



# CONCRETO

## LATINOAMÉRICA

Abril 2021

Volumen II - Número 4

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:

**Pág**  
**4**

#### **1. Cambios en los requisitos del ACI 318 para Estructuras Sismoresistentes, Parte 2**

Cambios en las secciones que establecen el diseño de muros, diafragmas, cimentaciones, y miembros que no están designados como parte del sistema de resistencia sísmica  
Traducción y revisión técnica a cargo del Capítulo Colombia

**Pág**  
**16**

#### **2. Desarrollo de un material de reparación de cemento modificado con caucho resistente a las grietas**

De los conceptos de compatibilidad al campo  
Traducción y revisión técnica a cargo del Capítulo Sureste México

**Pág**  
**31**

#### **3. ACI 350 Refuerzo para Temperatura y Contracción**

Requisitos de diseño e implicaciones en el rendimiento de impermeabilidad de un tanque  
Traducción y revisión técnica a cargo del Capítulo de Puerto Rico

**Pág**  
**37**

#### **4. Longitudes de desarrollo y de traslape para traslapes con y sin contacto.**

Preguntas y respuestas Concretas  
Traducción y revisión técnica a cargo del Capítulo de Costa Rica

### COMITÉ EDITORIAL:

#### **Presidente del Comité Editorial:**

Ing. Alejandro Miguel Narro Aguirre  
Presidente de la Sección  
Noreste de México del ACI. (2020-2022)

#### **Editor en Jefe:**

Ing. José Lozano y Ruy Sánchez

#### **Editor Asociado:**

M.C. Lucio Guillermo López Yépez

#### **Soporte Técnico:**

Dr. Alejandro Durán Herrera

#### **Diseño Editorial: Comunicación e Imagen Institucional FIC-UANL**

MDG. Rosa Otilia Armendáriz Solís

LDI. Luis Yerel Romo Valdez

LDI. Monserrat Treviño Garza

#### **Auxiliar de Diseño:**

Silvia Elizabeth Olivares Araiza

#### **Coordinadora de Traducciones:**

Lic. Iliana M. Garza Gutiérrez

#### **Comunicación y Logística:**

Lic. Ana Durán Herrera

Cualquier asunto relacionado con la publicación contactarse a:

**Correo:** [concretolatam@gmail.com](mailto:concretolatam@gmail.com)

**Tel:** +52 81 2146 4907

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

Los contenidos de los artículos corresponden a la traducción del inglés al español realizada por los Capítulos del ACI en Latinoamérica, y fueron originalmente publicados en la revista Concrete International correspondiente al mes de **Abril de 2021**. 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.

## 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**  
**Perú**  
**Puerto Rico**

Ing. Raúl Bertero  
Ing. Nancy Torres Castellanos  
Ing. Fabían Lamus Báez  
Ing. Minor Murillo  
Ing. Santiago Vélez Guayasamín  
Ing. Luis Alvarez Valencia  
Ing. Xiomara Sapón  
Ing. José Lozano y Ruy Sánchez  
Ing. Alejandra Valencia  
Ing. Alma Reyes Zamorano  
Ing. Josseph Mandujano  
Ing. Luciano López Vinatea  
Ing. Anabel N. Merejildo

\*Fotografía de portada que corresponde a una losa de techo cónica y escaleras de concreto en voladizo proporcionan características distintivas en el atrio del Welcome Pavilion en el John F. Kennedy Center para las Artes Escénicas en Washington D.C. U.S.A.



**¡Únete Hoy!**  
**Conoce tu capítulo**  
**local ACI**



300+ Capítulos profesionales  
y estudiantiles  
[www.concrete.org/chapters](http://www.concrete.org/chapters)



# Cambios en los requisitos del ACI 318 para Estructuras Sismorresistentes, Parte 2.

Cambios en las secciones que establecen el diseño de muros, diafragmas, cimentaciones, y miembros que no están designados como parte del sistema de resistencia sísmica

por S.K. Ghosh y Andrew W. Taylor

El código “Requisitos para Concreto Estructural (ACI 318-19) y Comentarios” conserva el formato establecido en la anterior edición.<sup>1,2</sup> Sin embargo, el Capítulo 18 – Estructuras Sismorresistentes, incorpora una serie de cambios sustanciales y significativos. De las 14 secciones del capítulo 18, únicamente permanecen sin cambio alguno las secciones: 18.1 Alcance, 18.5 Muros Estructurales Intermedios de concreto prefabricado y 18.9 Pórticos especiales resistentes a momento construidos de concreto prefabricado. La sección 18.11 Muros Estructurales especiales de concreto prefabricado, fue actualizada para incluir un único cambio impulsado por la adición de un requisito en otra parte del capítulo. Sin embargo, la sección 18.10 Muros Estructurales especiales, tuvo una serie de cambios considerables.

En este y en un artículo anterior se indican los cambios significativos del Capítulo 18 en relación con la versión anterior, utilizando la numeración de los encabezados del Código. Los textos subrayados y tachados indican lo añadido y eliminado, respectivamente. Cuando es necesario, se suministra una breve explicación, y se discute la importancia del cambio. Se recuerda al lector que las secciones del Código se identifican mediante números separados por el punto decimal, mientras que las del Comentario incorporan la letra R a la numeración de la correspondiente sección del código.

Además, el lector debe tener en cuenta que el Código ACI 318 usa el término “muro estructural” como sinónimo de “muro de corte”. Por lo tanto, los términos se utilizan indistintamente en este artículo.

El artículo anterior, Parte 1, publicado en marzo de 2021, cubre los cambios en la Sección 18.8, enfocándose en los requisitos para el diseño de pórticos.

Este artículo, Parte 2, cubre cambios en:

- 18.10 Muros estructurales especiales;
- 18.11 Muros estructurales especiales en concreto prefabricado;
- 18.12 Diafragmas y armaduras;
- 18.13 Cimentaciones; y
- 18.14 Miembros que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica.

## 18.10 Muros estructurales especiales.

La filosofía básica de diseño expresada en 18.10 fue establecida en una sección correspondiente publicada en ACI 318-99.<sup>3</sup> El contenido ha permanecido igual en las siguientes ediciones, exceptuando cambios realizados en ACI 318-14, que incorporó lecciones aprendidas en el sismo de Chile de 2010. En ACI 318-19, el contenido muestra cambios considerables, y el alcance incluye el recientemente introducido muro estructural acoplado dúctil, definido en 2.3.

### 18.10.2 Refuerzo.

**18.10.2.1** Esta sección se modificó así:

“Para muros estructurales, las cuantías de refuerzo distribuidas en el alma,  $\rho_t$  y  $\rho_l$ , no deben ser menores que 0.0025, pero si  $V_u$  no excede  $A_{cv} \lambda \sqrt{f'_c} A_{cv} \rho_t \leq V_u$   $\rho_l$  podrá reducirse a los valores en 11.6”.

$A_{cv}$  es el área de sección bruta de concreto, limitada por el espesor del alma y la longitud de la sección en dirección de la fuerza de corte,  $f'_c$  es la resistencia especificada a compresión del concreto,  $\rho_t$  es la proporción entre el área de refuerzo longitudinal y el área bruta de concreto perpendicular a ese refuerzo, y  $\rho_l$  es la proporción entre el área de refuerzo transversal y el área bruta de concreto perpendicular a ese refuerzo. La reducción potencial de  $\rho_l$  fue permitida en ACI 318-14; sin embargo, el comité consideró que esto tenía una influencia indeseable en la respuesta inelástica del muro. Si el valor de  $\rho_l$  es muy bajo, se tienden a formar sólo unas cuantas fisuras anchas de flexión en la región de la rótula plástica; a medida que aumenta  $\rho_l$ , las fisuras de flexión se hacen más numerosas y estrechas. Este último comportamiento es el deseado, porque una mayor distribución de fisuras por flexión reduce las zonas de concentración de deformaciones cíclicas inelásticas en el refuerzo longitudinal, lo que a su vez mejora la capacidad de deformación inelástica del muro.

