[†]Los prototipos 5 y 6 comprendían una arena con un módulo de finura más alto (más tosco) que otros prototipos

Nota: 100 psi = 0.7 MPa; 1 in. = 25 mm; 1 lb/ft³ = 16 kg/m³; 1 lb/yd³ = 0.6 kg/m³; 1 fl oz/100 lb = 65 mL/100 kg

Mezclas de prototipos

Los ingredientes de la mezcla y los pesos de los lotes para los prototipos se muestran en la Tabla 1. El prototipo 1 tenía proporciones de la mezcla de concreto típica utilizada por Neuber Concrete. La mezcla produjo una losa que era lo suficientemente buena para usar como lecho de fundición, pero no cumplía con los estándares del contratista para una losa sobre suelo porque la tasa de sangrado no compensaba la tasa de evaporación. Los siguientes cinco prototipos se utilizaron para ajustar la mezcla de concreto y los métodos de curado iniciales para superar este problema. Para el prototipo 7, el productor de concreto premezclado suministró concreto con cemento Tipo I.

Como se muestra en la Tabla 1, hubo dos intentos de aumentar el agua de sangrado. El contenido de agua se incrementó en aproximadamente 20 lb/yd³ (12 kg/m³) para el prototipo 5 y se usó una arena más gruesa con un módulo de finura más alto.

Parámetros del prototipo: Los siete prototipos incluían dos para paneles inclinables (*tilt-up*) de 3,5 pulgadas (90 mm) de espesor y cinco para losas sobre suelo de 7 a 8 pulgadas (178 a 230 mm) de espesor. La cantidad de concreto varió de 16 a 40 yd³ (12 a 30 m³), y los tamaños de colocación variaron de 600 a 3,300 ft² (56 a 307 m²). Los prototipos se colocaron en mayo y junio de 2023. La Tabla 2 proporciona un resumen de los datos medidos y las observaciones de las ubicaciones de los prototipos.

Tabla 2:

Datos para prototipos de losa sobre suelo (SOG) y panel inclinable/*tilt-up* (Panel)

Propiedades de la mezcla	Datos medidos para ubicaciones de prototipo						
	1	2	3	4	5	6	7
Tipo de cemento	IL	IL	IL	IL	IL	IL	I
Fecha de colocación	5/10/23	5/15/23	5/19/23	6/5/23	6/8/23	6/16/23	6/29/23
Volumen de colocación, yd ³	40	40	16	30	36	34	20
Área de colocación, pies ²	1890	3300	600	1400	1450	1421	1000
Espesor de colocación, in.	7	3.5	3.5	7	7	8	7
Tipo de prototipo	SOG	Panel	Panel	SOG	SOG	SOG	SOG
Factores ambientales							
Temperatura media del aire, °F	65	61	63	65	55	61	72
Temperatura del hormigón, °F	66	69	70	69	66	72	74
Velocidad media del viento, mph	3	6	7	7	5	6	6
HR promedio, %	60	54	57	50	57	80	66
Tasa de evaporación, lb/pie ² /h	0.03*	0.08*	0.09*	0.04 a 0.07 [†]	0.02 a 0.09 [†]	0.07*	0.06*
Propiedades del hormigón fresco							
Caída, in.	7.5	6.0	7.0	7.0	7.5	6.0	6.0
Contenido de aire, %	0.7	1.5	1.0	No medido	1.1	1.3	1.5%
Brillo del agua de sangrado, visual	Pequeño	Ninguno	Ninguno	Ninguno	Pequeño	Pequeño	Bien
Observaciones durante y después de terminar							
Agrietamiento por contracción plástica	Sí	No	No	Sí	No	Sí	No
Desgarro superficial	No	Sí	Sí	Sí	Sí	Sí	No
Grietas superficiales	No	Sí	Sí	Sí	Sí	Sí	No
Formación de Costras	No	Sí	Sí	Sí	Sí [‡]	Sí	No
Fraguado irregular	No	Sí	Sí	Sí	Sí	Sí	No
Delaminación	No	No	No	No	No	Sí	No
Calificación general del contratista	De acuerdo [§]	Malo [#]	Malo [#]	Malo [#]	Malo	Reparación necesaria	Excelente

*Tasa de evaporación calculada utilizando la ecuación de Uno proporcionada en ACI 305R20

[†]Medido con Kestrel Concrete Weather Pro 5200L

[‡]El agua sale a través de las grietas cuando se empuja hacia abajo la superficie de concreto aplicada con llana.

[§]Suficientemente bueno para usar como lecho de fundición, no cumple con los estándares del contratista para losa sobre suelo.

[#]No es lo suficientemente bueno para usarlo como lecho de fundición, se retira y se desecha fuera del sitio

Nota: 1 yd³ = 0.8 m³; 1 ft² = 0.09 m²; 1 in. = 25 mm; °C = 5/9 × (°F - 32); 1 mph = 1.6 km/h; 1 lb/ft²/h = 4.9 kg/m²/h

Tabla 3:**Métodos de curado inicial y evaluación del contratista.**

No. de Prototipo	Métodos de curado inicial.	Evaluación de contratistas
1	No se utiliza nebulización o reductor de evaporación	Un poco de agua de sangrado Superficie correcta
2	No se utiliza nebulización o reductor de evaporación	Costra, esponjosa, desgarre superficial
3	No se utiliza nebulización o reductor de evaporación	Suave, esponjoso con superficie dura
4	Camión 1: Reductor de evaporación aplicado directamente desde la allanadora en la primera pasada Camión 2: Reductor de evaporación aplicado desde el pulverizador de mochila directamente después de la regla láser	No hay sangrado Formación de costras y grietas
5	1/4 de área—sin nebulización de agua ni reductor de evaporación 1/4 de área—nebulizada directamente después del enrasado de la regla láser 1/2 de área—reductor de evaporación aplicado directamente después de la regla láser	Pequeña cantidad de agua de sangrado No es tan efectivo como el reductor de evaporación El agua de sangrado dura más que otras áreas pero tiene costras y grietas
6	Reductor de evaporación aplicado directamente después de la regla láser con un pulverizador de tambor eléctrico	Suave, esponjoso y agrietado
7	No se utiliza reductor de nebulización o evaporación	Buena cantidad de agua de sangrado Buen acabado

Propiedades del hormigón fresco: Se midieron el revenimiento y el contenido de aire. Los revenimientos variaron de 6.0 a 7.5 pulgadas (152 a 190 mm) y el contenido de aire varió de 0.7 a 1.5%. Se observó visualmente el brillo del agua de sangrado: ninguno, poco o bueno. Las propiedades del concreto fresco se reportan en la Tabla 2.

Factores ambientales: La Tabla 2 resume los valores medidos de condiciones de materiales y ambientales durante la colocación del hormigón. Se registraron la temperatura del aire y del hormigón, la humedad relativa (RH) y la velocidad del viento. Se utilizó un Kestral Concrete Weather Pro 5200L para recopilar datos e informar las tasas de evaporación en los prototipos 4 y 5. La tasa de evaporación en los otros prototipos se calculó utilizando la ecuación de Uno proporcionada en ACI 305R20⁶.

Colocación y acabado: Se ejecutaron todas las colocaciones utilizando los siguientes pasos:

- Lugar: el concreto se depositó directamente desde el conducto del camión de concreto sobre láminas de poliolefina;
- Enrasado: el concreto se niveló usando una regla enrasadora guiada por láser montada sobre rueda;
- Espera: los trabajadores observaron el concreto hasta que el agua de sangrado y el tiempo de fraguado indicaron que podía comenzar el acabado;
- Flotación: el concreto se trabajó usando una allanadora de dos aspas; y
- Llana: el concreto se terminó usando hojas combinadas en una alisadora de doble operador.

Métodos de curado inicial y evaluación: No se utilizaron métodos de curado inicial para los tres primeros prototipos, ya que esto normalmente no era necesario con mezclas Tipo I bajo las condiciones en el momento de la colocación. Debido a que se observaron grietas por contracción plástica, grietas en la superficie y formación de costras en los primeros tres prototipos (aunque las tasas de evaporación fueron bajas), se utilizaron nebulización de agua y reductores de evaporación en los prototipos 4, 5 y 6. La Tabla 3 proporciona los métodos de curado iniciales y la evaluación de los resultados por parte del contratista. Los reductores de evaporación son emulsiones a base de agua que reducen las tasas de evaporación formando películas de monómero y compensando en pequeña medida la pérdida de agua debido a la evaporación.

Evaluación de la superficie durante el acabado: Las Figuras 1, 2 y 3 muestran ejemplos de agrietamiento por contracción plástica, desgarro de la superficie y agrietamiento de la superficie observados en los prototipos 4, 5 y 6. Se proporciona la ocurrencia de estos problemas y la evaluación

general del acabado por parte del contratista en la Tabla 2. La formación de costras fue evidente en la mayoría de los prototipos de concreto de cemento Tipo II. La formación de costras fue evidente cuando el agua fue empujada a la superficie de la losa cuando los acabadores aplicaron presión sobre la losa.

Sólo el Prototipo 7, la losa construida con cemento Tipo I, recibió una buena calificación por parte del contratista.

Construcción del proyecto: El proyecto fue construido exitosamente con cemento Tipo I.

Tasa y capacidad de agua de sangrado, tasa de evaporación y tiempo de fraguado

Poole⁵ indica que la pérdida de agua debido a la evaporación es particularmente crítica durante el período de curado inicial. En condiciones climáticas favorables al secado, la evaporación del agua extraída puede ser bastante rápida. Cuando la evaporación excede el sangrado, la zona cercana a la superficie de la pasta de cemento se seca, lo que resulta en contracción y desarrollo de deformaciones por tracción. Debido a que la resistencia a la tracción a edades tan tempranas es muy baja, el hormigón fresco desarrolla grietas de contracción plástica.

Por lo tanto, los objetivos más críticos de un acabador son anticipar con precisión el balance de agua entre evaporación y sangrado y tomar las medidas adecuadas para cambiar ese balance a una posición favorable.

Las directrices actuales sugieren limitar el tiempo que el hormigón permanece sin protección o limitar las tasas de evaporación.

La información del prototipo de Neuber sugiere una tasa de evaporación crítica de aproximadamente 0.05 lb/ft²/h (0.24 kg/m²/h)— idéntica a la tasa de evaporación permitida especificada para superposiciones de tableros de puentes de concreto con humo de sílice⁶. Y la experiencia de Neuber se relaciona con un comentario de la encuesta ACI ASCC: "...tengo que usar retardador [reductor] de evaporación, sin



Fig. 1: Grietas por contracción plástica antes de las operaciones de acabado.



Fig. 2: Desgarro de la superficie durante el allanado.



Fig. 3: Grietas en la superficie durante la operación de allanado, el concreto debajo de la superficie todavía es plástico.

importar la tasa de evaporación". Sin embargo, el uso de un reductor de evaporación no garantiza el éxito. En los prototipos de Neuber, la aplicación de un reductor de evaporación no dio como resultado una capacidad de acabado adecuada ni un éxito general.

Puntos críticos durante la construcción: La comparación del comportamiento del sangrado con condiciones probables de secado identificará posibles períodos críticos antes del momento del fraguado inicial. La Figura 4 proporciona un gráfico hipotético de evaporación y sangrado para la colocación de un pavimento de concreto de cemento Tipo I⁵. Durante la primera media hora, y nuevamente después de aproximadamente 4 horas, la evaporación puede exceder el sangrado. Los dos períodos, marcados con óvalos rojos, representan períodos críticos para el agrietamiento por contracción plástica. En el primer período crítico, la mezcla será plástica y podrá adaptarse a las pérdidas por evaporación

encogiéndose en una capa más delgada. Sin embargo, el agrietamiento puede ocurrir durante el segundo período porque el concreto habrá desarrollado cierta rigidez y no podrá adaptarse a la pérdida de agua simplemente reduciendo el volumen.

La Figura 5 proporciona un gráfico hipotético de evaporación y sangrado para pavimento de concreto con cemento Tipo I, tratado con un reductor de evaporación justo después del enrasado⁵. El reductor de evaporación desplaza la curva de evaporación acumulativa, manteniendo la evaporación acumulativa por debajo del sangrado acumulativo hasta el fraguado final en 5 horas. Este cambio elimina efectivamente cualquier período crítico de agrietamiento por contracción plástica.

La Figura 6 proporciona un gráfico hipotético de evaporación y sangrado para la colocación de una losa de concreto de cemento Tipo IL tratada con un reductor de evaporación. Aunque el reductor desplaza la curva de evaporación acumulada, la evaporación excede el sangrado durante todo el período de curado inicial. Tal escenario expondría el concreto fresco a condiciones que favorecen la formación de costras y fisuras de contracción plástica. Ambos resultados se observaron en los prototipos de Neuber.

Tasa de sangrado y capacidad: Poole⁵ informó que pavimentos de 12 pulgadas (300 mm) colocados usando concretos con una relación agua material cementante (w/cm) que oscilaba entre 0.38 y 0.48 tenían tasas de sangrado que oscilaban entre 0.03 y 0.06 lb/pie²/h (0.15 a 0.30 kg/m²/h). Estas tasas son mucho más bajas que las observadas en hormigones sobre losa sobre terreno. Para losa sobre suelo en colocaciones para mezclas con a/cm que oscilan entre 0.47 y 0.52, por ejemplo, se observaron tasas de sangrado de 0.10 a 0.30 lb/pie²/h (0.5 a 1.5 kg/m²/h) para una losa de 6 pulgadas (150 mm) de espesor⁷. Thomas y Hooton⁸, para el estudio 2, informaron que las mezclas sin materiales cementantes suplementarios (SCM) mostraron un sangrado reducido para PLC en comparación con el cemento portland ordinario (OPC). En algunas mezclas con SCM, no se observó agua de sangrado.

La Figura 7 ilustra la capacidad de sangrado del concreto con $w/cm = 0.50$ con un contenido de cemento de 350 kg/m³ (600 lb/yd³)⁹. La Mezcla C0 se produjo con cemento portland Tipo I y las

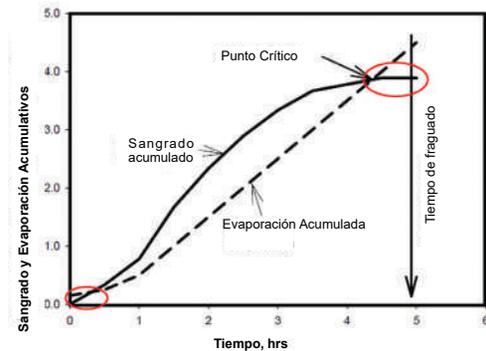


Fig. 4: Gráfico hipotético de sangrado y evaporación acumulativos versus tiempo para una mezcla de concreto preparada con cemento portland Tipo I. Los círculos rojos indican períodos críticos en los que la evaporación excede el sangrado (después de la Referencia 5).

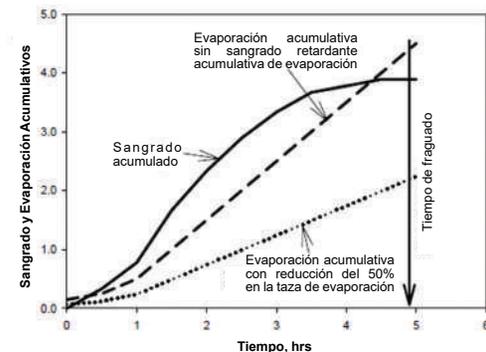


Fig. 5: Gráfico hipotético de sangrado acumulativo y evaporación versus tiempo para una mezcla de concreto preparada con cemento Tipo I y terminada usando un reductor de evaporación inmediatamente después del enrasado. Al reducir la evaporación acumulada, el tratamiento de la superficie elimina los períodos críticos para el agrietamiento por contracción plástica (después de la Referencia 5).

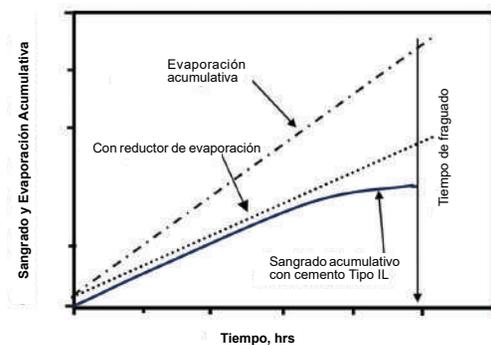


Fig. 6: Gráfico esquemático de sangrado acumulativo y evaporación versus tiempo para una mezcla de concreto preparada con cemento Tipo IL. Según las observaciones, el sangrado acumulativo del hormigón PLC es menor que la evaporación acumulada, incluso aunque la losa haya sido tratada con un reductor de evaporación. Por lo tanto, el hormigón PLC es susceptible al agrietamiento por contracción plástica durante toda su colocación (según la Referencia 5). Al reducir la evaporación acumulada, el tratamiento de la superficie elimina los períodos críticos para el agrietamiento por contracción plástica (después de la Referencia 5).

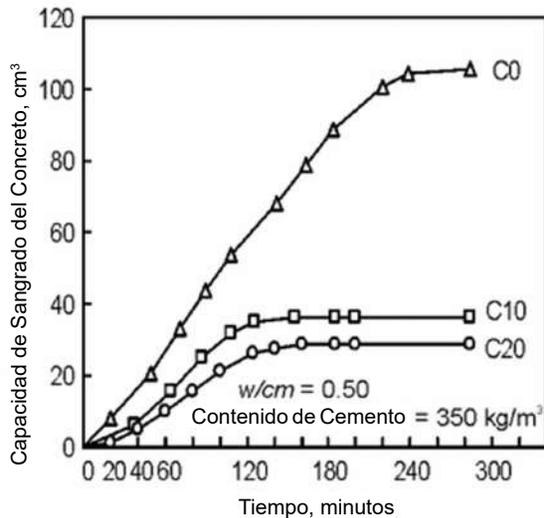


Fig. 7: Capacidad de sangrado del hormigón con $w/cm = 0,50$ con un contenido de cemento de 350 kg/m^3 (600 lb/yd^3). Se utilizaron un cemento portland, C0, y dos cementos de piedra caliza portland, C10 y C20⁹. Durante los 120 minutos iniciales, las tasas de sangrado del concreto producido con cementos C10 y C20 (con piedra caliza) fueron aproximadamente la mitad de las tasas del concreto producido con Cemento C0. Además, la capacidad de sangrado se redujo en aproximadamente un 75 % (Nota: $1 \text{ cm}^3 = 0.06 \text{ pulg.}^3$).

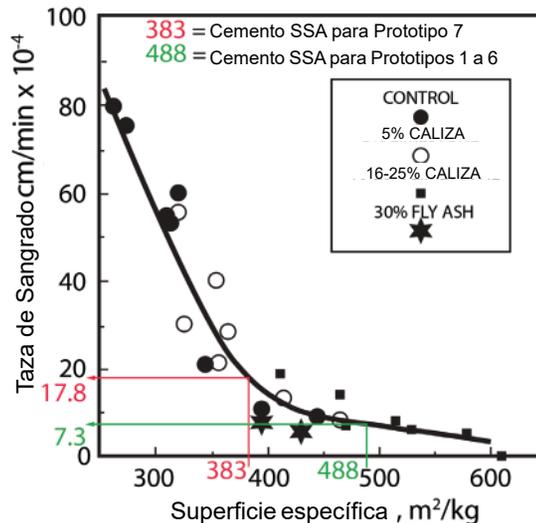


Fig. 8: La influencia del área de superficie específica (SSA) del material cementante en la tasa de sangrado (después de la Referencia 2). Hemos indicado los valores de SSA (consulte la Tabla 1) y las tasas de sangrado asociadas para los cementos utilizados en las colocaciones de Neuber (Nota: $1 \text{ cm}^3/\text{min} = 0.4 \text{ pulg.}^3/\text{min}$; $1 \text{ m}^2/\text{kg} = 4.9 \text{ pies}^2/\text{lb}$).

Mezclas C10 y C20 se produjeron utilizando PLC. Las tasas de sangrado de las mezclas PLC fueron aproximadamente la mitad que las de la Mezcla C0. Debido a que las mezclas PLC esencialmente detuvieron el sangrado horas antes de la Mezcla C0, el agua de sangrado total para las mezclas PLC fue aproximadamente el 75% del agua de sangrado total para la mezcla de cemento Portland.