**18.10.2.3** Se modifican las disposiciones relativas a la terminación del refuerzo longitudinal de los muros

para abordar las disposiciones del ACI 318-14 para muros de baja altura, así como para abordar las incoherencias entre la práctica de la ingeniería y los requisitos del ACI 318-14. Una nueva disposición, resumida en la Fig. 1, tiene por objeto permitir una terminación más frecuente del refuerzo longitudinal (vertical) en muros altos. ACI 318-14 especificaba que las barras longitudinales deben extenderse por lo menos  $0.8 \ell_w$  más allá del punto en el que estas ya no se requieren para resistir la flexión. Esto era engorroso. Por ejemplo, un muro de 30 ft de longitud (ancho) requeriría una extensión de las barras de 24 ft, lo cual típicamente corresponde a dos pisos de altura. También se incluyó una disposición para prohibir los empalmes de refuerzo longitudinal de borde en la región inmediatamente superior e inferior a la sección crítica. Los resultados de ensayos<sup>4</sup> han demostrado que los empalmes en la sección crítica tienden a reducir significativamente la capacidad de deformación inelástica del muro.

El texto en esta sección fue modificado como sigue: “El refuerzo en muros estructurales debe ser desarrollado o empalmado para  $f_y$  en tensión de acuerdo con 25.4, 25.5, y

(a) A través de (ed)

(a) ~~El refuerzo longitudinal debe extenderse más allá del punto en el que este no se requiere para resistir la flexión por lo menos  $0.8 \ell_w$ , excepto en la parte superior del muro.~~

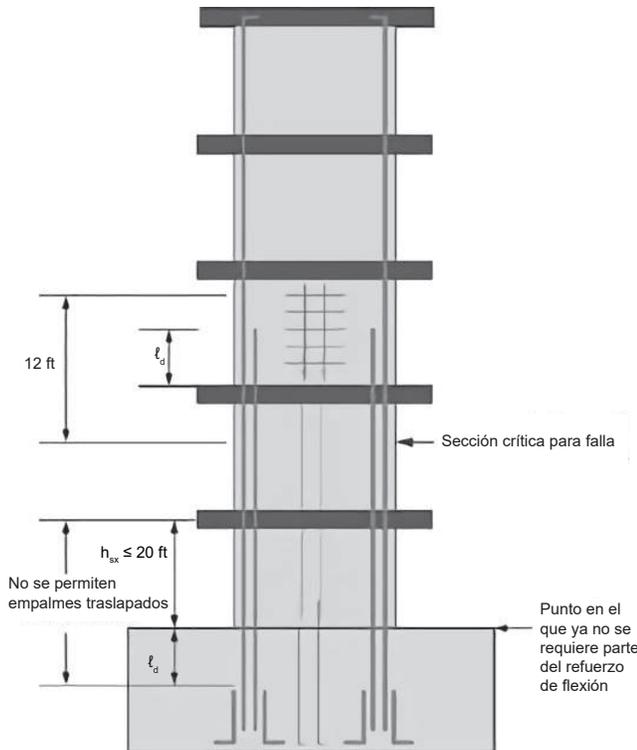
Exceptuando la parte superior del muro, el refuerzo longitudinal debe ser extendido por lo menos 12 ft por encima del punto en el cual no se requiere para resistir la flexión, pero no necesita extenderse más que  $\ell_d$  por encima del siguiente nivel de piso.

(b) [Sin cambios de ACI 318-14]

(c) No se permitirán los empalmes de refuerzo longitudinal dentro de las regiones de borde en una altura mayor o igual a  $h_{sx}$  por arriba, y a  $\ell_d$  por debajo de las secciones críticas en las que es probable que se produzca la fluencia del refuerzo longitudinal como resultado de los desplazamientos laterales. El valor de  $h_{sx}$  no debe ser superior a 20 ft. Las regiones de borde son aquellas dentro de las

longitudes especificadas en 18.10.6.4(a) y dentro de una longitud igual al espesor del muro medido más allá de la(s) región(es) de intersección de los muros conectados.

(d) [Sin cambios de (c) en ACI 318-14]

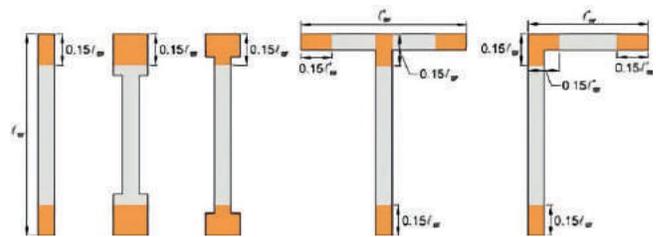


**Fig. 1: Terminación del refuerzo a flexión del muro y limitaciones de empalme en la sección crítica**

**R18.10.2.3** es revisado para anotar que “la terminación de la barra debe realizarse gradualmente a lo largo de la altura del muro y no debe ubicarse cerca de las secciones críticas donde se espera que el refuerzo longitudinal entre en fluencia... el endurecimiento por deformación del refuerzo genera la propagación de la plasticidad fuera de la zona crítica a medida que aumentan las deformaciones laterales.”

**18.10.2.4** Esta nueva sección proporciona requisitos para el refuerzo longitudinal en los extremos del muro (Fig. 2). Se define la cuantía mínima de refuerzo; extensión de la barra más allá de la sección crítica de fluencia; y límites de terminación. El comentario de la sección R18.10.2.4 señala que los requisitos pretenden abordar dos cuestiones principales. La primera, si el refuerzo

longitudinal proporcionado a los muros de concreto es insuficiente, el momento de fisuración podría exceder la resistencia de momento nominal del muro, desencadenando una pérdida repentina de resistencia, produciéndose la falla del muro cuando las primeras fisuras aparezcan. Adicionalmente, la fuerza de tensión generada por el refuerzo longitudinal en los extremos del muro puede ser insuficiente para desarrollar fisuras secundarias de flexión bien distribuidas en el concreto circundante, lo que da lugar a que las deformaciones inelásticas del refuerzo se concentren solo en un número limitado de fisuras, llevando potencialmente a la fractura del refuerzo.



**Fig. 2: Varias configuraciones de muros que muestran las regiones de extremo que requieren refuerzo longitudinal según 18.10.2.4(a) (ACI 318-19, Fig. R18.10.2.4')**

La capacidad de deformación del muro depende de la distribución de las fisuras dentro de la zona de rótula plástica. Una buena distribución de las fisuras por flexión en la región de rótula plástica, da lugar, por lo general, a grandes deformaciones plásticas antes de la pérdida de resistencia. Observaciones después del sismo de 1985 en Chile<sup>5</sup> y los sismos de 2010-2011 en Nueva Zelanda<sup>6</sup>, indican que los muros relativamente esbeltos de edificios de varios pisos, con un ligero refuerzo longitudinal en los extremos del muro, mostraban un número limitado de fisuras, o una sola fisura, en la zona de rótula plástica. La ausencia de fisuras distribuidas en esta zona condujo a la concentración de la capacidad de deformación inelástica en una longitud de rótula plástica significativamente reducida, y se presumió que esta era la causa de las fracturas observadas en el refuerzo longitudinal.

Es poco probable que los requisitos de esta provisión impacten significativamente el proceso de construcción en los Estados Unidos, ya que

la practica general es utilizar pocos muros, que tienden a estar fuertemente reforzados en sus extremos. Obsérvese que esta disposición no es específica para los “elementos de borde de muros estructurales especiales” definidos en 18.10.6. Esto aplica, de manera general, al refuerzo longitudinal ubicado en los extremos de los muros.

**18.10.2.5** Esta nueva sección requiere que el refuerzo en las vigas de acople se desarrolle o se traslape para un  $f_y$  en tensión de acuerdo con 25.4, 25.5, y (a) y (b):

“(a) si las vigas de acople son reforzadas de acuerdo con 18.6.3.1 [como vigas de pórticos especiales a momento], la longitud de desarrollo del refuerzo longitudinal se requiere que sea 1.25 veces el valor calculado para  $f_y$  en tensión.

(b) Si las vigas de acople son reforzadas de acuerdo con 18.107.4, la longitud de desarrollo del refuerzo diagonal se requiere que sea 1.25 veces el valor calculado para  $f_y$  en tensión”

### 18.10.3 Solicitaciones de diseño.

Como en las ediciones anteriores, ACI 318-19 requiere que las secciones de vigas y columnas de pórticos especiales de momento sean diseñadas para el mayor cortante  $V_e$  que pueda desarrollarse en dicha sección de viga o de columna (ver 18.6.5.1 y 18.7.6.1.1, respectivamente). En ningún caso el cortante  $V_e$  puede ser menor que el cortante mayorado obtenido en esa sección a partir de un análisis de la estructura bajo las fuerzas sísmicas prescritas en el código.

ACI 318-14 (y anteriores ediciones de ACI 318), sin embargo, requerían una sección especial del muro de corte para ser diseñada con el cortante mayorado  $V_u$  obtenido en la sección a partir de un análisis de la estructura que incluye el muro de corte bajo las fuerzas sísmicas prescritas en el código. No se intentó determinar la mayor fuerza cortante que puede desarrollarse en la sección del muro de corte. Esto ha cambiado en la norma ACI 318-19.

**18.10.3.1** esta nueva sección exige que se considere la sobrerresistencia a flexión. Para muros controlados por flexión, la sobrerresistencia a flexión reduce el riesgo de colapso y puede mejorar su comportamiento; sin embargo, también para muros controlados por flexión que presentan una respuesta no lineal, la demanda de cortante es determinada, en parte, por la resistencia a flexión. Así, la sobrerresistencia a flexión contribuye al incremento de la demanda de cortante y se considera en la definición de cortante para diseño en ACI 318-19. Muchos otros códigos de diseño, normas y guías alrededor del mundo, incluyendo CSA A23.3,<sup>7</sup> requieren que se tenga en cuenta la sobrerresistencia a flexión en el diseño.

Múltiples estudios se han desarrollado, y varios códigos de diseño, normas y guías alrededor del mundo especifican la amplificación dinámica de la demanda de cortante (debido a los efectos de los modos superiores) en muros de concreto. Investigaciones por Pugh et al.<sup>8</sup> mostraron que, utilizando un análisis dinámico no lineal de edificios de muros de entre 6 y 24 pisos, el factor dinámico de amplificación  $\omega_v$  puede oscilar entre 1.1 y 2.5. Pugh et al.<sup>8</sup> mostraron también que las ecuaciones de amplificación dinámica incluidas en las normas de diseño de Nueva Zelanda,<sup>9</sup> así como las recomendadas por SEAOC,<sup>10</sup> que definen el factor de amplificación dinámico basado en la altura del edificio, proporciona una subestimación con cierto grado de consistencia, de la amplificación dinámica.

ACI 318-19 requiere que las secciones transversales de muros de corte especiales sean diseñadas para un cortante  $V_e$  igual al  $V_u$  obtenido del análisis de la estructura bajo las fuerzas sísmicas prescritas en el código, amplificado por un factor de sobrerresistencia  $\Omega_v$  y un factor de amplificación  $\omega_v$ :

$$V_e = \Omega_v \omega_v V_u \leq 3V_u$$

Los valores para  $\Omega_v$  y  $\omega_v$  varían con  $h_{wcs}/\ell_w$ , donde  $h_{wcs}$  es la altura de todo el muro estructural por encima de la sección crítica para las cargas axiales y de flexión. De acuerdo con la Tabla 18.10.3.1.2, si

$h_{wcs}/\ell_w > 1.5$ ,  $\Omega_v = M_{pr}/M_u \geq 1.5$  para la combinación de carga que genera el valor más grande de  $\Omega_v$ . Para  $h_{wcs}/\ell_w \leq 1.5$ ,  $\Omega_v = 1.0$ . Además, para  $h_{wcs}/\ell_w < 2.0$ ,  $\omega_v = 1.0$ . Para  $h_{wcs}/\ell_w \geq 2.0$ ,  $\omega_v$  varía con el número de pisos  $n_s$ .

$$\omega_v = 0.9 + n_s/10 \text{ para } n_s \leq 6$$

$$\omega_v = 1.3 + n_s/30 \leq 1.8 \text{ para } n_s > 6$$

Es importante notar que  $n_s \geq 0.007h_{wcs}$ , con  $h_{wcs}$  en unidades de pulgadas. Este es un cambio muy importante en el código que tendrá un mayor impacto en el diseño de muros de corte controlados por flexión.

#### 18.10.4 Resistencia a cortante.

**18.10.4.6** Esta nueva sección deja en claro que los requisitos de 21.2.4.1 no son aplicables a los muros o columnas de muros diseñados según el enfoque basado en desplazamientos de 18.10.6.2. La sección 21.2.4.1 requiere que el factor de reducción de resistencia  $\phi$  usado para la resistencia a corte en miembros diseñados para resistir efectos sísmicos debe ser 0.6, en lugar del habitual 0.75, si la resistencia nominal a corte del miembro es menor que el corte correspondiente a la resistencia nominal a flexión del miembro.

#### 18.10.6 Elementos de borde de muros estructurales especiales

**18.10.6.2** El inciso (b) de esta sección es nuevo, e introduce una revisión separada de la capacidad de desplazamiento del muro que es adicional a la revisión requerida por ASCE/SEI 7.<sup>11</sup>

Abdullah y Wallace<sup>12</sup> crearon una base de datos de 164 ensayos de muros con elementos especiales de borde y determinaron que la capacidad de desplazamiento es función principalmente de tres relaciones:  $\ell_w/b$ ,  $c/b$ , y  $V_e/(A_{cv} \sqrt{f'_c})$ , donde  $b$  es el espesor del muro y  $c$  es la profundidad del eje neutro. Basado en un análisis de regresión de los datos, la capacidad media de desplazamiento de los muros con elementos de borde especiales viene dada por:

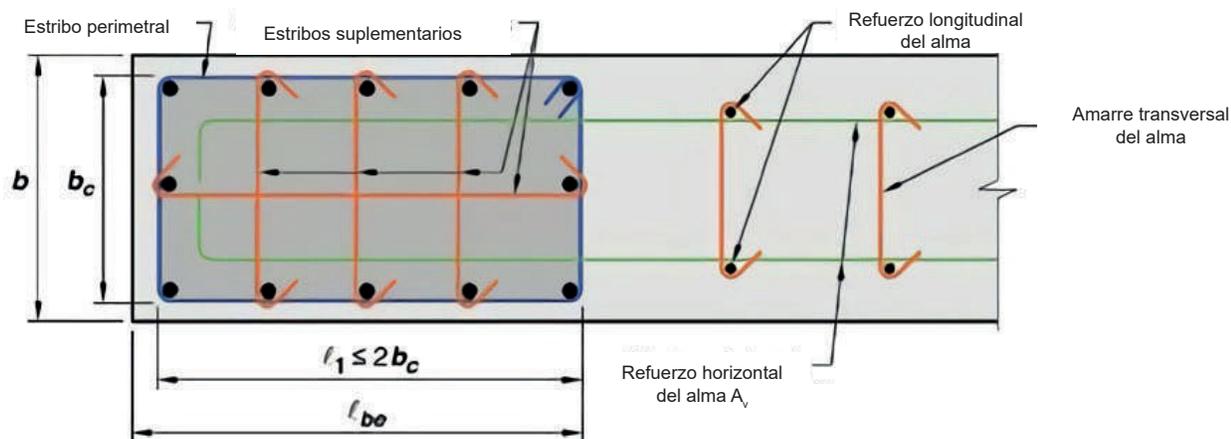
$$\frac{\delta_c}{h_{wcs}} = \frac{1}{100} \left( 4 - \frac{1}{50} \left( \frac{\ell_w}{b} \right) \left( \frac{c}{b} \right) - \frac{V_e}{8\sqrt{f'_c} A_{cv}} \right) \geq 0.015$$

Donde  $\delta_c$  es la capacidad de desplazamiento en la parte superior del muro. El inciso (b) en 18-10.6.2 requiere que la demanda de desplazamiento del muro, estimada como  $1.5\delta_u/h_{wcs}$ , sea menor o igual que la capacidad de desplazamiento del muro determinada usando la ecuación previamente mencionada. Esta disposición da lugar a un 10% de probabilidad de pérdida de resistencia para los movimientos del sismo de diseño. Este nuevo requisito también incluye un enfoque simplificado para satisfacer la comprobación de la capacidad de desplazamiento al incluir un ancho mínimo de la zona de compresión del muro. Asumiendo  $V_e/(8 A_{cv} \sqrt{f'_c}) = 1.0$  y  $\delta_u/h_{wcs} = 0.015$ , el requerimiento que  $1.5\delta_u/h_{wcs} \leq \delta_c/h_{wcs}$  puede ser reducido a esta simple restricción:

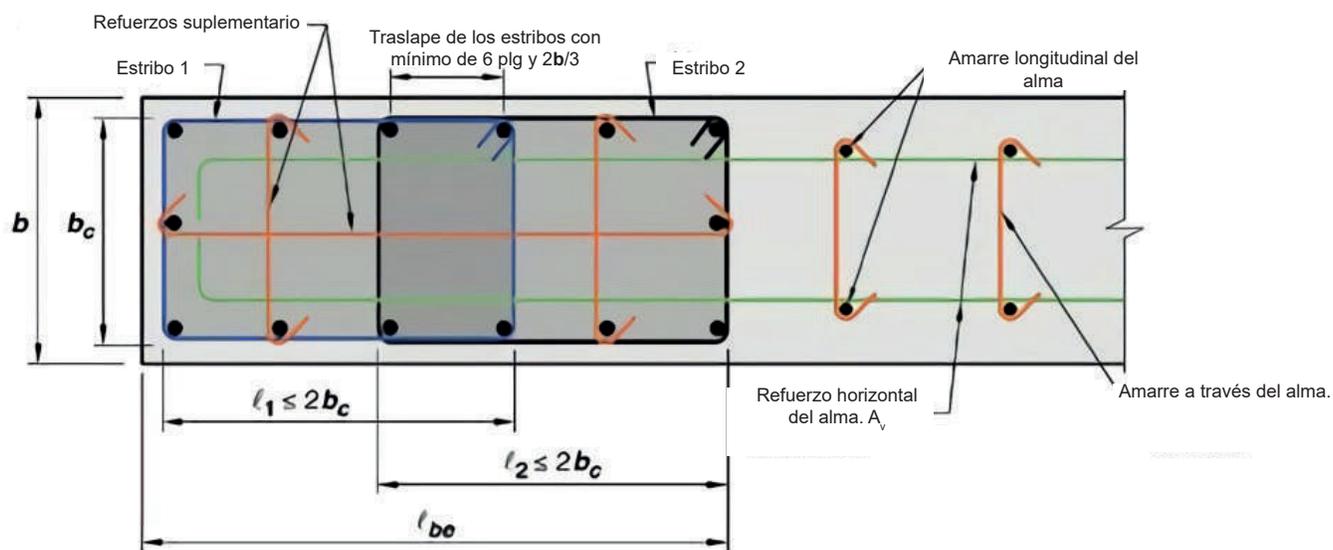
$$b \geq \sqrt{(0.025 c \ell_w)}$$

En general, la nueva disposición demandará el rediseño de los muros con grandes valores de  $\ell_w/b$  ( $> 15$  hasta 20), grandes valores de  $c/b$  ( $> 3$  hasta 4), y altas demandas indicada por  $V_e/(A_{cv} \sqrt{f'_c})$  ( $> 6$  hasta 8). La provisión también aplica para muros acoplados, y esto podría requerir el uso de columnas de muro de mayores espesores para muros acoplados.

**18.10.6.4** Los requisitos de configuración del refuerzo transversal en los elementos de borde y en las almas se modificaron en la norma ACI 318-19 (Fig. 3). Los cambios fueron motivados por las observaciones realizadas tras recientes sismos, así como por resultados de pruebas de laboratorio. La longitud del gancho del estribo no debe exceder dos veces el espesor del elemento de borde; y los estribos adyacentes deben traslaparse al menos 6 pulgadas o dos tercios del espesor del elemento de borde, lo que sea menor. Además, para una distancia por encima y por debajo de la sección crítica igual a la mayor entre  $\ell_w$  y  $M_u/4V_u$ , el refuerzo vertical del alma debe estar encerrado por la esquina de un estribo o por un estribo suplementario con un gancho sísmico en cada extremo.



a) Estribo perimetral con amarres suplementarios de 135 grados y amarre de 135 grados que soportan el refuerzo longitudinal distribuido en el alma



b) Estribos traslapados con amarres suplementarios de 135 grados y ammare de 135 grados que soportan el refuerzo longitudinal distribuido en el alma.

**Fig. 3: Configuración del refuerzo transversal en el elemento de borde y los estribos del alma (ACI 318-19, Fig. R18.10.6.4a)**

**18.10.6.5** En esta sección se establecen los requisitos de refuerzo transversal y horizontal en muros en los que no se exigen elementos de borde especiales de acuerdo con 18.10.6.2 y 18.10.6.3. Se ha actualizado para tener en cuenta el refuerzo longitudinal en grado 80 y grado 100. Si la cuantía de refuerzo en el borde del muro excede  $400/f_y$  el

espaciamiento vertical del refuerzo transversal en el borde del muro debe ser conforme a la nueva Tabla 18.10.6.5(b), que se reproduce aquí como la Tabla 1. Obsérvese que el espaciamiento no ha cambiado para los muros con refuerzo principal a flexión grado 60.

**Tabla 1. Máxima separación vertical del refuerzo transversal en borde de muros (ACI 318-19, Tabla 18.10.6.5 (b)¹)**

Grado de las barras de refuerzo principal a flexión	Refuerzo transversal requerido	Máxima separación vertical del refuerzo transversal *	
60	La mayor entre $l_w$ y $M_u/4V_u$ por encima y por debajo de las secciones críticas†	Menor de:	$6d_b$ 6 in.
	Otras ubicaciones	Menor de:	$8d_b$ 8 in.
80	La mayor entre $l_w$ y $M_u/4V_u$ por encima y por debajo de las secciones críticas†	Menor de:	$5d_b$ 6 in.
	Otras ubicaciones	Menor de:	$6d_b$ 6 in.
100	La mayor entre $l_w$ y $M_u/4V_u$ por encima y por debajo de las secciones críticas†	Menor de:	$4d_b$ 6 in.
	Otras ubicaciones	Menor de:	$6d_b$ 6 in.

\* En esta tabla,  $d_b$  es el diámetro más pequeño de las barras de refuerzo principal de flexión.

† Las secciones críticas son definidas como la ubicación donde es probable que se produzca la fluencia del refuerzo longitudinal como resultado de los desplazamientos laterales.

### 18.10.9 Ductilidad de muros acoplados.

El sistema sismo resistente más utilizado en los edificios modernos de concreto de gran altura, ubicados en regiones de alta sismicidad, consiste en un núcleo de muros de concreto reforzado. La práctica actual de diseño utiliza las disposiciones del ACI 318 para el diseño de los materiales (Capítulo 18) y los coeficientes de diseño sísmico de ASCE/SEI 7<sup>11</sup> (modificación del coeficiente de respuesta  $R=5$  o  $6$ , por ejemplo) para el cálculo de las cargas laterales de diseño basadas en la ductilidad del sistema de resistencia lateral. El muro de corte especial de concreto reforzado ha incluido históricamente todas las variaciones del muro de corte. Es decir, no se reconoce la diferenciación en el comportamiento entre los muros esbeltos frente a los muros cortos, los muros de sección variable frente a los rectangulares y los muros acoplados frente a los muros en voladizo. A partir de la edición de 2019 del ACI 318, se ha creado una nueva definición de sistema en 2.3–Terminología, para reconocer los muros estructurales acoplados dúctiles (DCSW). La definición para el sistema DCSW se encuentra en la sección 18.10.9.

El objetivo de desempeño del sistema DCSW es disipar la mayor parte de la energía en las vigas de acople – análogo al comportamiento de columna fuerte viga débil en pórticos de momento. Se realizaron estudios para identificar las características del sistema que condujeran a una disipación de energía de la viga de acople no menor al 80% de la disipación total de energía del sistema, bajo movimientos del máximo sismo considerado ( $MCE_R$ ). En estos estudios, los análisis de respuesta histórica no lineal se llevaron a cabo utilizando registros espectrales de movimiento del terreno, simulados en una variedad de prototipos de muros de corte acoplados. Los prototipos oscilaban entre los cinco y los 50 pisos de altura, y acomodaban una gran variedad de cuantías de refuerzo longitudinal en las vigas de acople, así como en los muros de corte. Los resultados de estos análisis se presentan en la Fig. 4.