Tennis et al.² comprobaron que la tasa de sangrado está influenciada principalmente por el área de superficie específica (SSA) y no necesariamente por la cantidad de piedra caliza en el cemento (consulte la Fig. 8). Si bien los autores concluyen que “en general, no parece haber preocupación por el sangrado en mezclas que contienen cemento con piedra caliza”², no logran enfatizar la sensibilidad de la tasa de sangrado al SSA. Por ejemplo, los valores de SSA para los cementos Tipo I y Tipo IL utilizados en las losas del prototipo de Neuber (383 y 488 m^2/kg , respectivamente) se correlacionan con tasas de sangrado de 7.3×10^{-4} y $17.8 \times 10^{-4} \text{ cm}^3/\text{min}$ (Figura 8). Por lo tanto, la referencia 2 indicaría que la tasa de sangrado para el cemento Tipo IL es menos de la mitad de la tasa de sangrado para el cemento Tipo I.

Como se señaló anteriormente, los datos sobre la tasa de sangrado de los concretos PLC utilizados para losas sobre terreno son escasos. Actualmente, los contratistas solicitan datos a los productores de hormigón premezclado. Neuber solicitó datos de sangrado para las mezclas de cemento PLC y Tipo I. Si bien los datos de sangrado no estaban disponibles para las mezclas del prototipo, la Fig. 8 muestra un efecto significativo basado en la finura del cemento. Además, la encuesta ACI-ASCC mostró que el 39% de los encuestados observaron menos agua de sangrado con concreto PLC que con concreto de cemento Portland Tipo I.

Tasa de evaporación: ACI 305R-20 proporciona algunos consejos sobre medir las tasas de evaporación. Muchos contratistas, incluido Neuber, utilizan estaciones meteorológicas Kestral que pueden calcular las tasas de evaporación basándose en mediciones de la temperatura del aire, la humedad relativa, la velocidad del viento y la temperatura del hormigón. Sin embargo, cabe señalar que las tasas proporcionadas son estimaciones basadas en un estudio de las tasas de evaporación de un lago. Además, las estimaciones no tienen en cuenta el efecto significativo del aumento de radiación solar⁶.

Tiempo de fraguado: Muchos factores afectan el tiempo de fraguado. Si bien la mayor finura del cemento Tipo IL en relación con el cemento Tipo I puede reducir el tiempo de fraguado, los SCM disminuirán el tiempo de fraguado. Por lo tanto, se debe medir el tiempo de fraguado para cualquier combinación nueva.

El momento del fraguado inicial es importante porque indica cuándo se completa el sangrado y se pueden iniciar los procedimientos de curado finales. Sin embargo, el tiempo de fraguado inicial medido por ASTM C403/C403M¹⁰, a una resistencia a la penetración de 500 psi, no es el momento correcto para iniciar los procedimientos de curado finales. Bury et al.¹¹, Suprenant y Malisch¹², Lee y Hover¹³, y Dodson¹⁴ demostraron que la flotación mecánica debería comenzar con una resistencia a la penetración de aproximadamente 50 a 150 psi (0.3 a 1.0 MPa). Se puede utilizar la calorimetría según ASTM C1753/C1753M¹⁵ para estimar el tiempo de fraguado, pero el tiempo de curado final debe calibrarse con una resistencia a la penetración de 50 a 150 psi.

Eficacia y aplicación de los reductores de evaporación

Una diferencia importante entre losas de hormigón sobre suelo y la mayoría de las otras estructuras de hormigón es la gran relación superficie volumen. Esto hace que las losas sobre suelo sean muy susceptibles a los efectos ambientales, como el secado o las temperaturas extremas. A esto se suma la cantidad relativamente grande de este tipo de hormigón que se puede colocar en un solo día de trabajo, lo que da como resultado una gran superficie que debe gestionarse sin demora.

Por ejemplo, de acuerdo con las demandas de costos y cronogramas de los propietarios, la colocación actual de una losa industrial es de 40,000 pies² (1,700 m²) expuesta a las condiciones climáticas predominantes. Por una cuestión de economía, esta cantidad de superficie afecta fuertemente las elecciones de métodos y materiales de curado iniciales.

Acceso: Una losa industrial de 40,000 pies² tendría aproximadamente 275 pies de largo por 150 pies de ancho (84 m de largo por 46 m de ancho). Áreas tan grandes permitirán sólo un acceso limitado para el curado inicial durante las 3 a 8 horas que el concreto fresco estará expuesto al medio ambiente. La Figura 4 muestra el punto crítico cuando la evaporación acumulada excede el sangrado acumulativo, que es cuando las allanadoras mecánicas están sobre la losa. Las alisadoras eléctricas modernas están equipadas con contenedores con capacidad para aproximadamente 5 galones (19 L) de reductor de evaporación. Basado en la tasa de aplicación promedio recomendada por un fabricante típico de 300 pies²/gal. (7.4 m²/L), una llana tendrá suficiente reductor para cubrir aproximadamente 1,500 pies² (140 m²) de área de losa. Para concretos producidos con cemento Tipo I, la aplicación de reductor de evaporación usando llana mecánica ha funcionado bien.

Las reglas montadas sobre ruedas guiadas por láser brindan otra oportunidad para aplicar reductor de evaporación. Una regla láser de uso común tiene una capacidad de 16 gal. en su contenedor de almacenamiento (61 L) y puede aplicar reductor de evaporación a razón de 150 a 450 pies² (14 a 42 m²), por lo que la regla puede aplicar reductor solo al inicio de la colocación.

Múltiples aplicaciones: Se puede usar agua (en forma de niebla) o reductores de evaporación para evitar la pérdida excesiva de agua de sangrado. La aplicación de agua generalmente no enfrenta problemas graves de cumplimiento de las especificaciones y puede ser una opción razonable cuando las tasas de evaporación son tales que una o dos pasadas por el equipo de aplicación son suficientes para proteger el concreto. Poole¹⁶ informa que para una tasa de aplicación de 0.04 lb/ft²/h (0.20 kg/m²/h) y una tasa de evaporación de 0.20 lb/ft²/h (1.00 kg/m²/h), sería necesario aplicar agua cada 12 minutos para evitar la pérdida de agua de amasado. Los reductores de evaporación son una opción muy práctica para ampliando este período entre las aplicaciones requeridas.

Dependiendo de las condiciones, es posible que se necesiten múltiples aplicaciones. La ecuación (1) produce una estimación conservadora de la frecuencia de aplicación de un reductor de evaporación para una condición dada

$$F = \frac{AR}{ER(1 - 0.4) - BR} \quad (1)$$

donde F es la frecuencia de aplicación en horas; AR es la tasa de aplicación; ER es la tasa de evaporación; y BR es la tasa de sangrado del concreto, con AR , ER y BR en $\text{lb}/\text{ft}^2/\text{h}$ o $\text{kg}/\text{m}^2/\text{h}$.

La constante, 0.4, se considera la reducción en la tasa de evaporación causada por un reductor de evaporación. La mayoría de los fabricantes afirman que la tasa de evaporación se reduce al menos en un 50%, por lo que esta ecuación probablemente sea conservadora. Un AR comúnmente recomendado es $0.04 \text{ lb}/\text{pie}^2$ ($0.2 \text{ kg}/\text{m}^2$), también expresado como $200 \text{ pies}^2/\text{gal}$. ($5 \text{ m}^2/\text{L}$), y esta dosis se acerca al máximo que se puede aplicar prácticamente sin encharcamientos ni escurrimientos.

Eficacia de los reductores de evaporación: como no existe una especificación estándar para los reductores de evaporación, los contratistas deben seguir las pautas del fabricante. Una revisión de 14 reductores de evaporación enumerados en el AIA MasterSpec 03000¹⁷ para concreto moldeado in situ indica que nueve de ellos proporcionan datos sobre la cantidad de reducción de humedad. Sin embargo, los datos que estos fabricantes proporcionaron para la reducción de la pérdida de humedad asociada con el viento (reducción del 80%) y la luz solar (reducción del 40%) fueron los valores informados originalmente por Cordon y Thorpe en 1965¹⁸.

Poole¹⁶ investigó tres reductores de evaporación en un limitado programa de pruebas. Los morteros se prepararon de acuerdo con ASTM C156¹⁹, y se aplicaron reductores de evaporación a la dosis recomendada por el fabricante de $200 \text{ pies}^2/\text{gal}$. ($5 \text{ m}^2/\text{L}$) inmediatamente después del moldeo. Luego, las muestras se colocaron en una sala ambiental transitable a 38°C (100°F), 30 % de humedad relativa, con un ventilador dirigido hacia la superficie a una velocidad de $11 \text{ km}/\text{h}$ (6.7 mph). Las muestras se pesaron periódicamente y se calcularon las tasas de evaporación. A las muestras de control no se les aplicó ningún reductor de evaporación. La prueba duró 2.5 horas.

Cordon y Thorpe¹⁸ probaron reductores de evaporación en ambos viento o luz solar, pero no en combinación. Poole¹⁶ probó reductores de evaporación con temperatura del aire, humedad relativa y viento—condiciones climáticas previstas en el campo. Los valores de la prueba de Poole son inferiores a los observados por Thorpe y Cordon, lo cual es comprensible debido a las diferentes condiciones ambientales. Sin embargo, lo que no es comprensible es el rango de resultados de la prueba: reducción de humedad del 23, 44 y 65 % (Tabla 4). En otras palabras, no todos los reductores de evaporación son iguales. Se descubrió que el mejor producto era dos o tres veces mejor que los otros dos productos. Estos son resultados preocupantes para los contratistas de concreto que utilizan reductores de evaporación para minimizar el agrietamiento por contracción plástica y la formación de costras en la superficie.

Algunos contratistas indican que la nebulización de agua funciona mejor utilizando un reductor de evaporación, una conclusión plausible si el reductor de evaporación que evaluaron proporcionó una baja reducción de humedad.

De la limitada investigación de Poole¹⁶, parece como si la protección del concreto durante el período entre la colocación y la aplicación del curado final usando reductores de evaporación puede requerir aplicaciones repetidas, dependiendo de las condiciones. Esto se aplicaría particularmente si el tiempo de fraguado inicial fuera varias horas después de la colocación, lo que ocurre cuando las losas reciben un acabado con llana.

Tabla 4:

Efecto de los reductores de evaporación sobre la evaporación del agua de sangrado de muestras de mortero.

Evaporación reductor	Pérdida de masa, $\text{kg}/\text{m}^2/\text{h}$		Reducción de la evaporación, %
	Con evaporación reductor	Control	
Producto A	0.58	0.75	23
Producto B	0.49	0.88	44
Producto C	0.42	1.19	65

Nota: $1 \text{ kg}/\text{m}^2/\text{h} = 0.2 \text{ lb}/\text{pie}^2/\text{h}$

Los resultados limitados de las pruebas presentadas aquí sugieren una amplia variación en el rendimiento entre productos. Estos productos son de uso común y potencialmente desempeñan un papel en la minimización de los problemas de secado temprano de los hormigones PLC. Aunque el uso de un reductor de evaporación no resultó efectivo en los prototipos de Neuber producidas con cemento Tipo IL, está claro que la industria necesita desarrollar métodos de prueba y una especificación para reductores de evaporación.

Mejores prácticas y estrategias para minimizar desafíos del acabado de losas

Los siguientes procesos recomendados, aunque no garantizan el éxito como lo ilustran los prototipos de Neuber, brindan la mejor solución para minimizar los desafíos de acabado de las losas:

- Durante el proceso del lote de prueba, consiga datos de una prueba de sangrado de acuerdo con ASTM C232/C232M²⁰ y una prueba de tiempo de fraguado de acuerdo con ASTM C403/C403M. Para ASTM C232/C232M, obtenga la tasa de sangrado y el volumen acumulado de agua de sangrado versus el tiempo transcurrido. Para ASTM C403/C403M, obtenga el tiempo de fraguado para una resistencia a la penetración de 150 psi. Esta información es necesaria para desarrollar un plan de curado inicial para el prototipo;
- Según el clima previsto, desarrolle un plan de curado inicial utilizando datos de tiempo de sangrado y fraguado. Evaluar opciones de acceso y técnicas para aspersión de múltiples aplicaciones de reductor de evaporación. Utilice este plan en el prototipo;
- Realizar un prototipo utilizando las herramientas previstas y técnicas e incorporar el plan de curado inicial. Algunas mezclas de concreto de cemento Tipo IL son sensibles a los cambios ambientales, por lo que se necesitan prototipos que representen el clima tanto frío (50°F [10°C]) como cálido (90°F [32°C]). Ajuste el plan según el prototipo y, si es necesario, realice otro prototipo; y
- Debido a que los datos del lote de prueba y la información del prototipo podrían no estar disponibles hasta después de adjudicarse el contrato, califique las propuestas de licitación según el tiempo previsto de acabado y curado inicial. Si las operaciones de construcción planificadas requieren más tiempo, la mezcla de concreto debe ajustarse para lograr el tiempo de sangrado y fraguado deseado, o si el plan de curado inicial anticipado cambia, una orden de cambio sería apropiada para cubrir los costos adicionales.

Edad temprana, los retos de resistencia crítica para el concreto

Las operaciones de construcción, y por lo tanto el costo y el cronograma, dependen en gran medida de la resistencia del concreto en una etapa temprana. Los requisitos de resistencia a la compresión se especifican para la protección en climas fríos (500 psi antes del primer congelamiento y 3,500 psi antes de múltiples ciclos de congelamiento y descongelamiento según ACI 306R1621), tensionado postensado (2,500 psi según ACI CODE318 (19)22)²², y remoción de forma (75% f_c' según ACI 347R-14(21))²³.

La sincronización de las juntas cortadas con sierra también se correlaciona con la resistencia a la compresión, dependiendo del tipo de agregado, que oscila entre 500 y 1,000 psi²⁴. Por lo tanto, cualquier reducción en la resistencia o retraso en la ganancia de resistencia temprana puede afectar dramáticamente el costo y el cronograma de la construcción.

La reciente encuesta conjunta ACIASCC sobre hormigón PLC plantearon preguntas para obtener experiencias de los usuarios con el desempeño del concreto de edad temprana en diversas operaciones de construcción de resistencia crítica. Los porcentajes que se presentan a continuación representan las respuestas de 173 encuestados. Según la encuesta, las operaciones de construcción se han visto afectadas por las dificultades para lograr una resistencia temprana del hormigón PLC.

Las siguientes operaciones de construcción fueron influenciadas por la resistencia del concreto PLC de edad temprana:

- Protección contra el clima frío: el 49 % informó cambios;
- Postensado: el 11% informó retrasos;
- Descimbrado o desencofrado: el 18 % informó retrasos;
- Juntas cortadas con sierra: el 70% informó cambios en el tiempo; y
- Resistencia a la compresión: 30 % informó una disminución a los 3 días mientras que el 40% reportó disminución a los 7 días.

Protección contra el clima frío: Los riesgos incluyen congelación temprana antes de que el concreto alcance los 500 psi y múltiples ciclos de congelación y descongelación antes de que el concreto alcance los 3,500 psi (24 MPa). La resistencia baja o retrasada a la edad temprana aumenta la duración de la protección contra el clima frío, lo que aumenta los costos y retrasa el cronograma.

Juntas cortadas con sierra: Los riesgos incluyen el corte temprano que causa que la junta se desmorone (Fig. 9) y el corte tardío que causa que el concreto se agriete fuera de la junta (Fig. 10). El desmoronamiento de las juntas hace que sea más difícil rellenar las juntas y los bordes desmoronados pueden crear una estética indeseable.

Las grietas fuera de la junta pueden provocar la reparación de grietas o una disminución de la transferencia de carga. La Figura 11²⁵ ilustra la ventana de corte que los contratistas pueden necesitar ajustar para algunas losas de concreto de cemento Tipo IL. Los comentarios de la encuesta ACIASCSC incluyen: (a) “Algunos han visto grietas antes de que se pudieran cortar los cortes de sierra de entrada temprana”, (b) “El fraguado intermitente y los tiempos de fraguado impredecibles del concreto dificultaron la sincronización de los cortes de sierra. El material fragua más rápido en climas cálidos y más lento en climas fríos que el cemento equivalente I/II”, y (c) “Es necesario ser muy estricto en cuanto al tiempo de los cortes de sierra”.

Postensado: Los riesgos incluyen reventones de la losa al tensar y agrietamiento antes del tensado, ambos debido a la baja resistencia. En un proyecto, el productor de concreto premezclado



Fig. 9: El corte demasiado temprano produce bordes de las juntas desmoronamientos (fotografía cortesía de Scott Metzger, Metzger/McGuire).



Fig. 10: El corte con sierra demasiado tarde produce grietas (fotografía cortesía de Scott Metzger, Metzger/McGuire).

le dijo al contratista que usara la misma curva de madurez para el concreto de cemento Tipo IL que la desarrollada para el concreto de cemento Tipo I.

Como ilustra la Fig. 12, la curva de madurez del cemento Tipo I predijo en exceso la resistencia del Tipo IL, lo que provocó que las losas explotaran durante el tensado; Comentario de la encuesta ACIASCC: “Problema con la precisión de las lecturas de los medidores de madurez en las primeras etapas del curado de mezclas con aire incorporado y cemento IL.

Las lecturas del medidor de madurez sobreestimaron la resistencia. Resultó en reventones del ancla PT. Utilicé sondas Windsor para ayudar a determinar la resistencia del hormigón”.

Eliminación del encofrado: Los riesgos incluyen agrietamiento y mayor deflexión debido a la eliminación temprana del encofrado cuando la resistencia del concreto es baja, y un mayor costo y cronograma por el retraso en la eliminación del encofrado debido a la baja resistencia; Comentario de la encuesta ACIASCC: “Los últimos tres (clima frío, tensado y remoción de encofrados) son los los problemas más comunes y frecuentes durante toda la aplicación del cemento Tipo IL resistencias reducidas de 18 a 36 horas, lo que resulta en un retraso en el postensado, remoción de encofrados y tiempo de construcción”.

Minimizando el reto de resistencia a edades tempranas

Mejores prácticas y estrategias recomendadas para minimizar los desafíos de resistencia a temprana edad incluyen:

- Desarrollar una nueva serie de pruebas para cada mezcla de concreto de cemento Tipo IL, midiendo la resistencia temprana a 1, 3 y 7 días. Alternativamente, desarrolle una curva de madurez en la batería de prueba de acuerdo con ASTM C1074²⁶. Antes de realizar operaciones críticas para la resistencia, como remoción de encofrado o postensado, ASTM C1074 requiere complementar la determinación de la madurez del concreto con otras pruebas;
- Asegúrese de que los cortes de sierra se incorporen en los prototipos de losas. Algunas mezclas de concreto de cemento Tipo IL son sensibles a los cambios ambientales, lo que

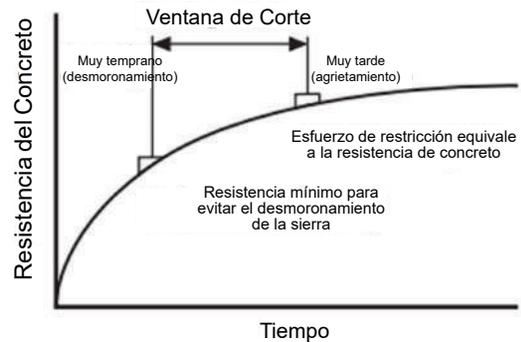


Fig. 11: La ventana de corte para algunas losas de concreto de cemento Tipo IL es muy sensible al medio ambiente, lo que dificulta evitar que se desmorone o se agriete²⁵.



Fig. 12: Los tendones de una losa de concreto construida con concreto Tipo IL se tensionaron basándose en una calibración de madurez para concreto de cemento Tipo I. Se sobrestimó la resistencia del hormigón de cemento Tipo IL, lo que provocó reventamientos en las losas.

resulta en la necesidad de prototipos que representen climas fríos (50°F) y cálidos (90°F); y

- Debido a que los datos del lote de prueba y la información del prototipo podrían no estar disponibles hasta después de la adjudicación del contrato, califique las propuestas de licitación según el momento previsto de protección contra el clima frío, tensión de los tendones postensados y eliminación del encofrado. Si las operaciones de construcción planificadas requieren más tiempo o si es necesario ajustar la mezcla de concreto para lograr las resistencias tempranas deseadas, una orden de cambio sería apropiada para cubrir estos costos.