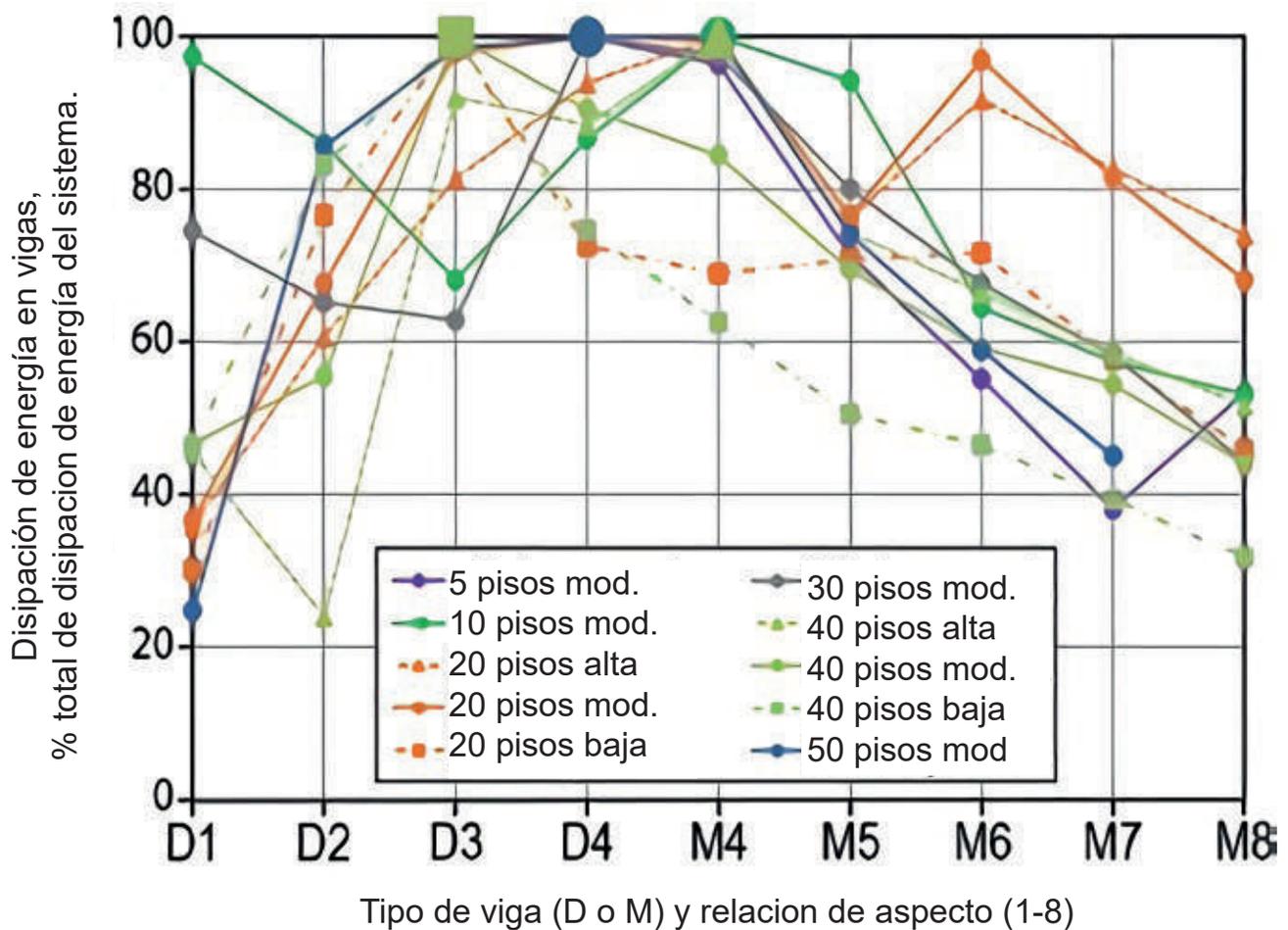


Fig. 4: Energía disipada por las vigas de acople. Las etiquetas "baja", "moderada" y "alta" refieren a las cantidades relativas de refuerzo de flexión en las vigas (cortesía de Magnusson Klemencic Associates).

El eje de las abscisas representa la relación de aspecto (luz libre/profundidad total) de las vigas de acople, con D designando a las vigas de acople reforzadas diagonalmente y M indicando a las vigas de acople detalladas como vigas de pórtico a momento. El eje de las ordenadas es el porcentaje de la disipación total de energía del sistema que se produce sólo en las vigas de acople. Los análisis muestran que las vigas de acople con relaciones de aspecto que van de 2 a 5 tienden a ser eficientes para disipar la mayor parte de la energía del sistema. Los análisis muestran que las principales características de un sistema DCSW se basan en la geometría. Los muros cortos son demasiado rígidos para permitir una deriva de piso suficiente

para que las vigas de acople se comporten de forma inelástica, por lo que cada muro de un sistema DCSW debe tener una relación altura total-longitud de al menos 2.0. Las vigas de acople en muros cortos sobre acoplan el sistema de resistencia a fuerzas laterales, lo que conduce a una disipación significativa de la energía en los pilares del muro y no en las vigas de acople. Por lo tanto, cada viga de acople en un sistema DCSW debe tener una relación longitud/profundidad total de al menos 2.0. Las vigas de acople muy esbeltas, designadas con relaciones de aspecto superiores a 5.0, son demasiado débiles para contribuir a una disipación de energía histerética suficiente. Por lo tanto, estas vigas no se permiten en más del 10% de todos los

niveles del edificio. Además, el refuerzo de flexión en las vigas de acople que se ajustan a estas restricciones geométricas debe desarrollar  $1.25f_y$  en cada extremo para disipar la energía histerética prevista. Este requisito pretende evitar el uso de vigas de acople empotradas o articuladas, que podrían considerarse cuando un pilar del muro no tiene un ancho suficiente para desarrollar el refuerzo de la viga de acople. Por último, los requisitos señalados del sistema DCSW se adicionan a los requisitos existentes para los muros estructurales especiales y las vigas de acople.

### 18.11 Muros estructurales especiales contruidos con concreto prefabricado.

#### 18.11.2 General.

**18.11.2.1** Mientras los muros estructurales especiales contruidos con concreto prefabricado deben cumplir las disposiciones de 18.10 Muros estructurales especiales, el nuevo requisito de refuerzo longitudinal mínimo (18.10.2.4) en los extremos del muro no aplica a los muros prefabricados, en los que las demandas de deformación se concentran en las juntas de los paneles.

### 18.12 Diafragmas y cerchas.

#### 18.12.7 Refuerzo.

**18.12.7.4** En ACI 318-14, esta sección requería empalmes tipo 2 cuando se utilizaban empalmes mecánicos para transferir fuerzas entre el diafragma y los elementos verticales del sistema sismorresistente. ACI 318-19 mantiene el mismo requisito para el refuerzo de grado 60 y añade que los refuerzos de grado 80 y 100 no deben empalmarse mecánicamente con este fin.

**18.12.7.5** La tabla 20.2.2.4(a) permite que el límite máximo del esfuerzo de fluencia de diseño del refuerzo sea de 80.000 psi para partes de un colector – por ejemplo, en las secciones críticas y cerca de

ellas. Para controlar la fisuración del diafragma a lo largo del colector, es necesario limitar el esfuerzo promedio en el colector. Por lo tanto, esta nueva sección requiere que el refuerzo longitudinal para los colectores se proporcione de tal manera que el esfuerzo de tracción promedio sobre la longitud (a) o (b) no exceda  $\phi f_y$ , donde el valor de  $f_y$  está limitado a 60.000 psi:

(a) Longitud entre el extremo de un colector y el lugar en el que inicia la transferencia de la carga a un elemento vertical.

(b) Longitud entre dos elementos verticales.

#### 18.12.11 Diafragmas de concreto prefabricado.

Dos subsecciones nuevas en el ACI 318-19:

**18.12.11.1** Los diafragmas y colectores contruidos usando elementos de concreto prefabricados con losa de recubrimiento compuesta y que no cumplan con 18.12.4 [interfaz entre la losa de recubrimiento y el diafragma prefabricado limpia, libre de lechada e intencionadamente rugosa], y los diafragmas de concreto prefabricado sin recubrimiento, están permitidos siempre que satisfagan los requisitos de ACI 550.5.<sup>13</sup> Los diafragmas de losa de recubrimiento no compuesta fundidos in situ deben satisfacer 18.12.5 y 18.12.6 [espesor mínimo de los diafragmas].

**18.12.11.2** Las conexiones y el refuerzo de las juntas utilizadas en la construcción de los diafragmas de concreto prefabricado que satisfacen 18.12.11.1 deben haber sido ensayadas de acuerdo con ACI 550.4.<sup>14</sup>

### 18.13 Cimentaciones.

Esta sección se ha ampliado en gran medida de ACI 318-14 a ACI 318-19, ya que las disposiciones de diseño sísmico para cimentaciones profundas se han importado de IBC<sup>15</sup> y ASCE/ SEI 7.<sup>11</sup>. Estos cambios son demasiado voluminosos para ser detallados en este artículo

## 18.14 Miembros no designados como parte del sistema de resistencia sísmica.

### 18.14.2 Acciones de diseño.

**18.14.2.1** Esta sección se ha modificado como se indica: "Los elementos no designados como parte del sistema de resistencia sísmica se evaluarán para combinaciones de carga gravitacional de  $(1.2D + 1.0L + 0.2S)$  o  $0.9D$  la más crítica, 5.3 incluyendo el efecto del movimiento vertical del terreno actuando simultáneamente con el desplazamiento de diseño  $\delta_u$ . El factor de carga de la carga viva,  $L$ , podría reducirse a 0.5 excepto para garajes, áreas ocupadas como lugares de reuniones públicas, y en todas las áreas donde  $L$  es más grande que  $400 \text{ lb/ft}^2$ .

Las combinaciones de carga de ACI 318-14, se han convertido efectivamente en:

$$(1.2 + 0.2S_{D\phi})D + 1.0L + 0.2S \text{ o } (0.9 - 0.2S_{D\phi})D.$$

Si los miembros de carga vertical del pórtico siguen en su rango elástico ( $M_u < M_n$ ,  $V_u < V_n$ ) bajo los desplazamientos impuestos por el sismo de diseño,  $\delta_u$ , entonces las secciones que deben cumplirse son: 18.14.3.2(a) para las vigas, 18.14.3.2(c) para las columnas con altas cargas axiales que pueden fallar en compresión, y 18.14.3.2(b) para otras columnas.

### 18.14.3 Vigas, columnas y juntas fundidas *in-situ*.

**18.14.3.2** Las modificaciones se han hecho en los incisos (a), (b) y (c), y el inciso (d) ha sido agregado:

"(a) Las vigas deben satisfacer 18.6.3.1. El refuerzo transversal se deberá proporcionar en toda la longitud de la viga con una separación no mayor a  $d/2$ . Donde la carga axial mayorada (factorizada) exceda  $A_g f'_c / 10$ , el refuerzo transversal deberá ser estribos satisfaciendo 18.7.5.2 en un espaciamiento  $S_o$ , de acuerdo con 18.14.3.2 (b) que no debe exceder el menor entre  $6d_b$  de la barra longitudinal

confinada más pequeña o 6 in.

(b) Las columnas deben satisfacer 18.7.4.1, 18.7.5.2, y 18.7.6. La separación máxima longitudinal de los estribos debe ser  $S_o$  para toda la longitud de la columna. La separación  $S_o$  no debe exceder el menor de seis veces del diámetro de la barra longitudinal confinada más pequeña y 6 in. El refuerzo en espiral que satisface 25.7.3 o el de estribos que cumple 25.7.4 debe ser colocado en toda la longitud de la columna con separaciones que no excedan el menor entre  $6d_b$  de la barra longitudinal confinada más pequeña y 6 in. El refuerzo transversal que satisfaga los requisitos de 18.7.5.2(a) hasta (e) se proporcionará a lo largo de una longitud  $l_o$ , como se define en 18.7.5.1, desde cada cara de la junta.

(c) Las columnas con carga axial gravitacional mayorada (factorizada) que exceda  $0.35P_o$  debe satisfacer 18.14.3.2(b) y 18.7.5.7. La cantidad mínima de refuerzo transversal proporcionada debe ser, la mitad de la requerida por 18.7.5.4 y la separación no debe exceder  $S_o$  en toda la longitud de la columna: para estribos rectilíneos, la mitad de la mayor de las partes (a) y (b) de la tabla 18.7.5.4 y, en el caso de espirales o estribos circulares, la mitad de la mayor de las partes (d) y (e) de la tabla 18.7.5.4. Este refuerzo transversal se proporcionará a lo largo de una longitud  $l_o$ , como se define en 18.7.5.1, desde cada cara de la junta.

(d) Las juntas deben satisfacer el capítulo 15."

### 18.14.5 Conexiones losa-columna.

Esta sección ha sido modificada de manera significativa. Sólo las disposiciones sobre losas postensadas son nuevas. Los demás cambios representan esencialmente una reorganización.

**18.14.5.1** "Para las uniones entre losas y columnas en losas bidireccionales sin vigas, se proporcionará un refuerzo de corte en la losa que satisfaga los requisitos de 18.14.5.3 y de 8.7.6 u 8.7.7, en

cualquier sección crítica de la losa definida en 22.6.4.1 para las siguientes condiciones:

(a) Losas no presforzadas donde

$$\Delta_x/h_{sx} \geq 0.035 - (1/20)(V_{uvig}/\phi V_c)$$

(b) Losas postensadas no adheridas con  $f_{pc}$  en cada dirección cumpliendo los requisitos de 8.6.2.1,

$$\text{donde } \Delta_x/h_{sx} \geq 0.040 - (1/20)(v_{uvig}/\phi v_c)$$

Las combinaciones de carga que se evaluarán para  $V_{uv}$  solo serán solo las que incluyan E. El valor de  $(\Delta_x/h_{sx})$  será tomado como el mayor de los valores de los pisos adyacentes arriba y abajo de la conexión losa-columna.  $v_c$  deberá ser calculado de acuerdo con 22.6.5 y, para losas postensadas no adheridas, el valor de  $V_p$  deberá ser tomado como cero cuando se calcula  $v_c$ .”

Obsérvese que el siguiente texto “... definido en 22.6.4.1” en la versión anterior de 18.14.5.1 ha sido eliminado en esta sección, y una parte ha sido incluida en 18.14.5.3 como se indica en la siguiente descripción.

**18.14.5.2** Obsérvese que mientras esta sección incluye requisitos de 18.14.5.1 en la edición anterior, los requisitos en (b) son nuevos.

“Los requisitos de refuerzo de corte de 18.14.5.1 no necesitan ser satisfechos si (a) o (b) se cumplen:

(a)  $\Delta_x/h_{sx} \leq 0.005$  para losas no presforzadas

(b)  $\Delta_x/h_{sx} < 0.01$  para losas postensadas no adheridas con  $f_{pc}$  en cada dirección cumpliendo con los requerimientos de 8.6.2.1.”

**18.14.5.3** ~~“si  $\Delta_x/h_{sx} \geq 0.035 - (1/20)(v_{uvig}/\phi v_c)$ . El refuerzo por corte de la losa debe proporcionar  $v_s \geq 3.5\sqrt{f_c}$  en la sección crítica de la losa y debe extenderse por lo menos cuatro veces el espesor de la losa desde la cara de soporte adyacente a la sección crítica de la losa. Los requisitos de refuerzo por corte de esta disposición no se aplicarán si  $\Delta_x/h_{sx} \leq 0.005$ .~~

~~El valor de  $\Delta_x/h_{sx}$  debe ser tomado como el mayor de los valores de los pisos adyacentes arriba y abajo de la conexión losa columna.  $v_c$  debe ser calculado de acuerdo con 22.6.5.  $v_{uvig}$  es el esfuerzo~~

~~cortante mayorado en la sección crítica de la losa en dos direcciones debido a las cargas verticales sin transferencia de momento.~~

## Conclusiones Finales.

El Capítulo 18 del ACI 318-19, Estructuras Sismorresistentes, incluye muchos cambios sustanciales. En la Parte 1, resumimos los cambios en las Secciones 18.2 General, además de los cambios en las Secciones 18.3 a 18.8, que gobiernan el diseño de pórticos a momento ordinarios e intermedios, así como el diseño de vigas, columnas y nudos de pórticos especiales a momento. En esta parte 2, discutimos las últimas secciones del capítulo 18. Los cambios clave incluyen:

Las barras ASTM A706 Grado 80 y Grado 100 están ahora permitidas para resistir momentos de flexión, fuerzas de corte y fuerzas axiales en muros estructurales especiales, incluyendo vigas de acople y elementos de borde. La sección 18.10 - Muros estructurales especiales, ha experimentado los cambios más sustanciales.