Referencias

1. Smartz, BW; Laker, TS; y Van Dam, T., "Performance and Sustainability", *Concrete International*, V. 35, No. 9, septiembre de 2013, págs. 3943.
2. Tennis, PD; Thomas, MDA; y Weiss, WJ, "Estado del Informe de Arte sobre el Uso de Piedra Caliza en Cementos en Niveles de hasta el 15%", SN3148, Asociación del Cemento Portland, Skokie, IL, 2011, 78 págs.
3. Hossack, A.; Thomas, MDA; Barceló, L.; Blair, B.; y Delagrave, A., "Performance of Portland Limestone Cement Concrete Pavements", *Concrete International*, V. 36, No. 1, enero de 2014, págs. 4045.
4. Thomas, MDA; Hooton, RD; Cail, K.; Smith, Licenciatura en Letras; de Waal, J.; y Kazanis, KG, "Field Trials of Concrete Produced with Portland Limestone Cement", *Concrete International*, V. 32, No. 1, enero de 2010, págs. 3541.
5. Poole, TS, "Guía para curar pavimentos de concreto de cemento Portland, Volumen I", Informe No. FHWARD02099, Administración Federal de Carreteras, McLean, VA, enero de 2005, 49 págs.
6. Comité 305 de ACI, "Guía para el hormigonado en climas cálidos (ACI 305R20)", American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2020, 28 págs.
7. "Plastic Shrinkage Cracking in Concrete", Información de ingeniería, Asociación Nacional de Concreto Premezclado, Alexandria, VA, julio de 1960, 2 págs.
8. Thomas, MDA y Hooton, RD, "La durabilidad del hormigón producido con cemento Portland Limestone: Estudios canadienses", R&D SN3142, Portland Cement Association, Skokie, IL, 2010, 28 págs.
9. Irassar, EF; Bonavetti, VL; Menéndez, G.; Donza, H.; y Cabera, O., "Mechanical Properties and Durability of Concrete Made with Portland Limestone Cement", Tercer Simposio Internacional Canmet/ACI: Desarrollo Sostenible y Concreto, SP202, VM Malhotra, ed., American Concrete Institute, Farmington Hill, MI, 2001, págs. 431450.
10. ASTM C403/C403M23, "Método de prueba estándar para el tiempo de fraguado de mezclas de concreto por resistencia a la penetración", ASTM International, West Conshohocken, PA, 2023, 6 págs.
11. Enterrar, MA; Enterrar, JR; y Martin, D., "Testing Effects of New Admixtures on Concrete Finishing", *Concrete International*, V. 16, No. 1, enero de 1994, págs. 2631.
12. Suprenant, BA y Malisch, WR, "Diagnosing Slab Delaminations", *Concrete Construction*, V. 43, No. 1, enero de 1998, págs. 29-35.
13. Lee, CH y Hover, KC, "¿Qué queremos decir con "escenario?"", *Concrete International*, V. 38, No. 8, agosto de 2016, págs. 5359.
14. Dodson, VH, "Capítulo 11—Tiempo de fraguado", Importancia de la prueba y propiedades del concreto y los materiales para la fabricación de concreto, STP 169C, P. Klieger y JF Larmond, eds., ASTM International, West Conshohocken, PA, 1994, 623 págs.
15. ASTM C1753/C1753M21a, "Práctica estándar para evaluar hidratación temprana de mezclas cementosas hidráulicas mediante mediciones térmicas", ASTM International, West Conshohocken, PA, 2021, 19 págs.
16. Poole, TS, "Curado de pavimentos de hormigón de cemento Portland", Volumen II", Informe No. FHWAHRT05038, Administración Federal de Carreteras, McLean, VA, agosto de 2006, 170 págs.
17. AIA MasterSpec, Concreto moldeado in situ (Sección 033000), Deltek, Herndon, VA, 2021, 33 págs.
18. Cordon, WA y Thorpe, JD, "Control del secado rápido de Fresh Concrete by Evaporation Control", *ACI Journal Proceedings*, V. 62, No. 8, agosto de 1965, págs. 987986.
19. ASTM C156, "Método de prueba estándar para pérdida de agua [de una muestra de mortero] a través de compuestos de curado líquidos formadores de membranas para concreto", ASTM International, West Conshohocken, PA, 2020, 5 págs.
20. ASTM C232/C232M21, "Métodos de prueba estándar para el sangrado de Concreto", ASTM International, West Conshohocken, PA, 2021, 3 págs.
21. Comité ACI 306, "Guía para el hormigonado en climas fríos (ACI 306R16)", Instituto Americano del Concreto, Farmington Hills, MI, 2016, 24 págs.
22. Comité ACI 318, "Requisitos del código de construcción para estructuras Concreto y comentario (CÓDIGO ACI31819) (reaprobado en 2022)", Instituto Americano del Concreto, Farmington Hills, MI, 2019, 624 págs.
23. Comité 347 de ACI, "Guía de encofrados para concreto (ACI 347R14) (reaprobada en 2021)", American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2021, 36 págs.
24. Okamoto, Pensilvania; Nussbaum, PJ; Smith, KD; Darter, Michigan; Wilson, TP; Wu, CL; y Tayabji, SD, "Guías para el momento de la contracción del aserrado de juntas y la carga más temprana para pavimentos de concreto, Volumen I", Informe No. FHWA RD91079, Administración Federal de Carreteras, Washington, DC, 1994, 227 págs.
25. "CPTP TechBrief: Aserrado de entrada temprana de cemento Portland Concrete Pavements", FHWAHIF07031, Administración Federal de Carreteras, Washington, DC, junio de 2007, 6 págs.
26. ASTM C107419, "Práctica estándar para estimar el concreto Resistencia según el método de madurez", ASTM International, West Conshohocken, PA, 2019, 11 págs.



James Klinger, miembro de ACI, es especialista en construcción de concreto para la Sociedad Estadounidense de Contratistas de Concreto (ASCC), St. Louis, MO, EE. UU. Es miembro de los Comités de ACI 134, Constructibilidad del Concreto, y 318, Código de Construcción de Hormigón Estructural; ACI Subcomité 318-A, General, Concreto, y Construcción; y Conjunto ACIAS-CC Comité 117, Tolerancias. Recibió el premio ACI Construction Award 2020 y el premio ACI Roger H. Corbetta Concrete Constructor 2022. Klinger obtuvo su maestría en ingeniería estructural de la Universidad de Maryland, College Park, MD, EE. UU.



Joseph F. Neuber Jr., FACI, es el fundador del Grupo de Empresas Neuber. Posee patentes sobre métodos y dispositivos para la construcción de suelos. Es autor de numerosos artículos en *Concrete International* y de otras publicaciones sobre industrias, y ha realizado múltiples seminarios en *World of Concrete* y otros eventos de la industria. Neuber ha sido presidente de Comité ACI 302, Construcción de Pisos de Concreto, y es miembro del Comité ACI 360, Diseño de Losas sobre Terreno.



Jeffrey Ondo es director de proyectos de Neuber Concrete. Su especialidad es la construcción de losa sobre terreno y muro inclinado. Desde 1990, ha colocado más de 25 millones de pies cuadrados (2.3 millones de m²) de pisos comerciales e industriales de concreto. Él ha sido capacitado por algunos de los mejores contratistas de pisos en los Estados Unidos mientras adquiría conocimientos adicionales de miembros de ACI y Tilt-Up Concrete Association (TCA). Su experiencia continúa creciendo a medida que la industria del concreto evoluciona hacia nuevas alturas.



Bruce A. Suprenant, FACI, es presidente de Subcomité ACI 117M, Movimientos Afectando a las Tolerancias y Vicepresidente del Comité Conjunto ACI-ASCC 117, Tolerancias, así como un miembro de los Comités ACI 134, Concreto Constructibilidad; y 302, Construcción de Pisos de Concreto. Sus honores incluyen ACI Concrete International 2022 Premio, ACI 2021 Medalla Arthur R. Anderson, ACI 2020 Construction Award, el Premio de Certificación ACI 2013, el Premio ACI Roger H. Corbetta Concrete Constructor 2010 y el Premio ACI Construction 2010.

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

Título: Minimizando el riesgo de Losas de hormigón con Cemento Portland—Caliza



Traductor:
Cristian Vallejo Delgado



Revisor Técnico:
Ing. Santiago Velez
Guayasamín,
MSc DIC

Efecto del tamaño y forma de la probeta en la resistencia a la compresión del concreto

por Subramanian Narayanan

Los códigos y especificaciones nacionales de América del Norte, Francia, Japón, Australia y Nueva Zelanda definen las probetas cilíndricas como muestras estándar para ensayos de resistencia a la compresión del concreto, mientras que gran parte del resto de Europa y Asia se basa en probetas cúbicas. Según EN 206:2013, la resistencia a la compresión característica a la edad de 28 días para concreto de resistencia normal (CRN) se basa en probetas cilíndricas o cúbicas con dimensiones mínimas de 150 mm (6 pulg.¹). Sin embargo, conservar estos tamaños de muestra como estándar para concreto de alta resistencia (CAR) más allá de 75 MPa (10,880 psi) y concreto de ultra alto desempeño (CUAD) puede causar problemas.

Surgen dos problemas principales cuando se utilizan máquinas de prueba de compresión estándar para probar CAR o CUAD: 1) la capacidad de la máquina de prueba puede ser insuficiente; y 2) los extremos de las probetas cilíndricas pueden requerir una preparación especial. Con respecto a la primera cuestión, si la resistencia del concreto de diseño es de 100 MPa (14,500 psi), la fuerza máxima que puede aplicar una máquina estándar (alrededor de 2,000 kN [449,620 lb]) puede ser insuficiente para aplastar una probeta cilíndrica de 150 x 300 mm. (6 x 12 pulg.) o un cubo de 150 mm. Por lo tanto, es posible que se requieran probetas cilíndricas o cúbicas más pequeñas. Sin embargo, el uso de probetas con formas y tamaños diferentes de los tamaños estándar especificados en los códigos puede generar dificultades en la correlación de la resistencia a la compresión del concreto. Los estados de esfuerzo de compresión multiaxial varían con la esbeltez de la probeta², y muchos investigadores (ver la siguiente sección) han descubierto que las probetas cúbicas con dimensiones más pequeñas (por ejemplo, 100 mm [4 pulgadas]) tienen resistencias más altas que probetas con dimensiones mayores (por ejemplo, 150 mm).

El segundo problema se puede resolver utilizando probetas cúbicas en lugar de comprar costosos equipos de rectificación para preparar los extremos de las probetas cilíndricas. Sin embargo, la combinación de estas soluciones (utilizando probetas cúbicas pequeñas) no se considera una práctica estándar en la industria del concreto y puede generar preocupaciones sobre la precisión y fiabilidad de los resultados de las pruebas.

Investigaciones Previas

Se han realizado muchos estudios sobre este tema en los últimos 100 años. Ya en 1925, Gonnerman³ investigó la relación entre varios tamaños de probetas cilíndricas y cúbicas y la resistencia a la compresión del concreto. Para mezclas de concreto estándar, a niveles normales de resistencia a la compresión, generalmente se asumió que las probetas cúbicas tendrán una resistencia a la compresión mayor que las probetas cilíndricas (hasta 25%), pero la diferencia disminuirá al aumentar los niveles de resistencia.

En los últimos 40 años ha habido una serie de esfuerzos en investigación centrados en estos temas. En 1987, Nasser y Al-Manaseer⁴ y Nasser y Kenyon en 1984⁵ sugirieron que los resultados de las probetas cilíndricas de 75 mm (3 pulgadas) de diámetro podrían aceptarse como una muestra estándar de resistencia a la compresión. En 1994, Day⁶ recopiló resultados de investigación de 22 estudios distintos y realizó análisis estadísticos sobre la relación entre probetas cilíndricas de 75, 100 y 150 mm.

En 2000, Issa et al.⁷ investigaron el efecto de probetas cilíndricas de 50 a 150 mm (2 a 6 pulgadas) sobre la resistencia a la compresión del concreto. En 1994, Aitcin et al.⁸ investigaron los efectos del tamaño y el curado sobre la resistencia a la compresión de probetas cilíndricas de CRN y CAR de hasta 120 MPa (17,400 psi). En 2002, Mansur e Islam⁹ investigaron la relación entre probetas cilíndricas de 100 mm y cúbicas de 150 mm y resistencias a la compresión de hasta 100 MPa. Las conclusiones de estas investigaciones son en general similares. A medida que aumenta el tamaño de la probeta, disminuye su resistencia a la compresión. La resistencia de las probetas cilíndricas y cúbicas más pequeñas fue ligeramente mayor que la resistencia expresada por la probeta cilíndrica de 150 mm de diámetro, y las diferencias de resistencia disminuyeron a resistencias a la compresión más altas. Además, la variación en la resistencia a la compresión aumentó al disminuir el tamaño de la probeta. En 2008, Graybeal y Davis¹⁰ realizaron pruebas de resistencia a la compresión en probetas cilíndricas de 51, 75 y 100 mm y cúbicas de 51, 70, 7 y 100 mm de concreto de ultra alto desempeño reforzado con fibra (CUADRF) con resistencias que oscilaban entre 80 y 200 MPa (11,600 y 29,000 psi). Descubrieron que la probeta cilíndrica de 76 mm, así como las cúbicas de 70.7 y 100 mm, podrían ser alternativas aceptables a las probetas cilíndricas estándar de 100 mm. Recomendaron las probetas cúbicas de 70.7 mm para situaciones en las que la capacidad de la máquina, la preparación del extremo de la probeta o ambas son motivo de preocupación.

También se han desarrollado varios modelos empíricos a partir de los resultados de las probetas, como el efecto de tamaño estadístico, el efecto de tamaño fractal, el efecto de tamaño energético y la transición de fase crítica. Talaat et al.¹¹ presentan un estudio detallado de investigaciones previas sobre estos modelos empíricos.

Resistencia del cilindro frente al cubo

La principal diferencia entre los procedimientos de prueba de probetas cilíndricas y cúbicas es la necesidad de recubrir las probetas cilíndricas. Los extremos de las probetas cilíndricas colados generalmente no son planos o suficientemente paralelos para acoplarse adecuadamente con los platos de las máquinas de prueba de compresión y, por lo tanto, son cubiertos con tapados de azufre, neopreno u otro material adecuado para una distribución adecuada de la carga aplicada. Las cúbicas, sin embargo, no son recubiertas, sino que se moldean en moldes rígidos con lados planos y paralelos. Cuando se ensayan, se voltean de lado para que los platos de la máquina se acoplen correctamente con las superficies del cubo. Los factores que afectan la relación de resistencia cilindro/cubo son: 1) procedimientos de colocación, curado y ensayo; 2) geometría de las probetas; 3) niveles de esfuerzo; 4) dirección de la carga y características de la máquina; y 5) clasificación de los agregados¹².

Se considera que las probetas cilíndricas dan una mayor uniformidad en los resultados porque su falla se ve menos afectada por la restricción final de las placas de la máquina de ensayo sobre la muestra. Además, su resistencia está menos influenciada por las propiedades del agregado grueso utilizado en la mezcla; y se encuentra que la distribución de esfuerzos en los planos horizontales de un cilindro es más uniforme que en los cubos. Por esta razón, y debido a que las probetas cilíndricas estándar tienen h/d de 2, las resistencias a la compresión proyectadas para las probetas cilíndricas son más confiables que las de las cúbicas. Sin embargo, la resistencia de una probeta cilíndrica es generalmente menor que la de una cúbica³. La mayor resistencia de la probeta cúbica generalmente se atribuye a tener una zona restringida superpuesta en los cubos bajo compresión uniaxial (lo que resulta en esfuerzos multiaxiales en todo el cubo), mientras que las probetas cilíndricas tienen una zona libre de $0.268d$ en la porción media¹². Cambiar la clasificación del agregado afecta la resistencia de la probeta cúbica más que la resistencia de la cilíndrica, y el aumento del tamaño del agregado disminuye la relación de resistencia de la probeta cilíndrica/cúbica¹².

La resistencia estándar de la probeta cilíndrica f'_c generalmente se convierte a la resistencia estándar de la probeta cúbica f'_{ck} usando la relación $f'_c = 0.8 f'_{ck}$. En 1966, Neville¹³ desarrolló una relación entre la resistencia y el volumen de una muestra (V), la dimensión lateral (d) y la relación entre la altura y las dimensiones laterales (h/d), que coincidía bien con los datos de pruebas, hasta 600 mm. (24 pulg.)

de diámetro. Según Neville, el coeficiente K para convertir la resistencia de la probeta cilíndrica en la resistencia de la probeta cúbica es

$$K = 0.76 + 0.2 \log\left(\frac{f_c}{20}\right) \quad (1)$$

La conversión de resistencia de la probeta cilíndrica a cúbica según el Eurocódigo 2¹⁴ se compara con la ecuación (1) en la Tabla 1.

La resistencia a la compresión cúbica de varias probetas ensayadas por Pacheco et al.¹⁵ se comparan en la Fig. 1 con la relación de resistencia cilindro/cubo sugerido por EN206¹/Eurocódigo 2¹⁴. A partir de esta figura, se observa una dispersión significativa entre la relación de resistencia cilindro/cubo (K) de EN206¹/Eurocódigo 2¹⁴ y se pueden ver datos reales tanto del concreto de agregados reciclados (CAR) como del concreto de agregados naturales (CAN). En la Fig. 1, también se puede observar que, cuando la resistencia a la compresión es inferior a 50 MPa (7,250 psi), los factores de conversión de EN206¹/Eurocódigo 2¹⁴ sobreestiman la resistencia de las probetas cilíndricas de CAR, lo que puede conducir a diseños inseguros. Esto significa que es necesario un factor específico para las conversiones de CAR. Pacheco et al.¹⁵ encontraron que la incorporación de agregado grueso reciclado (AGR) proveniente de residuos de concreto disminuye el K ; los valores de K para CAN estuvieron en el rango de 0.81 a 0.92, mientras que la mayoría de CAR variaron entre 0.71 y 0.84.

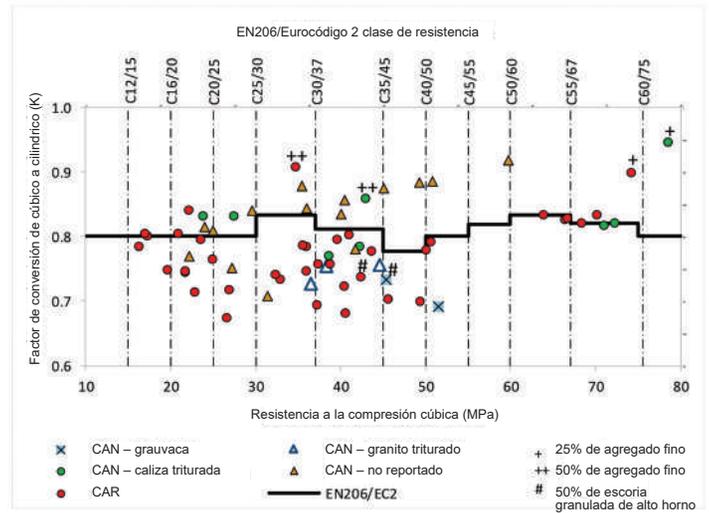


Fig. 1 Comparación del factor de resistencia del cilindro/cubo con la resistencia del cubo y la conversión sugerida por EN206¹/Eurocódigo 2¹⁴ (de la Referencia 15).

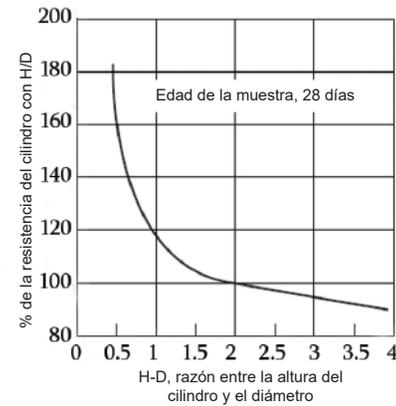


Fig. 2 Efecto de la relación altura-diámetro (h/d) sobre la resistencia de las probetas cilíndricas (de la Referencia 12).

Tabla 1:

Conversión de resistencia de cilindro a cubo según el Eurocódigo 214 y la ecuación de Neville¹³

Resistencia característica del cilindro ($f_{ck,cyl}$), N/mm ²	Resistencia característica del cubo ($f_{ck,cube}$), N/mm ²	Relación de resistencia del cilindro/cubo (K)	
		Eurocode 2	Ec. (1)
16	20	0.80	0.74
20	25	0.80	0.76
25	30	0.83	0.78
30	37	0.81	0.80
35	45	0.78	0.81
40	50	0.80	0.82
45	55	0.82	0.83
50	60	0.83	0.84
55	67	0.82	0.85
60	75	0.80	0.86
70	85	0.82	0.87
80	95	0.84	0.88
90	105	0.86	0.89
100	115	0.87	0.90

Nota: 1 N/mm² = 145 psi

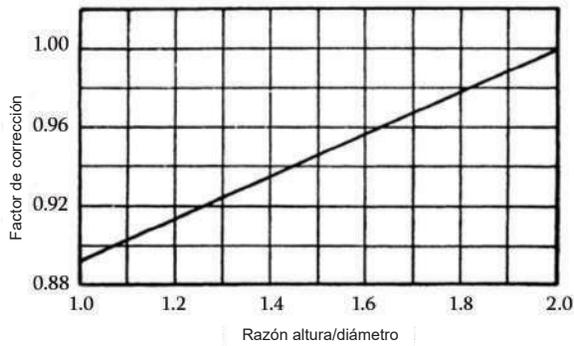


Fig. 3 Factor de corrección para h/d del cilindro según IS 516:1959²¹.

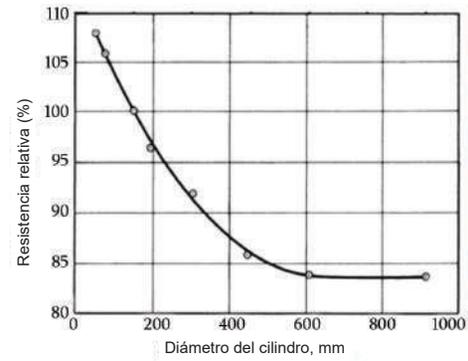


Fig. 4 Influencia del diámetro de la muestra en la resistencia del concreto cuando $h/d = 2$ (de la Referencia 22) (Nota: 1 mm = 0.04 pulg.).

Dificultades de ensayar probetas de alta resistencia y códigos de prácticas

Desde un punto de vista práctico, la prueba de resistencia a la compresión de probetas cilíndricas de 150 mm de concreto M80 a M200 (11,600 a 29,000 psi) puede requerir tanto una máquina de compresión de 4500 kN (101,165 lb) como un rectificado de los extremos del cilindro, lo que hace que la prueba sea una tarea especializada, que no es posible en todos los laboratorios de pruebas¹⁰.

Según Graybeal y Davis¹⁰, sólo dos países tienen directrices de diseño relativas a las pruebas de CAR utilizando probetas de menor tamaño. La especificación francesa¹⁶ sugiere el uso de probetas cilíndricas de 70 o 110 mm (2.75 o 4.3 pulgadas) para determinar la resistencia a la compresión, mientras que la especificación japonesa¹⁷ sugiere el uso de probetas cilíndricas de 100 mm de diámetro. IS 1199 (Parte 5):2018¹⁸ sugiere que se pueden utilizar probetas cúbicas (de tamaño 150 mm) o cilíndricas (150 mm de diámetro y 300 mm de longitud) para determinar la resistencia a la compresión. IS 1199 (Parte 5)¹⁸ permite que también se ensayen probetas cúbicas de 100 mm como alternativa, siempre que el tamaño nominal más grande de los agregados no supere los 20 mm (3/4 pulg.). Además, también se permiten probetas cilíndricas más pequeñas, siempre que las probetas cilíndricas tengan una proporción de agregado de cuatro entre el diámetro mínimo y el tamaño nominal máximo de agregado. ACI 318M-19, disposición 26.12.1.1¹⁹, permite las probetas cilíndricas de 100 x 200 mm (4 x 8 pulgadas) o 150 x 300 mm. Como se establece en el Código, la diferencia promedio entre los resultados de las pruebas obtenidas con los dos tamaños de probetas no se considera significativa en el diseño²⁰.

Factores de conversión para diferentes formas y diferentes concretos

Varios investigadores han observado el efecto pronunciado de h/d y la dimensión de la sección transversal de las probetas sobre la resistencia a la compresión. La diferencia en la resistencia a la compresión de diferentes tamaños de probetas puede deberse a varios factores, como el efecto de St. Venant, el efecto de tamaño o el efecto de restricción lateral debido a la platina de las máquinas de ensayo. El efecto del tamaño es más predominante cuando se utilizan probetas de pequeña escala. La relación general observada entre h/d y la resistencia se muestra en la Fig. 2. Se puede ver claramente que la relación de resistencia es más sensible a h/d para $h/d < 1.5$ que $h/d > 1.5$ ¹².

Cuando h/d de las probetas cilíndricas es inferior a 2.0, la norma IS 516:1959²¹ sugiere un factor de corrección que se muestra en la Fig. 3. Se ha descubierto que los cubos estándar tienen una mayor resistencia a la compresión que las probetas cilíndricas estándar con h/d de 2.0. La relación entre la resistencia del cilindro estándar y la resistencia del cubo estándar es de aproximadamente 0.8 a 0.95; se aplica una relación más alta para CAR. De manera similar, las probetas cilíndricas de 100 x 200 mm exhiben resistencias entre un 2 y un 10 % mayores que las probetas cilíndricas de 150 x 300 mm (6 x 12 pulg.); la diferencia es menor para el concreto de mayor resistencia¹⁰.

El tamaño estándar de muestra para probar la resistencia a la compresión del concreto es un cilindro de 150 x 300 mm. Cuando se probaron en compresión las probetas cilíndricas con h/d de 2 y diámetros variables, se encontró que las probetas cilíndricas de mayor diámetro tenían menor resistencia, como

se muestra en la Fig. 4. Por lo tanto, la resistencia promedio de 50 x 100 mm y 75 x 150 mm. Las probetas cilíndricas fueron 108 y 106%, respectivamente, en comparación con las probetas de tamaño estándar. Cuando el diámetro se aumentó más allá de 450 mm (18 pulgadas), se observó una reducción mucho menor en la resistencia.

Para CRN y CAR, varios investigadores han establecido factores de conversión apropiados^{2,23,24}. Por lo tanto, los resultados obtenidos de probetas de diferentes tamaños pueden relacionarse con un cilindro de referencia con $h/d = 300/150$ (en mm) y pueden utilizarse como base para el diseño estructural (según EN 1992-1-1:2004¹⁴). Como se muestra en la Fig. 5, el cilindro CRN con $h/d = 300/150$ (en mm) normalmente alcanza sólo aproximadamente el 82% de la resistencia a la compresión de un cubo de 150 mm y sólo aproximadamente el 75% de la resistencia a la compresión de un cubo de 100 mm. Sin embargo, estos factores aumentan para CAR y, por lo tanto, la diferencia de resistencia es menor que la de CRN.

Una investigación realizada por Malaikah²⁵ sobre el efecto de la forma y el tamaño sobre la resistencia a la compresión del CAR propuso los siguientes factores de conversión: 0.8 para un cilindro de 150 x 300 mm versus un cubo de 150 mm, 0.93 para un cilindro de 100 x 200 mm versus un cubo de 150 mm, y 0.866 para un cilindro de 150 x 300 frente a un cilindro de 100 x 200 mm.

Graybeal y Davis¹⁰ evaluaron 14 series de ensayos de compresión sobre mezclas de CAR y CUAD, utilizando premezclas sin agregado grueso y con resistencias a la compresión que oscilaban entre 80 y 200 MPa. Cada serie incluía tres tamaños de probetas cilíndricas ($d = 51, 76$ y 102 mm) con $h/d = 2$ y tres tamaños de probetas cúbicas (51, 70,7 y 100 mm). La mayoría de las probetas fueron tratadas térmicamente y algunas se curaron al aire. La comparación de las resistencias a la compresión medias obtenidas de probetas cilíndricas con $d = 102$ mm y cubos de 100 mm dio como resultado factores de conversión para la relación de resistencia cilindro-cubo de 1.00 para las mezclas de CUAD (Tabla 2). De esta tabla se puede ver que, en la mayoría de los casos, la resistencia a la compresión obtenida de las probetas cilíndricas fue mayor que la resistencia a la compresión obtenida de las cúbicas.

Tabla 2:
Coefficientes de conversión para probetas de CAR/CUAD de diferentes tamaños (de la Referencia 10)

Probetas ensayadas		Diámetros deseados del cilindro	
		76 mm	102 mm
Cubos	100 mm	× 1.00 ($R^2 = 0.9672$)	× 1.00 ($R^2 = 0.9791$)
	70.7 mm	× 0.94 ($R^2 = 0.9857$)	× 0.93 ($R^2 = 0.9694$)
	51 mm	× 0.96 ($R^2 = 0.9541$)	× 0.96 ($R^2 = 0.9472$)
Cilindros	102 mm diámetro	× 1.01 ($R^2 = 0.9853$)	—
	76 mm diámetro	—	× 0.99 ($R^2 = 0.9839$)
	51 mm diámetro	× 1.08 ($R^2 = 0.9645$)	× 1.07 ($R^2 = 0.9360$)

Nota: 1 mm = 0.04 in.

Efecto de Muro

Cuando el tamaño máximo del agregado grueso en el concreto es grande con respecto al diámetro de un cilindro o al tamaño de un cubo, el empaquetamiento del agregado grueso en la capa límite entre la pared del molde y el concreto se vuelve menos uniforme. En estas zonas el concreto no se puede compactar lo suficiente. Da como resultado una mayor cantidad de mortero para llenar el espacio entre las partículas de agregado grueso y la pared del molde. Este fenómeno se conoce como efecto pared. Para reducir este efecto de pared, ASTM C192/C192M, Sección 6.4²⁶, estipula que el diámetro de una probeta cilíndrica debe ser al menos tres veces el tamaño máximo nominal del agregado. La norma británica 1881: Parte 108²⁷ sugiere usar cubos de tamaño nominal de 100 mm para concreto con agregados que tengan un tamaño nominal que no exceda los 20 mm (3/4 pulg.), y cubos de 150 mm para concretos con agregados que no excedan los 40 mm (1-1/2 pulg.).

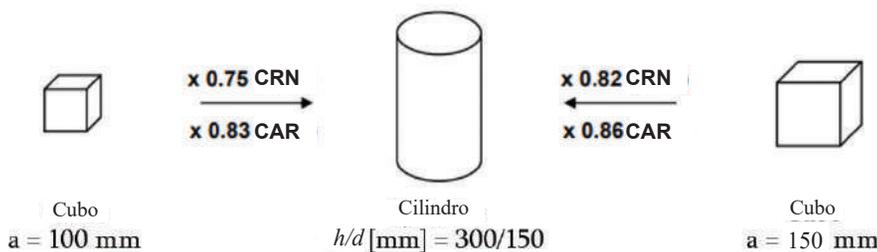


Fig. 5: Factores de conversión para la resistencia a la compresión de CRN y CAR para diferentes formas y tamaños de probetas (de la Referencia 24) (Nota: 100 mm = 4 pulg.).

Turkel y Ozkul²⁸ encontraron que existe un tamaño de agregado óptimo que hace que el efecto del tamaño sea mínimo; para CRN y CAR, encontraron que el efecto del tamaño es mínimo para cubos de 50 a 200 mm para un tamaño de agregado de 22 mm (3/4 pulg.). Carpinteri et al.²⁹ sugirieron que, para minimizar el efecto del tamaño, los códigos deberían estipular que la resistencia a la compresión debería realizarse en especímenes con una dimensión mayor que $10d_{max}$, donde d_{max} es el tamaño máximo de agregados utilizados.

Ley del efecto del tamaño

Bazant y Planas³⁰ propusieron la siguiente ley clásica del efecto del tamaño basada en la mecánica de fracturas

$$\sigma_N = \frac{Bf'_t}{\sqrt{1+\frac{d}{d_0}}} \quad (2)$$

donde σ_N es la resistencia a la compresión, B y d_0 son constantes que se determinarán experimentalmente, f'_t es el parámetro de resistencia (tomado como resistencia a la tracción) y d es la dimensión característica de la estructura (tamaño de la muestra). Según este efecto de tamaño, cuando se aumenta el tamaño de la muestra, la resistencia a la compresión de las probetas del mismo diseño de mezcla disminuye. Hay un problema importante con la ecuación (2), ya que predice una severa reducción de la resistencia para probetas más grandes, lo que contradice los resultados reales de las pruebas. Otro problema es que sólo es aplicable a estructuras que inicialmente tienen una muesca o una grieta.

Con base en análisis estadísticos, Kim y Yi³¹ desarrollaron la siguiente ecuación del efecto del tamaño para predecir la resistencia a la compresión de las probetas cilíndricas, sin considerar el efecto del tamaño máximo del agregado.

$$f_c = \frac{0.4f'_c}{\sqrt{1+(h-d)/50}} + 0.8f'_c \quad (3)$$

donde f_c es la resistencia de un cilindro no estándar y f'_c es la resistencia de un cilindro estándar, ambos en MPa, y h es la altura de un cilindro y d es el diámetro de un cilindro, ambos en mm. La ecuación propuesta (3) mostró una buena concordancia con los resultados de las pruebas existentes para probetas cilíndricas de concreto y se comparó bien con los resultados mostrados en la Fig. 2.

Se ha descubierto que, para cubos, la expresión de la ley clásica del efecto del tamaño puede modificarse para

$$f_{cu} = f_{ck} \sqrt{\frac{L}{L+L_0}} \quad (4)$$

donde f_{cu} es la resistencia de un cubo no estándar y f_{ck} es la resistencia de un cubo estándar, ambas en MPa, y L es el tamaño de un cubo no estándar y L_0 es una constante derivada empíricamente, ambas en mm. Experimentalmente se ha demostrado que el valor de L_0 es igual a 20 mm.

Conclusiones

La resistencia a la compresión del concreto es un parámetro importante utilizado en el diseño estructural, ya que todas las demás resistencias se expresan en términos de resistencia a la compresión. Los códigos nacionales sugieren determinar la resistencia a la compresión basándose en pruebas realizadas en probetas cilíndricas estándar de 150 x 300 mm o cubos de 150 mm. Sin embargo, estos códigos no proporcionan ninguna correlación entre la resistencia del cubo y la resistencia del cilindro, aunque normalmente se supone que la resistencia del cubo es 1.25 veces la resistencia del cilindro. Los experimentos han demostrado que la relación de resistencia del cilindro al cubo varía con el nivel de resistencia del concreto, y la diferencia se reduce para el CAR. La relación de resistencia cilindro-cubo sugerida por el Eurocódigo 2¹⁴ no concuerda con los datos de las pruebas, ya que hay una gran dispersión en los resultados.

Mantener los tamaños de muestra mencionados anteriormente como estándar para CAR o CUAD puede causar problemas debido a las mayores cargas finales requeridas para romper estas probetas cúbicas/cilíndricas y la capacidad limitada de las máquinas de prueba disponibles. Por lo tanto, a menudo se utilizan probetas cúbicas/cilíndricas de menor tamaño. Nuevamente, se requiere la correlación entre los resultados de estas pruebas con las probetas cúbicas/cilíndricas de tamaño estándar, ya que los valores presentados en los códigos como resistencia a la compresión se refieren a los tamaños de probetas cúbicas/cilindros estándar.

Con base en los resultados de investigaciones experimentales realizadas por varios investigadores sobre la resistencia a la compresión de probetas cilíndricas y cúbicas de varios tamaños, se pueden sacar las siguientes conclusiones:

- El efecto del tamaño no es constante para ninguna geometría de muestra. El efecto del tamaño es más pronunciado en las probetas cúbicas que en las cilíndricas. Se encontró que la desviación estándar de la resistencia disminuía a medida que aumentaba el diámetro. Se observó que la resistencia en

las probetas cilíndricas se acercaba a un valor constante más allá de 600 mm (27.5 pulgadas);

- La relación de resistencia es más sensible a h/d para $h/d < 1.5$ que para $h/d > 1.5$. La influencia de la esbeltez de la muestra disminuye significativamente al aumentar la resistencia a la compresión del concreto. Para CUAD, la relación de resistencia a la compresión entre el cilindro y el cubo es cercana a 1.0¹⁰. El tamaño máximo del agregado no influye en la relación de resistencia a la compresión para CUAD¹⁰. Cuando se mantiene constante la esbeltez, la resistencia a la compresión de CRN, CAR y CUAD solo cambia marginalmente para diferentes tamaños de probetas;
- No existe una relación definida entre las resistencias a la compresión de varias formas de probetas; sólo existen conversiones empíricas. Al utilizar dichos factores de conversión, se deben considerar varios parámetros (incluido el nivel de resistencia, el tipo de concreto, el tamaño/gradación del agregado, el recubrimiento, el material del molde, las condiciones de curado, los métodos de consolidación y la edad de la muestra) que afectan estas conversiones para elegir el factor más adecuado¹¹;
- Los cilindros con diámetros de 100 mm y 76 mm y los cubos con lados de 100 mm son especímenes de prueba aceptables e intercambiables para la determinación de la resistencia a la compresión de CUADRF¹⁰; y
- El efecto del tamaño en CAR aún no se comprende completamente. Existe un debate sobre si el efecto del tamaño es más pronunciado en concreto de menor o mayor resistencia¹¹.

Referencias

1. EN 206:2013, "Concrete – Specification, Performance, Production and Conformity," European Committee for Standardization (CEN), Brussels, Belgium, 2013, 98 pp.
2. Bonzel, J., "Zur Gestaltsabhängigkeit der Betondruckfestigkeit," Beton- und Stahlbetonbau, V. 54, No. 9 and 10, 1959, pp. 223-228 and pp. 247-248, respectively.
3. Gonnerman, H.F., "Effect of Size and Shape of Test Specimen on Compressive Strength of Concrete," ASTM Proceedings, V. 25, Part 2, 1925, pp. 237-250.