La sección correspondiente de la norma ACI 318-95<sup>16</sup> pasó por cambios importantes en el ACI 318-99, pero se mantuvo esencialmente sin cambios hasta el ACI 318-11.<sup>17</sup> En ACI 318-14 se introdujeron cambios significativos a la vista de las observaciones realizadas tras el sismo de Chile de 2010 y los sismos de Christchurch, en Nueva Zelanda de 2010-2011.

En el ACI 318-19 se han introducido otros cambios importantes a la vista de las observaciones realizadas tras los recientes sismos y ensayos. El mayor cambio se produce en el diseño a cortante de los muros de corte, que es ahora mucho más conservador. Se cree que este cambio tendrá un impacto beneficioso en el comportamiento de las estructuras de concreto con sistemas sismorresistentes que incorporan muros estructurales especiales.

## Agradecimientos.

Pro Dasgupta, S.K. Ghosh Associates LLC (SKGA), Palatine, IL, EE. UU., proporcionó una revisión exhaustiva que mejoró considerablemente este artículo. Bodhi Rudra, de SKGA, prestó una valiosa ayuda en la elaboración del manuscrito.



**S.K.Ghosh** es miembro honorario del ACI, Presidente de S.K. Ghosh Associates LLC en Palatine, Illinois, USA y Profesor Adjunto de Ingeniería Civil en la Universidad de Illinois en Chicago. Es miembro del Comité ACI 318, Código para Edificaciones de Concreto Estructural y de los sub-comités 318F, Cimentaciones; 318-H, Provisiones Sísmicas; y 550-A, Diafragmas.



**Andrew W. Taylor**, FACI, de KPFF Consulting Engineers en Seattle, Washington, USA. Tiene más de 30 años de experiencia como investigador y diseñador estructural. Es presidente del Comité ACI 318, Código para Edificaciones de Concreto Estructural y miembro del comité ACI 378, Torres Eólicas en Concreto, y del Comité ACI de Promoción y Difusión de Códigos y Normas. Sus intereses de investigación están relacionados con las estructuras en concreto reforzado y el diseño sismo-resistente basado en desempeño.

### La traducción de este artículo correspondió a la Sección Colombia

*Cambios en los requisitos del ACI 318 para Estructuras Sismorresistentes, Parte 2*



*Traductor: Ing. Daniel Sebastián Corcho Ramírez*



*Revisor Técnico: Ing. Kevin Andrés Tami Torres*

# Desarrollo de un material de reparación de **cemento modificado con caucho resistente a las grietas.**

De los conceptos de compatibilidad al campo.

por Alexander M. Vaysburd, Benoit Bissonnette, y Christopher D. Brown

La rehabilitación de la infraestructura de concreto es uno de los desafíos más importantes de la ingeniería civil en la actualidad, ya que se ha descubierto que más del 50% de las reparaciones realizadas en estructuras de concreto muestran signos de fallas prematuras dentro de los 5 años posteriores a la finalización.<sup>1</sup> La reparación del concreto no es solo un simple vendaje para una estructura que esté sufriendo daños; más bien, es una tarea de ingeniería compleja que presenta desafíos únicos que difieren de los asociados con la nueva construcción de concreto. Para que un proyecto de reparación sea exitoso, debe integrar adecuadamente nuevos materiales con concreto viejo, formando un sistema compuesto capaz de soportar la exposición a cargas de servicio, ambientes cerrados y ambientales, y el paso del tiempo.

El deterioro prematuro y la falla de las reparaciones de concreto en servicio es el resultado de una variedad de procesos fisicoquímicos y electroquímicos. Entre las causas más graves se encuentra el agrietamiento del material de reparación. El agrietamiento puede resultar en una reducción en el área de la sección transversal efectiva de la estructura reparada y siempre aumenta sustancialmente la permeabilidad, lo que conduce a una corrosión y a un deterioro prematuro.

Las grietas generalmente interconectan las rutas de flujo y por lo tanto aumentan la permeabilidad efectiva del material de reparación. La reacción en cadena resultante de agrietamiento → reparación más permeable → corrosión del refuerzo → más

agrietamiento puede eventualmente resultar en un deterioro irreversible y falla de la reparación. Hace unos 50 años, Valenta<sup>2</sup> observó que "las grietas continuas que se unen a grietas más anchas que se originan en la superficie del concreto juegan el papel más importante en el aumento de la permeabilidad". La Figura 1 esquematiza un modelo de falla de reparación causada por agrietamiento.

Los problemas asociados con fallas prematuras de las reparaciones han empeorado en cierta medida en los últimos años, en particular debido al uso cada vez mayor de materiales de reparación de alta resistencia (o "alto rendimiento"). Estos materiales pueden ser propensos a la sensibilidad al agrietamiento a edad temprana, especialmente en las condiciones de movimiento restringido típicas de las reparaciones. Está más allá del alcance de este artículo proporcionar una revisión crítica de las consideraciones teóricas y mecánicas del agrietamiento en compuestos frágiles como los materiales a base de cemento. A continuación, solo se enfatizarán los aspectos específicos de la fisuración en las reparaciones de concreto que comprenden cementos hidráulicos.

## Fallas en la reparación del concreto.

El sistema de reparación compuesto resulta del fraguado y endurecimiento de una sustancia semilíquida, el material de reparación recién mezclado, colocado contra un sustrato de concreto rígido. Una unión comienza a desarrollarse en el área de contacto con el

sustrato tan pronto como se inicia la reacción química en la pasta de cemento del material de reparación. A medida que avanza la hidratación, el material de reparación madura y, después de un período limitado de curado húmedo, el material de reparación se expone al aire del ambiente. A través de estos procesos, el nuevo material está sujeto a deformaciones térmicas, contracción autógena y contracción por secado. Debido a la unión, el sustrato rígido restringe el movimiento libre de la capa de reparación, lo que lleva al desarrollo de tensiones significativas que en algún momento pueden superar la resistencia a la tracción del material y causar agrietamiento y/o desprendimiento de la reparación (Fig.2).

A menudo, se considera que las fuerzas de tensión inducidas son la principal causa de falla prematura de una reparación. El problema no se aborda fácilmente, ya que las consecuencias de la contracción diferencial dependen de factores que incluyen la edad y la calidad del sustrato de concreto, los gradientes de temperatura y humedad, las condiciones del entorno (restricciones), la magnitud de las tensiones inducidas y la capacidad de deformación del material de reparación; y muchos de estos son parámetros variables en el tiempo. El significado principal de las deformaciones causadas por cambios en el contenido de humedad en los materiales cementicios es si su aparición conduciría al agrietamiento. Aquí, la magnitud de la deformación por contracción restringida es la más dominante, pero no es la única que gobierna la sensibilidad al agrietamiento. Las otras propiedades relevantes del material son:

- Resistencia a la tensión: el riesgo de agrietamiento disminuye a medida que aumenta este parámetro;
- Módulo de elasticidad (ME): la fuerza de tensión elástica inducida por una deformación de contracción determinada disminuye a medida que este parámetro disminuye; y
- Fluencia: la relajación de la tensión aumenta y la fuerza de tensión inducida por la contracción disminuye a medida que aumenta este parámetro.

Si bien puede parecer que diseñar el material de reparación para que tenga una mayor resistencia a la tensión es una solución sencilla al agrietamiento, los

materiales a base de cemento son inherentemente frágiles y exhiben características de falla repentina cuando se alcanza la tensión máxima.