4. Nasser, K.W., and Al-Manaseer, A.A., "It's Time for a Change from 6 x 12- to 3 x 6-in. Cylinders," *ACI Materials Journal*, V. 84, No. 3, May-June 1987, pp. 213-216.
5. Nasser, K.W., and Kenyon, J.C., "Why Not 3 x 6 Inch Cylinders for Testing Concrete Compressive Strength?" *ACI Materials Journal*, V.81, No. 1, Jan.-Feb. 1984, pp. 47-53.
6. Day, R. "Strength Measurement of Concrete Using Different Cylinder Sizes: A Statistical Analysis," *Cement, Concrete, and Aggregates*, V. 16, No. 1, June 1994, pp. 21-30.
7. Issa, S.A.; Islam, M.S.; Issa, M.A.; and Yousif, A.A., "Specimen and Aggregate Size Effect on Concrete Compressive Strength," *Cement, Concrete, and Aggregates*, V. 22, No. 2, Dec. 2000, pp. 103-115.
8. Aïtcin, P.-C.; Miao, B.; Cook, W.D.; and Mitchell, D., "Effects of Size and Curing on Cylinder Compressive Strength of Normal and High Strength Concretes," *ACI Materials Journal*, V. 91, No. 4, July-Aug. 1994, pp. 349-354.
9. Mansur, M.A., and Islam, M.M., "Interpretation of Concrete Strength for Nonstandard Specimens," *Journal of Materials in Civil Engineering*, V. 14, No. 2, Mar.-Apr. 2002, pp. 151-155.
10. Graybeal, B., and Davis, M., "Cylinder or Cube: Strength Testing of 80 to 200 MPa (11.6 to 29 ksi) Ultra-High-Performance Fiber-Reinforced Concrete," *ACI Materials Journal*, V. 105, No. 6, Nov.-Dec. 2008, pp. 603-609.
11. Talaat, A.; Emad, A.; Tarek, A.; Masbouba, M.; Essam, A.; and Kohail, M., "Factors Affecting the Results of Concrete Compression Testing: A Review," *Ain Shams Engineering Journal*, V. 12, No. 1, Mar. 2021, pp. 205-221.
12. Elwell, D.J., and Fu, G., "Compression Testing of Concrete: Cylinders vs. Cubes," Report FHWA/NY/SR-45/119, Transportation Research and Development Bureau, New York State Department of Transportation, Albany, NY, Mar. 1995, 22 pp.
13. Neville, A.M., "A General Relation for Strengths of Concrete Specimens of Different Shapes and Sizes," *ACI Journal, Proceedings*, V. 63, No.10, Oct. 1966, pp. 1095-1110.
14. EN 1992-1-1:2004/AC: 2010, "Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings," European Committee for Standardization (CEN), Brussels, Belgium, 2010, 225 pp.
15. Pacheco, J.; de Brito, J.; Chastre, C.; and Evangelista, L., "Probabilistic Conversion of the Compressive Strength of Cubes to Cylinders of Natural and Recycled Aggregate Concrete Specimens," *Materials*, V. 12, No. 2, Jan. 2019, pp. 280-291.
16. "Ultra High Performance Fibre Reinforced Concretes—Interim Recommendations," Association Française de Génie Civil (AFGC), Paris, France, 2002, 152 pp.
17. "Recommendations for Design and Construction of Ultra High Strength Fiber Reinforced Concrete Structures," Japan Society of Civil Engineers, Tokyo, Japan, 2004, 167 pp.
18. IS 1199 (Part 5) : 2018, "Fresh Concrete—Methods of Sampling, Testing and Analysis, Part 5 Making and Curing of Test Specimens," First revision, Bureau of Indian Standards, New Delhi, India, 2018, 12 pp.
19. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-19) and Commentary on Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318R-19)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 624 pp.
20. Carino, N.J.; Guthrie, W.F.; Lagergren, E.S.; and Mullings, G.M., "Effects of Testing Variables on the Strength of High-Strength (90 MPa) Concrete Cylinders," *High-Performance Concrete – Proceedings, International Conference, Singapore, 1994, SP-149*, V.M. Malhotra, ed., American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1994, pp. 589-632.
21. IS 516 - 1959, "Methods of Tests for Strength of Concrete," Bureau of Indian Standards, New Delhi, India, 1959, 25 pp.
22. "Concrete Manual," U.S. Bureau of Reclamation, Washington, DC, 1975, pp. 574-575.
23. Walz, K., *Gestaltfestigkeit von Betonkörpern*, German Committee for Structural Concrete (Deutscher Ausschuss für Stahlbeton – DAfStb), No. 122, Ernst & Sohn, Berlin, Germany, 1957.
24. Riedel, P., and Leutbecher, T., "Effect of Specimen Size on the Compressive Strength of Ultra-High Performance Concrete," AFGC-ACI-fib-RILEM International. Symposium on Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete, UHPFRC 2017, Montpellier, France, Oct. 2-4, 2017, pp. 251-260.
25. Malaikah, M.A.S., "Effect of Specimen Size and Shape on the Compressive Strength of High Strength Concrete," *Pertanika Journal of Science and Technology*, V. 13, No. 1, 2005, pp. 87-96.
26. ASTM C192/C192M-19, "Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Laboratory," ASTM International, West Conshohocken, PA, 2019, 8 pp.
27. BS 1881: Part 108: 1983, "Testing Concrete, Part 108: Method for Making Test Cubes from Fresh Concrete," British Standard Institution, United Kingdom, 1983, 10 pp.
28. Turkel, A., and Ozkul, M.H., "Size and Wall Effects on Compressive Strength of Concretes," *ACI Materials Journal*, V. 107, No. 4, July-Aug. 2010, pp. 372-379.

29. Carpinteri, A.; Ferro, G.; and Monetto, I., "Scale Effects in Uniaxially Compressed Concrete Specimens," Magazine of Concrete Research, V. 51, No. 3, June 1999, pp. 217-225.
30. Bažant, Z.P., and Planas, J., Fracture and Size Effect in Concrete and Other Quasibrittle Materials, first edition, CRC Press, 1998, 640 pp.
31. Kim, J.-K., and Yi, S.-T., "Application of Size Effect to Compressive Strength of Concrete Members," Sādhanā, V. 27, Part 4, Aug. 2002, pp. 467-484.

Seleccionado por los editores para interés del lector.



Subramanian Narayanan, miembro ACI, es un consultor que actualmente vive en Maryland, EE. UU. Es el ex director ejecutivo de Computer Design Consultants en India. Tiene 45 años de experiencia profesional, que incluye consultoría, investigación y docencia en la India y en el extranjero. Narayanan es autor de 25 libros y 300 artículos técnicos y fue vicepresidente del Indian Concrete Institute y de la Association of Consulting Civil Engineers India. También ha sido miembro del consejo editorial y de los comités de revisión de varias revistas indias e internacionales. Recibió su doctorado en el Instituto Indio de Tecnología de Madrás, Chennai, India.

La traducción de este artículo correspondió al Capítulo de República Dominicana

Título: Efecto del tamaño y forma de la probeta en la resistencia a la compresión del concreto



Traductor:
Dr. Fray F. Pozo-Lora



Revisor Técnico:
Ing. Piero Caputo

¿Enfrenta los Desafíos del Cemento Tipo IL? – Aditivos a Base de Nanopartículas

por Tyler Grissom

Con el propósito de cumplir con los objetivos de sustentabilidad, los productores de cemento en los Estados Unidos han estado realizando una rápida transición de su producción de cemento ASTM C150/C150M Tipo I/II, con hasta 5% de contenido de piedra caliza, a cemento ASTM C595/C595M Tipo IL, con hasta 15% de contenido de piedra caliza. Este cambio ha presentado desafíos para los productores de concreto y contratistas quienes deben adaptarse rápidamente, debido a que los cementos Tipo IL se están convirtiendo en el estándar y a menudo son la única opción disponible.

Desafíos del Cemento Tipo IL en la Construcción

Si bien integrar cemento Tipo IL en la construcción es ambientalmente benéfico, presenta una gama de dificultades técnicas. Uno de los principales problemas es la incapacidad de lograr de manera constante la resistencia a la compresión deseada, dando pie a que un gran número de productores de concreto reconsidere y modifique sus mezclas para hacer la transición al cemento Tipo IL. Además, el cemento Tipo IL presenta tiempos de fraguado variables, lo que representa un reto significativo para proyectos con cronogramas de entrega limitados, ya que el tiempo de fraguado del concreto es de suma importancia para conservar los plazos de construcción y garantizar la calidad.

El mayor contenido de piedra caliza y la granularidad más fina del cemento Tipo IL también conduce a una mayor demanda de agua, por lo que se requieren aditivos reductores de agua adicionales para lograr la trabajabilidad necesaria. Los contratistas han reportado retos tanto en la trabajabilidad como en la capacidad de acabado debido a esta alteración en la composición. En un foro industrial reciente, se puso de manifiesto que algunos productores mitigan estos retos incrementando el contenido total de materiales cementantes en sus mezclas, lo que invalida potencialmente la ventaja ambiental del uso del cemento Tipo IL y anula el valor sustentable del llamado Tipo IL. Además, la presión por integrar materiales cementantes suplementarios (SCMs, por sus iniciales en inglés) para lograr mayor durabilidad y sustentabilidad complica todavía más el uso del cemento Tipo IL. Por fortuna, hay diversas formas en las que pueden superarse estos retos y seguir apegándose a las iniciativas de sustentabilidad.

Aditivos a Base de Nanopartículas

La nanotecnología ha surgido como un medio prometedor para avanzar en las propiedades del concreto. Los investigadores han producido partículas a nanoescala para mejorar la hidratación del cemento y la formación de silicato cálcico hidratado (CSH, por sus iniciales en inglés), el componente más importante para el desarrollo de la resistencia del concreto. Las tecnologías de aditivos a base de partículas de nanoescala se encuentran a la vanguardia de la innovación del concreto. Estos aditivos líquidos ofrecen una gama de posibilidades para modificar y mejorar las características del concreto fresco y endurecido. Son la clave para crear estructuras más sólidas y durables.

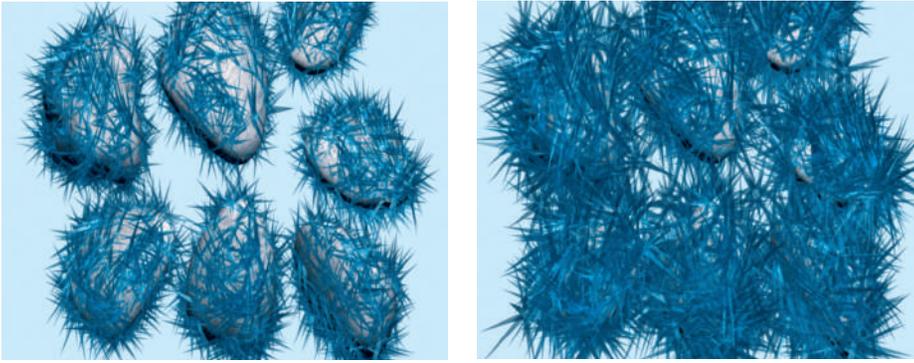


Fig. 1: Ejemplos de espinas con momento de apertura.

Master X-Seed en la Práctica

Un productor de concreto de los Estados Unidos le pidió a Master Builders Solutions que le asistiera en el cumplimiento de una especificación que hace un llamado para lograr un 35% de reducción en el potencial de calentamiento global (GWP, por sus iniciales en inglés) en comparación con la referencia de la industria. Se diseñó una mezcla de concreto con cemento Tipo IL y Master X-Seed 66 SEA para cumplir con el requerimiento de resistencia a la compresión para la estructura, a la vez que también logró una reducción del 36% en GWP. Esta solución hizo posible utilizar relaciones tradicionales agua/materiales cementantes (w/cm) y se pudo obtener así una trabajabilidad aceptable de la mezcla optimizada con carbono.

Uno de los objetivos principales de los aditivos a base de nanopartículas es abordar los desafíos que presentan los materiales cementantes suplementarios en el concreto. Si bien los SCMs pueden mejorar la durabilidad, a menudo dan por resultado desarrollo de resistencia más baja a edad temprana y **media**. Para contrarrestar esto, se están utilizando aditivos mejoradores de resistencia (SEAs, por sus iniciales en inglés) y que contienen nanopartículas.

Las evaluaciones realizadas por laboratorios de diferentes mezclas de concreto con cemento, ceniza volante Clase F y cemento de escoria han demostrado el potencial de los SEAs. Muestras de mortero y concreto sometidas a diversos contenidos de reemplazo de SCMs han mostrado mejoras significativas en la resistencia. Incluso cuando se utilizan relaciones más altas de agua/material cementante (w/cm) y menor contenido total de material cementante, el concreto habilitado con SEA ha demostrado un mejor desempeño.

Aditivos Patentados que Mejoran la Resistencia

La línea de aditivos de productos Master X-Seed de Master Builders Solutions fue diseñada para mejorar la calidad de la pasta de cemento endurecida. Su función principal es facilitar el crecimiento de cristales CSH entre los granos de cemento (consulte la Fig. 1), optimizando así la hidratación del cemento.

Las principales ventajas de Master X-Seed son evidentes en su capacidad de incrementar el desarrollo de resistencia del concreto (consulte la Fig. 2) y al mismo tiempo permitir una reducción del contenido de cemento (vea la Fig. 3), contribuyendo así a la reducción de carbono. Al mejorar la hidratación del cemento, les permite a los productores conservar la w/cm de sus mezclas y les brinda la flexibilidad de ajustar sus mezclas

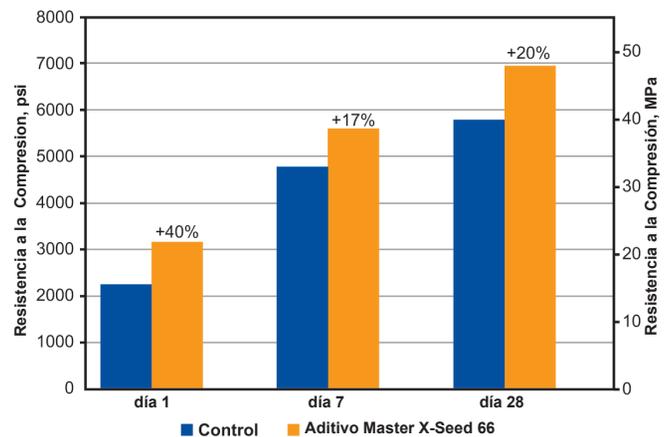


Fig. 2: Mejora en la resistencia a la compresión del concreto con la adición del aditivo Master X-Seed 66 (Nota: Mezcla de concreto con contenido nominal de materiales cementantes de 564 lb/yd³ [334 kg/m³], w/cm de 0.53 y aditivo Master X-Seed 66 en una dosis de 10 fl oz/cwt [650 mL/100 kg]).

de concreto para requerimientos de desempeño específicos.

Además, la inclusión de Master X-Seed permite que las mezclas de concreto incorporen niveles más altos de SCMs, incrementando así las características de durabilidad del concreto, prolongando el ciclo de vida de las estructuras y reduciendo los costos de mantenimiento a largo plazo.

Resistencia, Eficiencia y Sostenibilidad

La industria del concreto se encuentra en la cúspide de una era de transformación. Los nuevos materiales sostenibles, tales como el cemento Tipo IL y los aditivos a base de nanopartículas son prometedoramente más fuertes, más durables, rentables y son el concreto preferido desde el punto de vista ambiental.

La última generación de aditivos no sólo mejora el desarrollo de resistencia del concreto, sino que también facilita una reducción en el contenido de cemento, promoviendo prácticas de construcción más sustentables. Al optimizar la hidratación del cemento y conservar la w/cm tradicional, estas innovaciones permiten el uso continuo del concreto en una amplia gama de aplicaciones, minimizando a la vez el desperdicio de material.

Los aditivos a base de nanopartículas nos dan una idea del futuro de la tecnología del concreto, empoderando a los constructores para crear estructuras que no sólo sean más sólidas y durables, sino que también vayan alineadas con las metas de reducción de carbono. Al abordar los retos que presentan los SCM's y los cementos Tipo IL, estos avances permiten la producción de mezclas de concreto rentables y sustentables con reducción en el contenido de cemento.

Los aditivos reductores de agua se han convertido en algo esencial en la producción cotidiana de concreto, lo que refleja el panorama en evolución de la industria. No obstante, el verdadero futuro del concreto durable que cumple con las metas de reducción de carbono y requerimientos de desempeño, consiste en aprovechar el poder de la nanotecnología y de las mezclas innovadoras.

-Masters Builders Solutions, www.master-builders-solutions.com

Seleccionado por los editores para interés del lector.

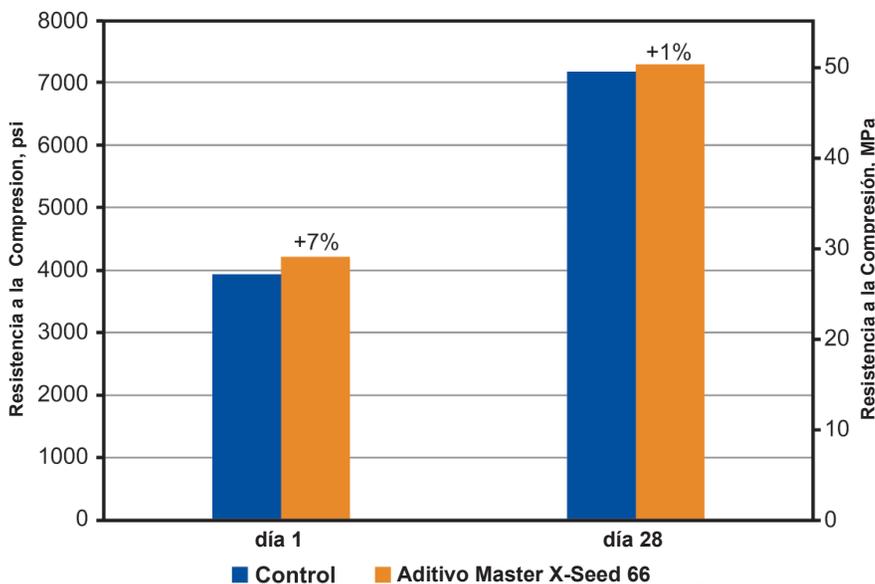


Fig.3: El aditivo Master X-Seed 66 ofrece potencial para reducir el contenido de materiales cementantes en mezclas de concreto. En este ejemplo, el contenido de materiales cementantes de la mezcla de concreto se redujo en 47 lb/yc³ (28 kg/m³) (Nota: La mezcla de control incluyó un contenido nominal de materiales cementantes de 658 lb/yc³ [390 kg/m³] y w/cm de 0.40. La mezcla con aditivo Master X-Seed 66 a dosis de 10 fl oz/cwt [650 mL/100 kg], tuvo un contenido nominal de materiales cementantes de 611 lb/yc³ [362 kg/m³] y w/cm de 0.43.



Tyler Grissom es Gerente de Producto en Master Builders Solutions en Cleveland, OH, Estados Unidos de Norteamérica. Con experiencia en productos químicos agrícolas, petroquímicos y energía, ahora apoya las soluciones sustentables de la industria del concreto. Recibió su licenciatura en mercadotecnia y su Maestría por la Universidad Estatal de Oklahoma, Stillwater, OK, Estados Unidos de Norteamérica.

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

Título: Tech Spotlight.

¿Enfrenta los Desafíos del Cemento Tipo IL? — Aditivos a Base de Nanopartículas



*Traductora:
Lic. Ana Patricia
García Medina*



*Revisor Técnico:
Ing. Karla Elizabeth
de la Fuente Monforte*

CONVOCATORIA 2023

CONCRETO

LATINOAMÉRICA

Desde 2023 puedes publicar tus artículos de investigación y casos de estudio en nuestra revista.

¡Es muy fácil!

Descarga la 1) Guía de Publicación y 2) Carta de Solicitud en estos códigos QR:

1



2



Una vez descargada la Guía, conocerás los requisitos para publicación y podrás llenar la solicitud, firmarla y enviarla a la Revista Concreto Latinoamérica a través del correo **concretolatam@gmail.com**

Tú solicitud y artículo serán evaluados para su publicación.



"Seguridad razonable" de las estructuras existentes, Parte 3

Lectura de la estructura

por David G. Tepke, Liying Jiang, Keith E. Kesner, y Stephen S. Szoke

La Parte 2 de esta serie se centra en los retos asociados a la disponibilidad de documentación, la evolución de los códigos de construcción y las prácticas de construcción, y cómo afectan estos cambios a la evaluación de la seguridad estructural¹. El proceso de "lectura" de la estructura suele comenzar con una inspección visual para identificar indicadores de posibles problemas, como grietas, deterioro, deformaciones excesivas o signos de filtraciones (Fig. 1).

Como se describe en la Parte 1 de esta serie, algunos hitos normativos de evaluación de la seguridad se han adoptado en Estados Unidos². Todas estas ordenanzas exigen una evaluación de la estructura, y sólo un número limitado exige algo más que una inspección visual. Sin embargo, la evaluación a partir de un mero reconocimiento visual es una tarea difícil, sobre todo teniendo en cuenta las dificultades que plantean el acceso limitado a los elementos estructurales, el potencial de deterioro no visible y el envejecimiento de las estructuras.



Fig. 1: Filtraciones con manchas de corrosión en una estructura de pórticos de un estacionamiento existente.

El objetivo de la tercera parte es debatir algunos de las complejidades asociadas a la "lectura de la estructura", es decir, el proceso de examinar la estructura, determinar la necesidad de realizar pruebas específicas o evaluaciones adicionales y, a continuación, decidir el camino a seguir. La cuarta parte tratará de cómo los avances tecnológicos pueden aportar nuevas expectativas a las estructuras existentes.

Inspecciones visuales

Las inspecciones visuales son el punto de partida más común en la evaluación de estructuras existentes. ACI CODE-562-21³, ACI 364.1R-19⁴, y SEI/ASCE 11-99⁵ proporcionan requisitos y lineamientos para realizar una evaluación inicial de una estructura. Las inspecciones visuales están limitadas tanto en términos de la extensión de la estructura que se puede examinar, como de los tipos de defectos que se pueden identificar. Las inspecciones visuales también requieren discernir la importancia de las grietas y otros "defectos" visibles en una estructura existente. Aunque generalmente no es un requisito, un estudio visual puede complementarse con mediciones de ancho de grietas, mediciones de deflexión, sondeos para detectar delaminaciones u otras pruebas no destructivas con el fin de respaldar preliminarmente las observaciones.

La identificación de peligros y vulnerabilidades potenciales requiere una comprensión del sistema estructural encontrado y de lo que constituye un comportamiento inesperado. En la Parte 2 de esta serie se describen las consideraciones especiales asociadas a las vulnerabilidades de los diferentes sistemas estructurales. El profesional de diseño con licencia (LDP) que completa la inspección visual



Fig. 2: Una viga dentro de la estructura de un estacionamiento: (a) una vista general; y (b) una vista en primer plano de una grieta en la cara de la viga y la losa.

necesita reconocer que el daño tiene diferentes implicaciones dependiendo del sistema estructural y la antigüedad de la estructura. Las estructuras existentes, a través de procesos normales de construcción, servicio rutinario y condiciones de exposición, generalmente tienen algún nivel de "defectos". Los defectos pueden adoptar la forma de grietas, imperfecciones superficiales, degradación del material, variaciones en la geometría de los elementos o en la ubicación de las conducciones, respuesta estructural inesperada u otras condiciones. En la mayoría de los casos, estos "defectos" no afectarán significativamente al uso previsto o a la estabilidad general de una estructura.

Sin embargo, los errores de diseño o construcción fuera de las tolerancias estándar, el uso indebido o no previsto de la estructura, la exposición a cargas o condiciones no tenidas en cuenta en el diseño, o el deterioro debido a un servicio más prolongado de lo previsto en un entorno determinado pueden dar lugar a defectos o daños que pueden ser motivo de preocupación. Tal y como se describe en ACI CODE-562-21, la(s) condición(es) observada(s) durante la inspección visual percibida(s) como "potencialmente peligrosa(s)" o que dé(n) lugar a que el LDP cuestione la capacidad de la estructura o elemento estructural - por ejemplo, la condición observada que es inconsistente con las expectativas del diseño - debe(n) ser evaluada(s) más a fondo. Este concepto se ilustra en las figuras 2 y 3. La figura 2 muestra una grieta "típica" o "esperada" en una viga de concreto. Este tipo de grieta es común en estructuras de concreto bajo condiciones de servicio "típicas". Por el contrario, la Fig. 3 muestra un ejemplo de fisuración atípica del concreto.



Fig. 3: Grietas verticales y delaminación del concreto en una columna.

Aunque los estudios visuales pueden proporcionar indicadores de condiciones inseguras, los elementos estructurales suelen quedar ocultos por la presencia de revestimientos de suelos y paredes, techos, tabiques interiores, revestimientos y recubrimientos exteriores, equipos mecánicos montados en el techo y otros obstáculos. Las deflexiones verticales "excesivas" de los elementos estructurales suelen utilizarse como indicación de daños o de un comportamiento inesperado, pero sólo pueden observarse cuando secciones más largas del vano son visibles. De ello se deduce que, por lo general, una estructura no puede inspeccionarse visualmente en su totalidad, y no es razonable suponer que todas las condiciones que afectan a la seguridad puedan localizarse. La capacidad estructural y la capacidad de servicio de las estructuras de concreto dependen intrínsecamente de la ubicación, la cantidad y el tipo de refuerzo embebido; las propiedades del material también dependen en gran medida de la producción del concreto y de las prácticas de construcción. Por lo tanto, las inspecciones visuales pueden utilizarse para identificar condiciones inseguras, pero no siempre son una estrategia viable para confirmar una "seguridad razonable" para evaluar la seguridad. Los

resultados de las inspecciones visuales también suelen desencadenar investigaciones adicionales y otras formas de análisis.

Grietas, defectos visuales y deterioro

Las grietas y otros defectos visuales se observan con frecuencia en elementos de concreto expuestos. Aunque pueden ser una indicación de un deterioro significativo, tales indicaciones también pueden ser el resultado de un movimiento razonable asociado a un cambio de volumen o a pequeños defectos de construcción. ACI 201.1R-086 proporciona una descripción pictórica de los diferentes tipos de fisuración y otros tipos de defectos en estructuras de concreto. ACI 224.1R-07⁷, ACI 224R-01⁸, y ACI 224.4R-13⁹ proporcionan información sobre las causas, control y detallado para la mitigación del agrietamiento, y ACI PRC-201.2-23¹⁰ proporciona información sobre los mecanismos de deterioro relacionados con los materiales que pueden conducir al agrietamiento o deterioro. Cuando se observan grietas y otros defectos en una inspección visual, algunas preguntas críticas que deben hacerse incluyen:

- ¿Son la forma, el tamaño, la frecuencia y la orientación de las grietas coherentes con el comportamiento estructural esperado de la estructura?
- ¿Son los patrones de las grietas, las características de los defectos, los depósitos de efluentes o las manchas asociadas coherentes con un posible deterioro o con mecanismos de daño relacionados con los materiales?
- ¿Representa el agrietamiento o la delaminación una condición potencialmente peligrosa asociada a la caída del concreto, un riesgo de tropiezo o la pérdida de la protección contra incendios requerida?
- ¿Cuáles son las posibles implicaciones futuras del agrietamiento o de los defectos observados sobre la durabilidad o el uso continuado prolongado?
- ¿Miembros similares de la estructura presentan patrones y características de fisuración similares?
- ¿Se han agrietado o han empeorado con el tiempo?



Fig. 4: Esta amplia grieta diagonal cerca de un soporte indica la necesidad de apuntalamiento e investigación adicional.



Fig. 5: Barras de refuerzo corroídas en un balcón (en reparación).

Se deberán plantear inquietudes si las grietas y los daños visuales son coherentes con problemas de comportamiento estructural o representan una reducción de la capacidad debido a un deterioro excesivo. Esto incluye, pero no se limita a, las siguientes condiciones:

- Asentamientos diferenciales, deflexiones excesivas u otras deformaciones. En algunos casos, las grietas de asentamiento en los muros, normalmente más anchas en un extremo que en el otro, pueden haberse estabilizado y sólo es necesario vigilarlas para determinar si se producen asentamientos adicionales. Si el asentamiento crea grietas en las conexiones, puede ser necesaria una mayor investigación y evaluación;
- Las grietas debidas a la flexión o al cortante de los elementos estructurales pueden justificar una investigación más profunda, en particular las grietas más anchas, las grietas indicativas de falla en desarrollo y las grietas en miembros con redundancia

limitada. Un ejemplo de elemento con redundancia limitada es una viga en voladizo. Las grietas de corte, independientemente de la redundancia, requieren una investigación adicional debido a la naturaleza potencial de la falla (Fig. 4);

- Las grietas en losas de piso elevadas que se irradian hacia afuera desde las columnas, combinadas con grietas que rodean la columna, son probablemente una indicación de una condición que podría resultar en una falla por cortante de punzonamiento. Como se ha comentado en la Parte 2, los patrones de grietas que indican la posibilidad de fallo por cortante de punzonamiento deben considerarse como un riesgo notable de fallo catastrófico;
- Las grietas en los elementos de resistencia a fuerzas laterales pueden sugerir deficiencias o condiciones de sobrecarga previas que requieren investigación; y
- Deben investigarse las grietas generalizadas con material eflorescente, las grietas con manchas de corrosión o las grietas consistentes con problemas relacionados con los materiales que puedan comprometer la integridad general, la calidad del concreto o el refuerzo embebido. El desprendimiento y otras pérdidas de sección de los elementos de concreto y la corrosión y pérdida de sección de la armadura de acero pueden perjudicar significativamente la capacidad de los elementos de concreto para resistir las cargas nominales (Fig. 5). Además de la corrosión y las pérdidas de sección, la presencia de humedad, manchas de agua, manchas de corrosión en el concreto estructural o cerca de él, o acabados que oculten el concreto, pueden justificar una investigación adicional.

Las condiciones descritas anteriormente suelen ser desencadenantes de investigaciones adicionales para determinar cómo se ve afectada la capacidad de la estructura.

Las condiciones exteriores, sobre todo en entornos corrosivos, pueden provocar un deterioro y un peligro que pueden dar lugar a problemas de seguridad. El desprendimiento inminente de secciones de concreto, a veces conocido como desprendimientos incipientes, puede presentar peligros localizados, particularmente cuando pueden ser peligros de tropiezo o de caída por encima de la cabeza. Como se describe en Tepke e Isgor¹¹ y ACI 222R-19¹², también pueden darse condiciones corrosivas en el interior de las estructuras; por ejemplo, cuando los contaminantes exteriores pueden penetrar en el interior, puede haber una mayor humedad, o pueden existir productos químicos o contaminantes. Por lo tanto, la consideración de la corrosión donde puedan existir estas condiciones no debe descuidarse durante las inspecciones visuales.

Exposición histórica, usos y cambios

Las reparaciones, reformas y ampliaciones pueden afectar significativamente tanto en el rendimiento estructural como en la evaluación. Los documentos relacionados con el mantenimiento, la reparación, la reforma o la ampliación no suelen estar disponibles o lo están de forma parcial. Por lo tanto, puede resultar difícil determinar a través de la revisión de documentos qué trabajos se han realizado después de la construcción inicial, cuándo se hicieron y las posibles implicaciones con respecto al rendimiento del edificio.

Como se ha expuesto en la Parte 2, al evaluar las estructuras deben tenerse en cuenta el estado de la práctica y los códigos de construcción vigentes en el momento de la construcción. También deben tenerse en cuenta las prácticas habituales en relación con el mantenimiento y el uso de los edificios, ya que pueden estar relacionadas con el deterioro de los materiales. Por ejemplo, los cambios en los procesos de las instalaciones industriales o de fabricación (como fábricas textiles e instalaciones de revestimiento y procesamiento de alimentos), o los productos químicos utilizados en estructuras medioambientales o piscinas, pueden influir en la tasa de deterioro prevista.

Cuantificación de defectos, daños y deterioro

La cuantificación de los defectos, daños o deterioros puede resultar difícil. Además de los obstáculos antes mencionados que limitan el acceso para inspecciones visuales o pruebas, la naturaleza variable del concreto, la construcción y las exposiciones pueden conducir a una variedad de condiciones. ACI 228.2R-13¹³, ACI 228.1R-19¹⁴, ACI 437R-19¹⁵, ACI 214R-11¹⁶, y ACI 364.1R-194 pueden utilizarse para ayudar a desarrollar un plan detallado de investigación y evaluación. Los planes pueden incluir un estudio visual más detallado, análisis de ensayos o una combinación de estos en un subconjunto o en todas las áreas críticas, dependiendo de los presuntos defectos y el mecanismo de deterioro potencial, la probabilidad de presencia repetitiva en la estructura, el nivel de incertidumbre basado en la revisión inicial, la capacidad de evaluar analíticamente el estado, las limitaciones prácticas (acceso), la exposición y la carga, y el impacto potencial de un fallo localizado en la zona. Los planes de investigación pueden incluir excavaciones, sondeos o visores para evaluar las condiciones identificadas mediante pruebas.

La evaluación de los daños relacionados con los materiales es un ejemplo típico. Aunque el deterioro del concreto puede evaluarse a menudo utilizando las técnicas descritas en la norma ACI 228.2R-13¹³, la evaluación exhaustiva de los daños, incluyendo la unión entre la armadura y el concreto circundante, la variación de los daños por capas y la pérdida de secciones específicas de acero oculto (en el caso de la corrosión) puede ser un reto. Los índices de deterioro, incluso si se estiman con cierta precisión, pueden depender en gran medida de las condiciones ambientales y, por tanto, pueden variar. Los daños causados por la corrosión, la reacción álcali-sílice, la formación retardada de etringita u otros problemas suelen requerir pruebas especializadas para su evaluación.

En los casos en que se cuestione la capacidad de la estructura o de los elementos estructurales, puede recurrirse a pruebas de carga de acuerdo con ACI 437.1R-07¹⁷ y ACI CODE-437.2-22¹⁸. La posibilidad de que continúe el deterioro debe tenerse en cuenta en las evaluaciones posteriores a la prueba de carga.

Evaluación localizada frente a evaluación global

Cuando se intenta comprender la seguridad estructural general, es importante considerar la seguridad del edificio de forma holística, así como los impactos potenciales de daños o defectos localizados. El muestreo aleatorio puede ser adecuado para evaluar la naturaleza general de una estructura, pero es importante tener en cuenta los defectos o daños localizados que pueden ser de naturaleza significativa, especialmente si están asociados a elementos de preocupación crítica, como se ha descrito anteriormente en este artículo y en la serie. Debe establecerse un plan de muestreo e investigación adecuado si existe la preocupación de que las condiciones localizadas puedan afectar a la seguridad.



Fig. 6: Reparaciones/reemplazos importantes necesarias y control activo de la corrosión para estructuras en ambientes costeros después de aproximadamente 20 a 25 años de servicio.

La evaluación de la exposición localizada requiere tener en cuenta las posibles condiciones de exposición atípicas derivadas de vertidos, usos u operaciones anteriores en instalaciones químicas, de fabricación o de tratamiento de aguas, así como las derivadas de los patrones de viento, la orientación con respecto a las exposiciones costeras, el blindaje y la altura de los obstáculos de las exposiciones corrosivas. La Figura 6 muestra la variabilidad de las reparaciones necesarias y las medidas de prolongación de la vida útil de las estructuras en entornos costeros después de aproximadamente 20 a 25 años de servicio. En Tepke et al.^{19,20} se ofrece información adicional sobre dos de estos proyectos de reparación.

Vida útil y fin de servicio

Los edificios no son eternos. Un mantenimiento adecuado y la aplicación de medidas proactivas de prolongación de la vida útil pueden extender significativamente su vida de servicio. Al final de su vida útil, los edificios se refuerzan lo suficiente como para prolongarla, se desmantelan o llegan a una situación de fallo imprevisto. Afortunadamente, las evaluaciones del estado pueden minimizar significativamente la probabilidad de que se produzca este último caso. Sin embargo, debe reconocerse que, en algún momento, todas las estructuras, si se dejan en servicio y no se evalúan, desarrollarán condiciones potencialmente inseguras a medida que se acerque la condición de fin de servicio. Se trata de un concepto importante que trasciende los materiales (madera, acero, mampostería u concreto). Sitúa el concepto de vida útil y seguridad del edificio en perspectiva y replantea la pregunta de "si" a "cuándo". Además, el concepto subraya la importancia de la diligencia continua. La pregunta más importante que debe responder un LDP que evalúa un edificio existente es: "¿En qué fase de su vida útil se encuentra este edificio?". Si bien esto puede responderse en los confines de un mecanismo de deterioro específico, basado en promedios de información obtenida, es difícil de determinar explícitamente para una estructura dada.

Existe una creciente preocupación por los edificios y estacionamientos costeros expuestos a los cloruros, en los que la corrosión de la armadura embebida y el deterioro del concreto asociado suelen ser el principal mecanismo de deterioro.

Muchos condominios y rascacielos costeros se construyeron en las décadas de 1970, 1980 y 1990, por lo que muchas de estas estructuras tienen 30, 40 y 50 años en la actualidad. Sin una evaluación y un mantenimiento adecuados, las cuestiones de seguridad asociadas a estas estructuras aumentarán a medida que se produzcan grietas, delaminación y desprendimientos. La figura 7 muestra una representación gráfica del deterioro

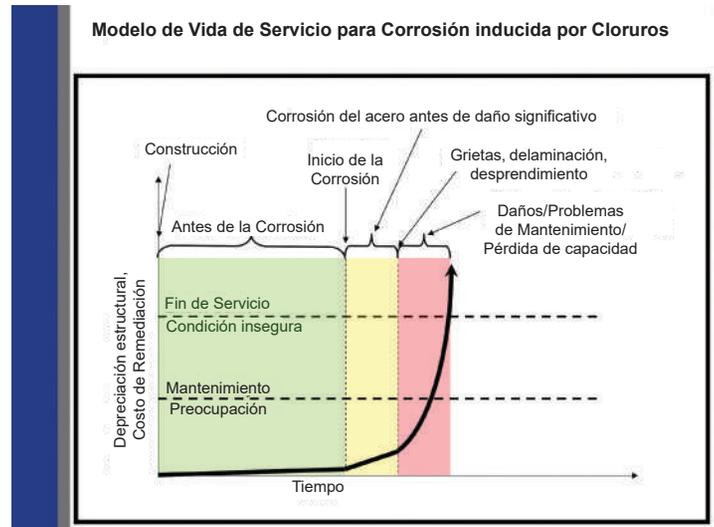


Fig. 7: Representación gráfica del deterioro de una estructura a lo largo del tiempo.

de una estructura con el paso del tiempo. La evaluación, el mantenimiento y la reparación de estas estructuras en el momento oportuno son fundamentales para prolongar la vida útil y mantener unas condiciones seguras.

Resumen

Los apartados anteriores describen algunos de los retos y limitaciones asociados a la lectura de las condiciones de una estructura basándose en inspecciones visuales, y cuándo los resultados de la inspección pueden actuar como desencadenantes de una evaluación más detallada. Todas las estructuras se deterioran con el tiempo y acaban mostrando signos de envejecimiento. La determinación de cuándo y cómo afectarán estos cambios a la seguridad de una estructura requiere un conocimiento detallado de cómo se construyó la estructura, las condiciones de exposición y las medidas ya adoptadas para prolongar su vida útil.

En las partes 1 a 3 de esta serie se han descrito algunos de los retos asociados a las estructuras existentes, tratando de examinar lo que es razonable a la hora de evaluar la seguridad. Sin

embargo, no se ha proporcionado la definición de "razonable", ya que "razonable" siempre está condicionado por lo que se conoce sobre la estructura, el entorno de servicio, los supuestos de análisis y el marco temporal que se está considerando. Es importante que los LDP comprendan y sean capaces de transmitir con precisión lo que puede y no puede decirse sobre la seguridad de la estructura. No es realista que un LDP haga afirmaciones absolutas sobre la seguridad. Cuando uno se pregunta si un edificio o un componente específico es seguro, las consideraciones deben incluir la probabilidad de fallo, las implicaciones del fallo, la duración que se está considerando y las implicaciones de varias suposiciones que podrían hacerse al analizar situaciones inconsistentes con las suposiciones estándar para componentes nuevos o no dañados. Las consideraciones también deben incluir la posibilidad de que existan condiciones ocultas que difieran de lo que se conoce, o condiciones de construcción, servicio o exposición que sean contrarias a lo que se espera, informa o determina a partir del muestreo.

"¿Es segura la estructura?" o "¿Es 'razonablemente' segura la estructura de acuerdo con las normas del sector basadas en la evaluación 'razonable' posible en este momento?". A la hora de considerar la seguridad, hay que tener en cuenta la probabilidad de que se produzca un suceso extraordinario durante un periodo de tiempo y las posibles condiciones localizadas, tal y como se ha comentado aquí. "¿Es probable que sea inseguro en los próximos 30 minutos?" es una pregunta diferente a "¿Es probable que sea inseguro en los próximos 6 meses?" o "¿Es probable que sea inseguro en los próximos 50 años?".

Cuando uno pregunta por la seguridad, debe preguntar:

- ¿en comparación con...?
- ¿respecto a...?
- ¿en términos de...?
- ¿en las condiciones de...?
- ¿con una probabilidad de fallo de...?
- ¿de acuerdo con...?
- ¿durante un periodo de...?

Referencias

1. Tepke, D.G.; Jiang, L.; Kesner, K.E.; and Szoke, S.S., "Reasonable Safety of Existing Structures, Part 2," Concrete International, V. 45, No. 12, Dec. 2023, pp. 53-58.
2. Kesner, K.E.; Tepke, D.G.; Jiang, L.; and Szoke, S.S., "Reasonable Safety of Existing Structures, Part 1," Concrete International, V. 45, No. 11, Nov. 2023, pp. 43-48.
3. ACI Committee 562, "Assessment, Repair, and Rehabilitation of Existing Concrete Structures—Code and Commentary (ACI CODE-562-21)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2021, 88 pp.
4. ACI Committee 364, "Guide for Assessment of Concrete Structures Before Rehabilitation (ACI 364.1R-19)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2019, 20 pp.
5. SEI/ASCE 11-99, "Guideline for Structural Condition Assessment of Existing Buildings," American Society of Civil Engineers, Reston, VA, 2000, 143 pp.
6. ACI Committee 201, "Guide for Conducting a Visual Inspection of Concrete in Service (ACI 201.1R-08)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2008, 16 pp.
7. ACI Committee 224, "Causes, Evaluation, and Repair of Cracks in Concrete Structures (ACI 224.1R-07)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2007, 22 pp.
8. ACI Committee 224, "Control of Cracking in Concrete Structures (ACI 224R-01) (Reapproved 2008)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2001, 46 pp.
9. ACI Committee 224, "Guide to Design Detailing to Mitigate Cracking (ACI 224.4R-13)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2013, 20 pp.
10. ACI Committee 201, "Durable Concrete—Guide (ACI PRC-201.2-23)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2023, 99 pp.
11. Tepke, D.G., and Isgor, O.B., "Is the Inside of Your Structure Safe from Corrosion?" Concrete International, V. 45, No. 8, Aug. 2023, pp. 31-36.

12. ACI Committee 222, "Guide to Protection of Reinforcing Steel in Concrete against Corrosion (ACI 222R-19)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2019, 60 pp.
13. ACI Committee 228, "Report on Nondestructive Test Methods for Evaluation of Concrete in Structures (ACI 228.2R-13)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2013, 82 pp.
14. ACI Committee 228, "Report on Methods for Estimating In-Place Concrete Strength (ACI 228.1R-19)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2019, 48 pp.
15. ACI Committee 437, "Strength Evaluation of Existing Concrete Buildings (ACI 437R-19)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2019, 28 pp.
16. ACI Committee 214, "Guide to Evaluation of Strength Test Results of Concrete (ACI 214R-11) (Reapproved 2019)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2011, 16 pp.
17. ACI Committee 437, "Load Tests of Concrete Structures: Methods, Magnitude, Protocols, and Acceptance Criteria (ACI 437.1R-07)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2007, 38 pp.
18. ACI Committee 437, "Load Testing of Concrete Structures—Code and Commentary (ACI CODE-437.2-22)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2022, 22 pp.
19. Tepke, D.G.; Firlotte, C.; and Robinson, S.P., "A Decade After Cathodic Protection and Concrete Repairs at Sound of the Sea II Condominiums," *Concrete International*, V. 42, No. 11, Nov. 2020, pp. 18-23.
20. Tepke, D.G.; Tribble, N.B.; and Robinson, S.P., "Design for Longevity: A Look Back at Concrete Rehabilitation and Preservation at Shipyard Village Condominiums," *Concrete Repair Bulletin*, July-Aug. 2023, pp. 16-23.

Seleccionados por los editores por su interés para el lector.



Keith E. Kesner, FACI, es Director de Proyectos de Simpson Gumpertz & Heger, Inc. Está especializado en la evaluación y rehabilitación de estructuras existentes. Es presidente del Comité de Reparación y Rehabilitación del ACI TAC y del Subcomité 562-E, Sísmico, del ACI. También es miembro del Comité de Promoción y Divulgación de Códigos y Normas del ACI; del Comité de Actividades Técnicas; y de los Comités 228, Ensayos No Destructivos del Concreto; 364, Rehabilitación; 562, Evaluación, Reparación y Rehabilitación de Edificios de Concreto; y de los Subcomités 318-C, Seguridad, Capacidad de Servicio y Análisis del ACI; y de varios grupos de colaboración de iniciativas estatales. Fue uno de los galardonados con el Premio a la Práctica de la Construcción de ACI en 1998 y recibió el Premio al Miembro Joven de ACI en 2005. Kesner obtuvo su licenciatura en la Universidad de Connecticut, Storrs, CT, EE.UU., y su máster y doctorado en la Universidad de Cornell, Ithaca, NY, EE.UU. Está colegiado como ingeniero profesional en varios estados y como ingeniero de estructuras en Hawai e Illinois.



Liying Jiang, Miembro del ACI y Directora de Ingeniería de Structural Technologies. Está especializada en evaluaciones de estructuras existentes, valoración de materiales de concreto, diseño de medidas de reparación y rehabilitación, y desarrollo de estrategias de gestión para estructuras afectadas por reacción álcali-silíce (ASR por sus siglas en inglés), corrosión y otros problemas relacionados con los materiales. Es presidenta del Subcomité 364-C del ACI, Subcomité TechNote, y Secretaria del Subcomité 228-B del ACI, Visual Condition Survey of Concrete. También es miembro de los Comités 228 (Ensayos no destructivos del hormigón) y 364 (Rehabilitación) del ACI.



David G. Tepke, FACI, es ingeniero principal de SKA Consulting Engineers, Inc. en Charleston, SC (EE.UU.). Está especializado en evaluación estructural y de materiales, resolución de problemas, reparación y prolongación de la vida útil. Es especialista en corrosión y especialista en revestimientos protectores certificado por NACE/AMPP. Tepke es presidente del Comité 222 del ACI, Corrosión de Metales en el Concreto, y miembro del Comité del ACI sobre Promoción y Divulgación de Códigos y Normas; y de los Comités 201, Durabilidad del Concreto; 301, Especificaciones para la Construcción de Concreto; 321, Código de Durabilidad; y 329, Criterios de Desempeño para Concreto Premezclado. Es ingeniero profesional licenciado.



Stephen S. Szoke, FACI, Personal Distinguido de ACI, es Ingeniero de Defensa del Código en ACI. Participa activamente en el desarrollo de modelos de códigos de construcción, normas de referencia, reglas y reglamentos. Szoke es miembro del personal de enlace del Comité de promoción y divulgación de códigos y normas de ACI. Es ingeniero profesional licenciado.

La traducción de este artículo correspondió al Capítulo de Perú

Título: "Seguridad razonable" de las estructuras existentes, Parte 3



*Traductor y Revisor Técnico:
Ing. Julio Antonio Higashi Luy*

Revisión de juntas en esquinas de un Concreto Reforzado sometidas a momentos de apertura

por Joseph L. Yamin

En muchas estructuras se encuentran con frecuencia juntas de esquina, que requieren que se transfieran momentos a través de ellas. En general, existen dos tipos de esquinas: las que tienen momentos que tienden a cerrar la esquina y las que tienen momentos que tienden a abrir la esquina. Este artículo se centrará en este último caso. Algunos ejemplos incluyen muros de contención, marcos, escaleras, pilares y tanques (Ver Fig. 1). En muchos casos, los ingenieros simplemente detallan estas uniones basándose en la teoría de la viga, diseñando el área de acero de tensión requerida para un momento dado en una sección crítica, justo afuera de la unión, y desarrollando ese refuerzo en la unión para garantizar que la barra pueda transferir la fuerza requerida. Como se mostrará, no se puede confiar en este enfoque y suposición, y la junta en general tendrá menos capacidad. Además, para conseguir una capacidad de unión suficiente, el detalle del refuerzo en estas zonas de las esquinas resulta extremadamente importante.

Este artículo analizará las juntas de concreto reforzado que tienen momentos que tienden a abrir la esquina - rincón, dada su sensibilidad al detalle. Se presentarán teorías relevantes, resultados de investigaciones y recomendaciones. El objetivo es informar mejor a los ingenieros para garantizar que los diseños futuros de este tipo de uniones alcancen la resistencia deseada.

Contexto Histórico

Con la importante reorganización de ACI 318 en 2014, se asignó el Capítulo 15 para delinear los requisitos para el diseño y detalle de juntas¹. Dada la naturaleza de las juntas de esquina y su sensibilidad al detalle, la versión actualizada de 2019 de ACI 318² dio el primer paso para alertar a los ingenieros sobre este tema.

La sección 15.2.4 de ACI 318-19 establece: "En las juntas de esquina entre dos elementos, se deberán considerar los efectos de los momentos de cierre y apertura dentro de la junta".

La sección de comentarios R15.2 dice: "Las uniones de esquina ocurren cuando dos miembros no colineales transfieren momento y terminan en la unión. Una junta exterior a nivel del techo es un ejemplo de junta de esquina entre dos miembros, también conocida como junta de rodilla. Las juntas de esquina son vulnerables a fallas por flexión debido a momentos de cierre o apertura, incluso si las resistencias a la flexión en las caras de la junta son suficientes".

Esto reitera lo que se mencionó anteriormente, es decir, solo porque el refuerzo está diseñado para el momento en la sección crítica justo fuera de la interfaz de la articulación, y se genera en la articulación, no asegura que la articulación tenga la capacidad de transferir ese momento. Teniendo en cuenta el código y el lenguaje de los comentarios, se alerta a los ingenieros sobre el hecho de que una articulación sometida a un momento de apertura necesita atención especial.

De hecho, la aparente falta de fuerza articular ha sido conocida desde hace bastante tiempo. En 1970, un informe del Comité ACI 408 (ahora Comité Conjunto de ACI-Asce, Adherencia y Desarrollo de Refuerzo de Acero) reconoció estos problemas³. Dentro de este documento, la sección sobre las articulaciones reconoce las deficiencias en las capacidades aparentes y resalta la necesidad de mayor investigación:

“Las pruebas en las articulaciones de esquina o de rodilla están sujetas a la tensión en el interior, en casi todas las pruebas reportadas, éstas no lograron desarrollar toda la fuerza de los miembros que enmarcan...”

Todo el campo del anclaje final y los detalles conjuntos parecen ser campo abierto para la investigación. Los detalles prácticos que pueden desarrollar la fuerza de flexión completa de los miembros de flexión deben desarrollarse y probarse³”.

Desde mediados de la década de 1960 hasta principios de la década de 1970, se realizó una investigación pionera en Europa, principalmente en el Reino Unido y Suecia, para estudiar el comportamiento de las articulaciones de la esquina de concreto⁴⁻⁷. El propósito era investigar y desarrollar métodos racionales para el diseño y el detallado del refuerzo en las articulaciones sometidas a momentos. La compilación de gran parte de esta investigación culminó en un documento de Nilsson y Losberg titulado "Esquinas y juntas de concreto reforzado sometidas a un momento de flexión⁶".

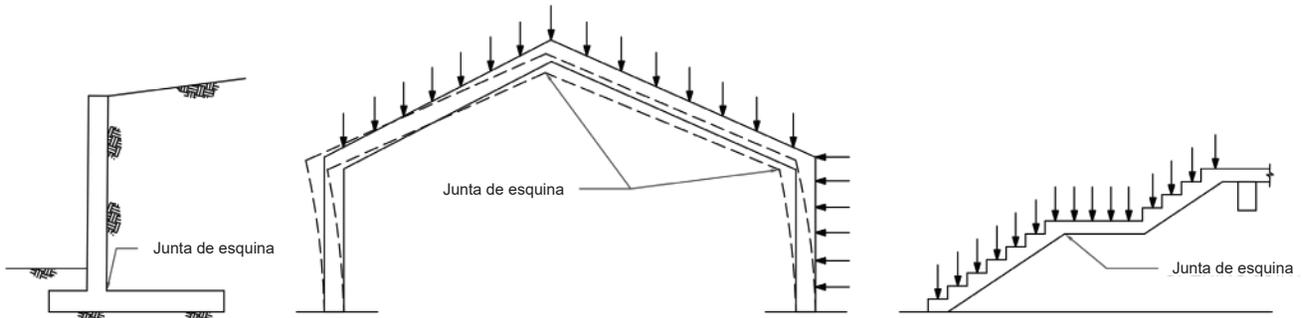


Fig. 1: Ejemplos de esquinas con momento de apertura.

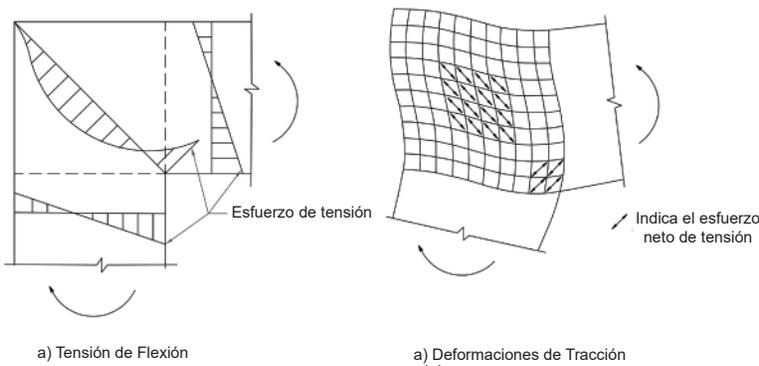


Fig. 2: Mecánica de tensiones y deformaciones que se forman en una esquina: (a) tensiones de flexión; y (b) deformaciones de tracción.

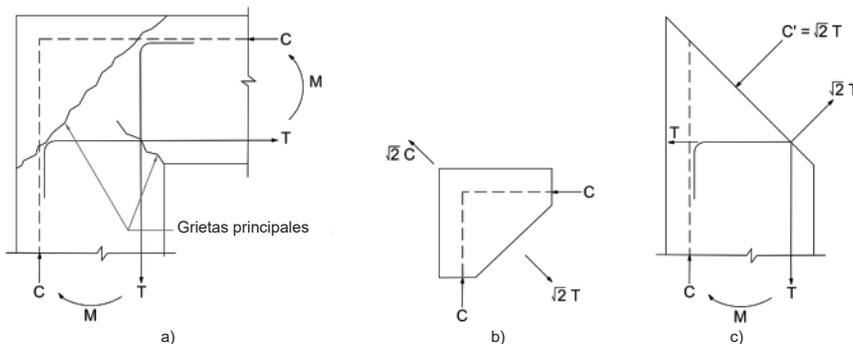


Fig. 3: Fuerzas idealizadas en la esquina: (a) formación de grietas; (b) mecánica en la esquina exterior; y (c) mecánica en la esquina interior.

Teorías de soporte

Para proporcionar a las juntas de esquina una capacidad suficiente para los momentos aplicados, uno debe comprender la mecánica básica que ocurre en estas regiones. Al hacerlo, una idea de las posibles razones de su aparente falta de capacidad puede quedar clara.

La teoría de vigas de Euler-Bernoulli proporciona la base teórica para el diseño de elementos de vigas que forman esquinas. El principio establece que las tensiones y las deformaciones son lineales (es decir, las secciones del plano permanecen planas). Sin embargo, debido a la discontinuidad geométrica inherente de estas regiones de esquina, las deformaciones de corte tienen un efecto significativo, de modo que la hipótesis de Euler-Bernoulli ya no es válida. Antes de formarse grietas, las tensiones y deformaciones dentro de la esquina no son lineales (Ver Fig. 2).

Si la esquina fuera idealizada como una armadura con fuerzas de compresión y tensión, se haría evidente que la discontinuidad geométrica hace que exista una condición de tensión diagonal. Esto ocurre cuando las fuerzas de compresión convergen en el exterior de la esquina. La condición de tensión diagonal da como resultado grietas que se forman dentro de la articulación, que tienden a propagarse a los bordes (Fig. 3 (a)). Esto crea una condición que tiende a "empujar" o al desprendimiento, de la esquina exterior. Basado en la geometría para las esquinas de 90 grados, la fuerza de división es igual a $\sqrt{2 \times C}$, donde C es el componente de fuerza de compresión de la resolución de la reducción de la fuerza del momento (Fig. 3 (b)).

Además, en la esquina rincón, hay una tensión neta igual a $\sqrt{2} \times T$ que hace que una grieta se propague hacia adentro desde la esquina rincón (Fig. 3 (c)). Si no se abordan, estas grietas y potencial para descascaramiento prematuro debilitarán significativamente la resistencia de la esquina y causan una falla prematura.

Tabla 1:
Eficiencias de esquina determinadas a partir de pruebas por varios investigadores

Detallado de la junta	Eficiencia de esquina $\eta = M_r/M_c$					
	Mayfield et al., 1972 ⁵	Nilson y Losberg, 1976 ⁶	Johansson, 2001 ⁸	Campana et al., 2013 ⁹	Abdul-Wahab y Ali, 1989 ¹⁰	Abdul-Wahab y Salman, 1999 ¹¹
1A	0.52	0.32	—	0.35 [†]	—	—
1B	0.78	0.87	0.77	0.65 [†]	—	0.63
1C	0.98 [†]	1.17 [†]	0.98	0.95 [†]	—	0.98
2A [*]	—	0.49	—	0.36	0.87 [†]	—
2B [*]	—	0.88	—	0.44	1.02 [†]	0.64
2C [*]	—	1.27 [†]	—	0.89	1.40 [†]	1.34
3A	—	0.60	—	—	—	—
3B	—	1.01	—	—	—	—
3C	—	1.19	—	—	—	—

* $\Theta = 135^\circ$ (Nilsson y Losberg⁶); $\Theta = 125^\circ$ (Campana et al.⁹); $\Theta = 145^\circ$ (Abdul-Wahab y Ali¹⁰); $\Theta = 150^\circ$ (Abdul-Wahab y Salman¹¹)

[†]Indica el promedio aproximado de los resultados de las pruebas.

Resultados experimentales

Varias muestras de juntas han sido probadas a lo largo de los años por múltiples investigadores para observar el rendimiento y la capacidad de las articulaciones. Para estas pruebas, se investigaron varias geometrías de esquina (por ejemplo, 60, 90 y 135 grados), así como varias posiciones de refuerzo. Además de las disposiciones de refuerzo, la relación o proporción del refuerzo es un parámetro que generalmente también fue variado para las pruebas, sin embargo, para fines de simplificación, el enfoque en la relación de refuerzo no se incluirá en esta discusión.

Antes de continuar, es importante introducir un parámetro general asociado con las juntas, que es un término llamado "eficiencia conjunta" o "eficiencia de esquina". Como su nombre lo indica, es un término para describir la capacidad de un detalle de esquina para lograr la capacidad de los elementos de viga que se enmarcan. Específicamente, la eficiencia de la esquina se entiende como $\eta = M_r/M_c$, donde M_r es la capacidad de momento determinada por las pruebas y M_c es la capacidad de momento determinada mediante el cálculo (capacidad de flexión del elemento de haz adyacente). Cuando $\eta > 1.0$, la esquina tiene una fuerza al menos tan grande como los elementos del haz enmarcados en él. Como se discutió anteriormente, el objetivo es tener articulaciones que tengan resistencias al menos tan grandes como los miembros conectados con ellos, y cuando fallan, lo hacen de manera dúctil.

Para los fines de este artículo, el número de geometrías de prueba y los resultados correspondientes se destacan en la Fig. 4 y la Tabla 1. Obviamente, hay matices para cada régimen de prueba (es decir, tamaño de elementos de encuadre, relación de refuerzo y resistencia de concreto), que son demasiado granulares para centrarse para esta discusión, pero tendrán algún efecto si realmente desea hacer una comparación adecuada. Sin embargo, el propósito de elegir los diversos ejemplos descritos es mostrar que se pueden observar algunas tendencias obvias. Como se muestra en los resultados de la prueba, existe una relación clara entre los detalles conjuntos y la eficiencia conjunta; Si bien puede haber dispersión entre los diferentes ensayos, se pueden hacer algunas observaciones generales.

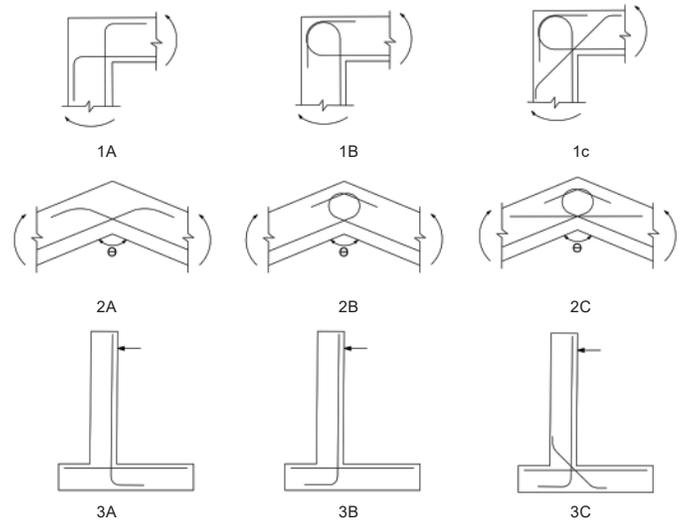


Fig. 4: Configuraciones de articulación experimentales seleccionadas. Consulte la Tabla 1 para obtener eficiencias articulares.

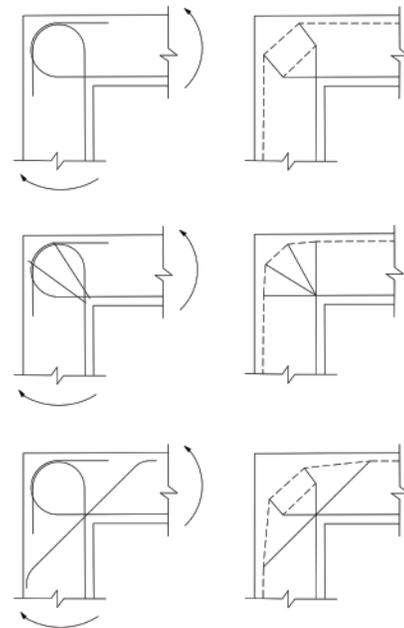


Fig. 5: Ejemplos de configuraciones de modelos de puntal y arriostramiento. Las líneas discontinuas indican puntales y las líneas continuas indican ataduras.

La primera conclusión es la importancia de la orientación y/o el confinamiento del gancho. Es decir, para el refuerzo de tracción principal desarrollado en una articulación, es claramente mejor tener ganchos orientados a la cara de compresión del miembro entrante (es decir, ganchos confinados). Por ejemplo, tenga en cuenta el aumento general de la capacidad entre las juntas de la serie "A" y las articulaciones de la serie "B" para las diversas geometrías de esquina. A partir de los resultados de la prueba, los patrones de grietas primarias como se discutió anteriormente

son evidentes. Recuerde la discusión anterior sobre la idealización de las fuerzas en la esquina (Fig. 3). Los detalles de la serie "B", con sus ganchos confinados que envuelven la esquina de concreto exterior, ayudan a proporcionar el confinamiento necesario, o el efecto de amarre, para impedir el descascamiento prematuro. Alternativamente, en algunas pruebas, los investigadores proporcionan muestras con estribos diagonales intencionales para crear este empate. Si bien este es un enfoque más directo y racional para crear un empate, es ciertamente más engorroso de construir, y por esa razón no es tan frecuente en los detalles de construcción típicos en América del Norte.

Una segunda conclusión, es la adición de una barra diagonal. Este refuerzo aumenta significativamente la eficiencia de las articulaciones, como se puede ver entre las juntas de la serie "B" y las articulaciones de la serie "C" al proporcionar el vínculo de tensión necesario para ayudar en la transferencia de tensión entre los elementos de encuadre en la cara interior de la articulación.

Además, esta barra ayuda a endurecer la articulación de la rotación excesiva y minimiza los anchos de grietas en la esquina rincón. La necesidad de esta barra puede parecer obvia basada en las fuerzas idealizadas discutidas anteriormente, pero, en la experiencia del autor, es una que muy pocos diseñadores incluyen en sus detalles. Las pruebas han demostrado que el área total de las barras diagonales debe ser solo la mitad del área del refuerzo de la tensión principal⁶.

Enfoque de puntal y arriostramiento

Como alternativa a las recomendaciones basadas en los diversos regímenes de prueba discutidos anteriormente, los lectores deben considerar el uso del método de puntal y corbata STM (the strut-and-tie method - STM) como un enfoque para detallar las esquinas con los momentos de apertura. STM es un enfoque sancionado descrito en ACI 318-19 (22), sección 23.1¹² dada la naturaleza de la discontinuidad geométrica, y es una que debe garantizar que las articulaciones tengan capacidad suficiente. Recuerde que las tensiones en la esquina no son lineales antes de agrietarse. Después del inicio de las grietas, ya no existen tensiones elásticas, y con la redistribución de fuerzas en la articulación, un STM racional sería un enfoque apropiado para analizar y diseñar el refuerzo en la articulación.

No es la intención de este artículo entrar en los requisitos y cálculos detallados paso a paso descritos por el enfoque STM. Sin embargo, en términos de una visión general básica, la tarea principal del proceso STM consiste en crear una armadura articulada¹³. Esta armadura hipotética debería tener elementos de compresión ("puntales") que formen la base de las fuerzas del campo de compresión en la estructura, así como elementos de tensión ("uniones") que representan el refuerzo de tracción necesario. La disposición del modelo de armadura está completamente dentro del alcance del ingeniero, dentro de las restricciones geométricas exigidas en ACI 318-19(22). Sin embargo, el ingeniero debe asegurarse de que: 1) las fuerzas internas del modelo de armadura estén en equilibrio con las cargas aplicadas; 2) la armadura sea capaz de transferir cargas a los elementos adyacentes (consulte la Sección 23.2 de ACI 318-19(22)); y 3) la geometría de la armadura seleccionada sigue el flujo elástico de fuerzas. En la Fig. 5 se muestran ejemplos de posibles disposiciones de puntales y arriostramiento para algunas configuraciones típicas de juntas de esquinas

Resumen

Este artículo fue desarrollado para presentar a los ingenieros las posibles deficiencias de las juntas de esquina sujetas a momentos de apertura. Se ha demostrado mediante pruebas que simplemente trasladar el diseño de refuerzo de los elementos de viga adyacentes y desarrollarlo en la junta no es suficiente para garantizar que las juntas tengan una capacidad de momento adecuada. A partir de la investigación seleccionada, la comprensión de la mecánica interna y los detalles del refuerzo se vuelve fundamental para garantizar que las juntas tengan la capacidad suficiente para transferir los momentos requeridos. Si bien el autor recomienda que los ingenieros revisen los diversos artículos de investigación a los que se hace referencia para obtener el contexto completo de sus resultados, se proporciona un resumen de recomendaciones para mayor comodidad:

- Incluir refuerzo de esquina continuo en la zona de compresión exterior para evitar el desconchado de la esquina;
- Proporcione ganchos en el refuerzo de tensión principal entrante de los elementos de la viga y oriente los ganchos hacia la cara de compresión. Esto asegura que los ganchos estén confinados al máximo;
- Refuerce las esquinas entrantes con una barra diagonal adicional. Las pruebas han demostrado que es eficaz proporcionar una barra diagonal con un área tan pequeña como el 50% de la del refuerzo de tensión principal;
- No se limite a aumentar la relación de refuerzo de tensión de la viga principal desarrollada para superar la falta de capacidad de la junta. Las pruebas han demostrado que la eficiencia de las juntas generalmente se reduce con porcentajes de refuerzo más altos; y
- Considere, además de las recomendaciones resultantes de los distintos ensayos referenciados, abordar el diseño de uniones de esquina utilizando STM dado que se reconocen como regiones de discontinuidad.

Referencias

1. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary (ACI 318R-14)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2014, 520 pp.
2. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary (ACI 318R-19)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2019, 624 pp.
3. ACI Committee 408, "Opportunities in Bond Research," ACI Journal Proceedings, V. 67, No. 11, Nov. 1970, pp. 857-867.
4. Mayfield, B.; Kong, F.-K.; Bennison, A.; and Twiston Davies, J.C.D., "Corner Joint Details in Structural Lightweight Concrete," ACI Journal Proceedings, V. 68, No. 5, May 1971, pp. 366-372.
5. Mayfield, B.; Kong, F.-K.; and Bennison, A., "Strength and Stiffness of Lightweight Concrete Corners," ACI Journal Proceedings, V. 69, No. 7, July 1972, pp. 420-427.
6. Nilsson, I.H.E., and Losberg, A., "Reinforced Concrete Corners and Joints Subjected to Bending Moment," Journal of the Structural Division, V. 102, No. 6, June 1976, pp. 1229-1254.
7. Somerville, G., and Taylor, H.P.J., "The Influence of Reinforcement Detailing on the Strength of Concrete Structures," The Structural Engineer, V. 50, No. 1, 1972, pp. 7-19.
8. Johansson, M., "Reinforcement Detailing in Concrete Frame Corners," ACI Structural Journal, V. 98, No. 1, Jan.-Feb. 2001, pp. 105-115.
9. Campana, S.; Ruiz, M.F.; and Muttoni, A., "Behavior of Nodal Regions of Reinforced Concrete Frames Subjected to Opening Moments and Proposals for Their Reinforcement," Engineering Structures, V. 51, June 2013, pp. 200-210.
10. Abdul-Wahab, H.M.S., and Ali, W.M., "Strength and Behavior of Reinforced Obtuse Corners Under Opening Bending Moments," ACI Structural Journal, V. 86, No. 6, Nov. 1989, pp. 679-685.
11. Abdul-Wahab, H.M.S., and Salman, S.A.R., "Effect of Corner Angle on Efficiency of Reinforced Concrete Joints under Opening Bending Moments," ACI Structural Journal, V. 96, No. 1, Jan. 1999, pp. 115-121.
12. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI CODE-318-19) (Reapproved 2022)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2019, 624 pp.
13. Schlaich, J.; Shafer, K.; and Jennewein, M., "Toward a Consistent Design of Structural Concrete," PCI Journal, V. 32, No. 3, May-June 1987, pp. 74-150.

Seleccionado por los editores para interés del lector.



Joseph L. Yamin, miembro de ACI, es Subdirector de Ingeniería Estructural del Grupo Constructor STV para la región metropolitana de Nueva York. El ha laborado con STV desde 2019 y tiene 15 años de experiencia en el ramo de ingeniería estructural. Sus principales áreas de trabajo son el diseño de edificios e instalaciones. Yamin recibió su título de Ingeniería Civil de la Universidad Rutgers en New Brunswick, NJ Estados Unidos, y su Maestría en Ciencias de Ingeniería Civil de la Universidad de Columbia, New York, NY Estados Unidos. Es un ingeniero con licencia profesional registrada en múltiples estados de la Unión Americana.

La traducción de este artículo correspondió al Capítulo de México Noroeste

Título: Revisión de juntas en esquinas de un Concreto Reforzado sometidas a momentos de apertura



Traductor:
Ing. Oscar Ramírez Arvízu



Revisor Técnico:
Ing. Genaro Salinas

Preguntas y Respuestas

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

¿Cuál es la definición adecuada de temperaturas bajas para colar el concreto?

P *Estoy trabajando en una especificación para un proyecto que necesitará colocación de concreto en temperaturas bajas. Al buscar información en los documentos del ACI sobre cuándo se aplican las disposiciones para clima frío, encontré dos definiciones diferentes en los documentos redactados por el Comité 306 del ACI, Colado de concreto en clima frío. ¿Qué definición debo utilizar en las especificaciones del proyecto?*

R Las diferentes definiciones de temperaturas bajas en ACI 306.1-90, "Especificación estándar para el hormigonado a temperaturas bajas,"¹ y ACI 306R-16, "Guía para el hormigonado a temperaturas bajas,"² son una fuente común de confusión y discusión. La definición de ACI 306.1, desarrollada hace más de 30 años, es confusa y más difícil de aplicar que la definición más reciente de ACI 306R-16. La definición de ACI 306.1-90, sección 1.2, establece: "Temperaturas bajas-es un período en el que durante más de tres días sucesivos la temperatura media diaria exterior desciende por debajo de 40°F (4.4°C). La temperatura media diaria es el promedio de la temperatura más alta y más baja durante el período de medianoche a medianoche. Cuando se registren temperaturas superiores a 50°F (10°C) durante más de la mitad de cualquier período de 24 horas, dicho período dejará de considerarse con temperaturas bajas." Mientras que la definición actualizada en ACI 306R-16, Sección 2.2, establece: "Temperaturas bajas-serán cuando la temperatura del aire ha descendido a, o se espera

que descienda por debajo de, 40°F (4°C) durante el período de protección; el período de protección se define como el tiempo recomendado para evitar que el hormigón se vea afectado negativamente por la exposición a las temperaturas bajas durante la construcción." En pleno invierno y en climas fríos, estas definiciones nunca son objeto de controversia. La confusión entre estas definiciones se produce cuando existen condiciones climáticas frías, normalmente cuando estamos entrando o saliendo de la temporada fría o para proyectos situados en climas más moderados que pueden no experimentar condiciones perjudiciales por baja temperatura de forma regular. Por ejemplo, al momento de redactar estas preguntas y respuestas, el pronóstico de temperatura para 3 días en Winslow, AZ, EE.UU., era:

Día 1: máxima de 58°F (14°C) / mínima de 32°F (-2°C) - una media de 45°F (7°C);

Día 2: máxima de 55°F (13°C) / mínima de 25°F (-4°C) - una media de 40°F (4°C); y

Día 3: máxima de 62°F (16,7°C) y mínima de 29°F (-1,7°C), con una media de 7,5°C.

¿Cumplen estas condiciones la definición de temperaturas bajas de la especificación ACI 306.1-90? Lamentablemente, no.

¿Queríamos estar "parados en una esquina en Winslow, Arizona 🎶"³ cuando nuestra losa desprotegida está expuesta a temperaturas ambiente bajo cero por la noche? Desde luego que no. Así que tómalo con calma y utiliza la definición actualizada.

La definición ACI 306.1-90 fue un intento inicial de desarrollar una especificación para determinar cuándo debe aplicarse la protección contra el clima frío. Los integrantes del Comité 306 del ACI han actualizado desde entonces la definición de temperaturas bajas para reducir los riesgos de protección contra temperaturas bajas en condiciones límite, simplificar la claridad de cuándo debe aplicarse la protección contra temperaturas bajas y los costos asociados, y hacer que las disposiciones sobre temperaturas bajas sean más fáciles de aplicar. Ambas definiciones tienen la misma finalidad; sin embargo, la definición actualizada reduce el riesgo y es más fácil de entender y aplicar. Las controversias / problemas entre las dos definiciones suelen producirse porque la definición original todavía existe en un documento de especificación con lenguaje obligatorio, mientras que la definición recientemente actualizada existe en la guía ACI 306R-16, no escrita en lenguaje obligatorio.

Se recomienda que los especificadores que desarrollen nuevos documentos de construcción modifiquen el lenguaje de especificación de la definición de temperaturas bajas ACI 306.1-90 para reflejar la definición actualizada de temperaturas bajas recomendada en la guía publicada más reciente. Si a los contratistas se les presentan planos y especificaciones que incluyen la antigua definición ACI 306.1-90 de temperaturas bajas, la forma más segura de abordar el conflicto de definición sería declarar que se aplicará la definición actualizada como parte de la propuesta de licitación. Si el conflicto de definición no se aborda en la propuesta de licitación, se recomienda que los contratistas presenten una solicitud de información (RFI) al equipo de diseño, pidiendo una aclaración de la definición y solicitando que el proyecto utilice la definición actualizada de la guía ACI 306R-16 para temperaturas bajas.

Referencias

1. Comité 306 ACI, "Standard Specification for Cold Weather Concreting (ACI 306.1-90) (Re-aprobada 2002)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1990, 5 pp.
2. Comité 306 ACI, "Guide to Cold Weather Concreting (ACI 306R-16)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2016, 24 pp.
3. The Eagles, "Take It Easy," released May 1972.

Gracias a Ron L. Kozikowski, North S.Tarr Concrete Consulting, P.C., Dover, NH, USA, por proveer la contestación a esta pregunta.

La traducción de este artículo correspondió al Capítulo de Puerto Rico

Título: Preguntas y Respuestas. ¿Cuál es la definición adecuada de temperaturas bajas para colar el concreto?



Traductor:
Nicole Mejía Borrero



Revisor Técnico:
José M. Mejía Borrero

Noche de gala en la que la Sección Noreste de México hizo entrega de sus Reconocimientos 2023

¿QUIÉNES SOMOS Y QUÉ HACEMOS?

Sección Noreste de México



Con el patrocinio de HOLCIM México, el pasado 17 de noviembre de 2023, la SNEM-ACI hizo entrega de los reconocimientos correspondientes al año 2023 a connotados profesionistas mexicanos por su distinguida labor en favor de la difusión de la tecnología de concreto.

En primer término, se hizo la 14^{ava} entrega del Reconocimiento a la Excelencia, distinción que se entrega anualmente a aquellos profesionales de la industria de la construcción con concreto que, como parte de su trayectoria, compromiso desinteresado y aportaciones al medio, sean referente regional, nacional o internacional. Con esta distinción se reconoce al galardonado por sus aportaciones en las áreas de diseño, producción y/o construcción con concreto, así como por su contribución en asociaciones técnicas o profesionales, relacionadas con este segmento de la industria y con ello motivarlo a seguir trabajando para maximizar la calidad en la industria y contribuir al cumplimiento de la misión del ACI.



Los galardonados acompañados por algunos miembros de la Mesa Directiva del Capítulo Noreste de México del ACI así como algunos de los distinguidos invitados, asistentes y miembros del Capítulo.

Para el año 2023, este reconocimiento se entregó a la M. en C. Ing. Alma Reyes Zamorano, distinguido miembro del ACI y actualmente Primera Presidente mujer de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural. Durante la ceremonia el Dr. Esteban Astudillo, en voz del Dr. Alejandro Durán, destacó las múltiples virtudes de la Maestra Alma, destacando su incapacidad de decir “no” a nuevos retos y compromisos profesionales.

La Maestra Alma es egresada de la Facultad de Ingeniería de la UNAM y tiene una Maestría de la Universidad de Sherbrooke, Canadá, donde obtuvo la Medalla Leonardo Da Vinci por su sobresaliente trabajo de investigación. Su labor profesional abarca la consultoría, producción de concreto premezclado, aditivos y servicios técnicos para la industria.

Fue presidente del Capítulo Centro y Sur de México del ACI y se ha consolidado como pionera en sus logros académicos y apertura de espacios para las mujeres.



M en C. Ing. Alma Reyes Zamorano Reconocimiento a la Excelencia 2023.



M en C. Ing. Alma Reyes con su padre y con Dr. Jorge M Rivera Torres, y del Dr. Alejandro Durán Herrera, Presidente y Vicepresidente Respectivamente, del Capítulo Noreste de México del ACI.

La Maestra Alma agradeció el reconocimiento destacando el significado de la palabra “excelencia”, que refiere perfección y un desempeño sobresaliente, así como al aprecio que le significa por parte de colegas de la región Noreste de México de quienes ha aprendido a trabajar en equipo el compañerismo y apoyo incondicional, lo que a ella, le resulta una hermosa inspiración para seguir adelante.

También se hizo la 11^{ava} entrega del Reconocimiento a la Excelencia Académica “Dr. Raymundo Rivera Villarreal”, reconocimiento que es entregado también anualmente a aquellas personas relacionadas con la industria de la construcción con concreto y que a lo largo de su trayectoria profesional han contribuido a la enseñanza, la difusión e investigación del concreto, ya sea en el sector público o en el privado. Este reconocimiento busca incentivar a todos aquellos profesores e investigadores, que han destacado durante su trayectoria por su vocación, entusiasmo y compromiso hacia las actividades de docencia y/o investigaciones en el área de la tecnología del concreto, en alguna institución de educación superior o centro de investigación de la región o del país, como un aliciente que los exhorte a continuar en esta labor con mayor ímpetu.



Dr. José Antonio Rodríguez Rodríguez, Reconocimiento a la Excelencia Académica “Dr. Raymundo Rivera Villarreal” 2023.

Dr. José Antonio Rodríguez Rodríguez con su familia.

Para el año 2023, este reconocimiento se le entregó al Dr. José Antonio Rodríguez Rodríguez, quien realizó sus estudios de doctorado en la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Autónoma de Nuevo León y actualmente es profesor de Ingeniería Civil en la Universidad Autónoma de Zacatecas, Zac., donde ha venido trabajando de manera sobresaliente en la asesoría de tesis a nivel licenciatura y en la conformación y consolidación de la sección estudiantil del ACI en la UAZ. El Ing. Rodríguez ha colaborado desde hace mucho tiempo en la educación y formación de estudiantes y su participación con el Capítulo Noreste de México del ACI ha sido muy destacada.

Finalmente se hizo entrega del 3^{er} reconocimiento al Miembro Joven del de la SNEM-ACI. Este galardón tiene como objetivo reconocer a aquellos miembros activos del ACI que con menos de 35 años de edad se han destacado en su entrega y participación en la industria, y en la promoción y difusión del conocimiento del concreto entre los estudiantes y profesionales de la industria.

Para 2023, el reconocimiento fue entregado a la Ing. Elissa Narro Aguirre, quien se ha venido desempeñando como Directora de los Capítulos Estudiantiles de la SNEM-ACI, y desde hace ya varios años como profesora titular en la Facultad de Arquitectura de la Universidad Americana del Noreste en Saltillo, Coah.

Elissa es ingeniero civil egresada de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Autónoma de Coahuila, donde también obtuvo una Maestría en Valuación Inmobiliaria.



Ing. Elissa Narro Aguirre. 3er Reconocimiento al Miembro Joven SNEM-ACI 2023.

Ing. Elissa Narro Aguirre. 3er Reconocimiento al Miembro Joven SNEM-ACI 2023.

La ingeniera Elissa ha sido una líder para sus estudiantes, motivándolos para la creación de la primera Sección Estudiantil de una escuela de arquitectura, para operar con la guía y la supervisión de la SNEM-ACI. Con su guía, los estudiantes de la Sección Estudiantil ACI-ARQ de la UANE, en 2022 organizaron de manera ejemplar en la ciudad de Saltillo, el Encuentro de Capítulos Estudiantiles del ACI en México. Gracias a sus contribuciones e interés en las actividades estudiantiles del ACI Internacional, este instituto la invitó a ser la presidenta del comité de competencias estudiantiles, posición que ocupa desde octubre del año en curso.

Enhorabuena para todos los homenajeados durante el año 2023.



CONCRETO
LATINOAMÉRICA