El ME influye significativamente en la tolerancia de un material a la contracción restringida sin agrietarse. Los factores que afectan el ME de un material a base de cemento están relacionados con la resistencia a la compresión y la densidad. Así, los factores que afectan la resistencia, como la relación agua-materiales cementantes ( $a/mc$ ); tipo, tamaño y clasificación de agregados; condiciones de curado; y la edad, a menudo influyen de manera similar en el ME. En la Figura 3 se presenta una descripción general de los diversos parámetros que influyen en el ME de los materiales a base de cemento. La reducción del ME de un material de reparación puede conducir a una menor acumulación de tensión debido a la contracción restringida por secado y/ o deformaciones térmicas en la interfaz entre el material de reparación y el sustrato de concreto existente siempre que los cambios de volumen general no se amplifiquen tanto.

La fluencia reduce las tensiones de tracción de la contracción restringida por secado y, por lo tanto, reduce el agrietamiento en el material de reparación. Por lo tanto, es deseable materiales con alta fluencia, particularmente durante la edad temprana. El material con alta fluencia temprana típicamente tendrá una resistencia a la compresión relativamente menor y un desarrollo de resistencia más lento. Por el contrario, los materiales con un desarrollo de resistencia inicial alto o muy alto exhibirán un comportamiento de fluencia bajo y, por lo tanto, tendrán un mayor riesgo de agrietamiento. La mayor complejidad en el diseño práctico de mezclas con mayor fluencia se puede atribuir a la correlación significativa entre fluencia y retracción por secado. Los mismos factores que ayudan a lograr una mayor fluencia también conducen en varios casos a una mayor contracción por secado. Desafortunadamente, la mayor tensión inducida por la contracción por secado puede, en algunos casos, contrarrestar con creces las ventajas de la relajación de la tensión conseguida mediante una mayor fluencia.

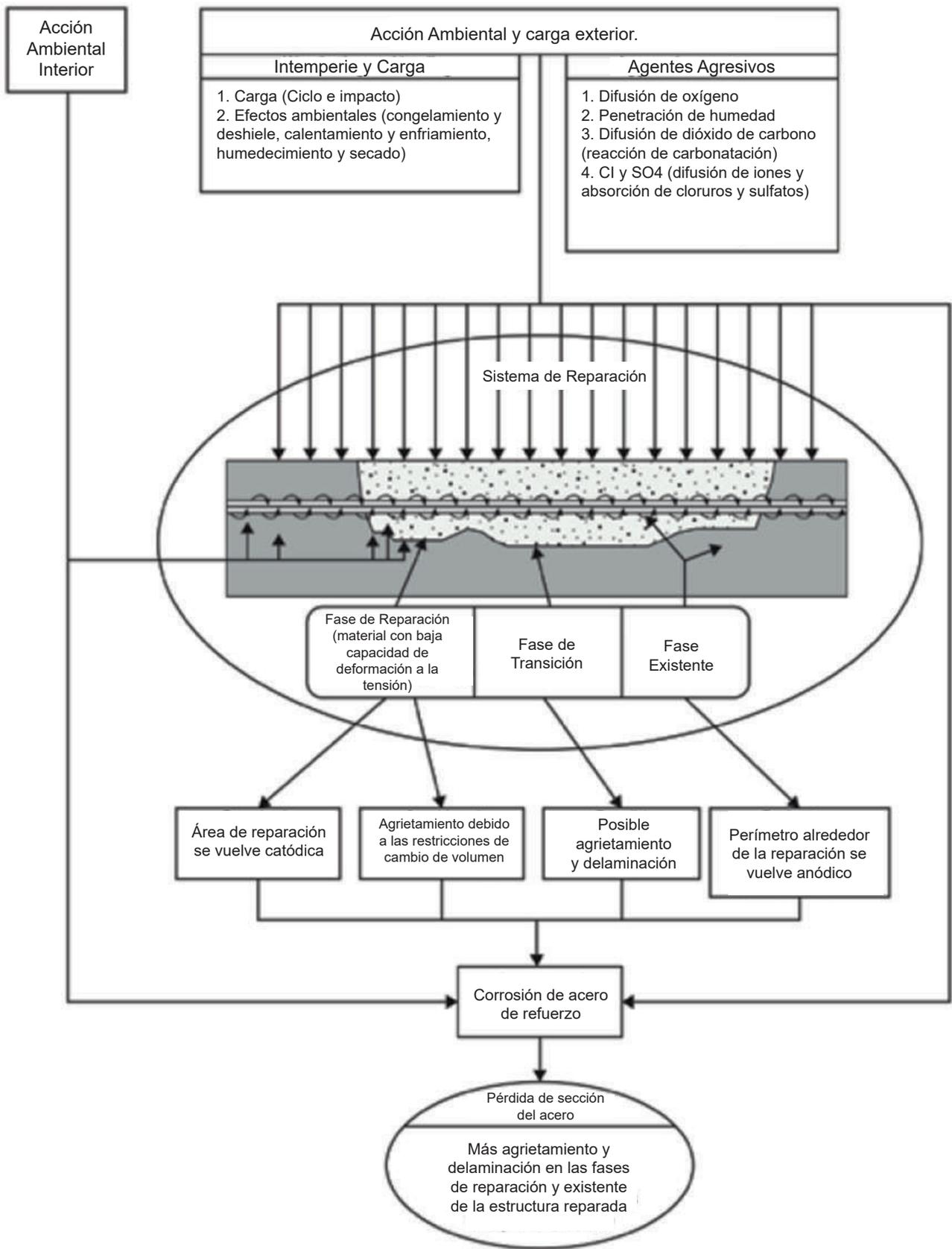


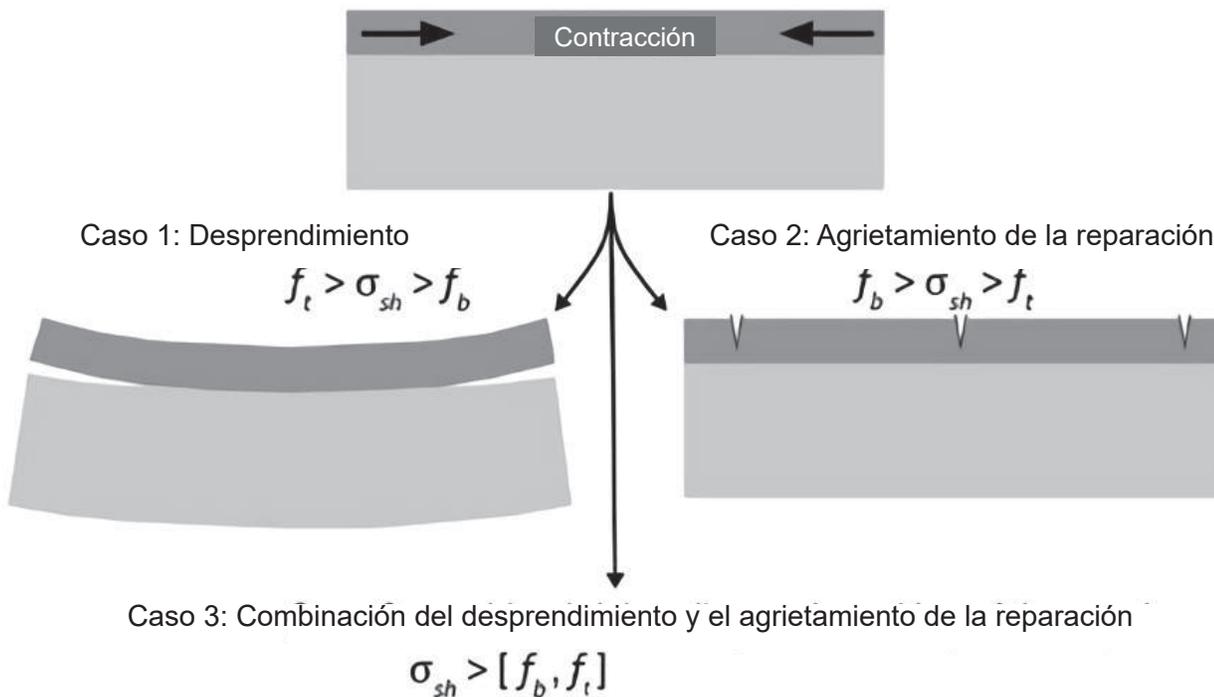
Fig.1: Modelo de falla de reparación causada por agrietamiento<sup>3</sup>

## Durabilidad del material de reparación.

Durante las últimas tres décadas, se ha logrado un progreso sustancial en la mejora de la calidad y versatilidad de los materiales de reparación de concreto. La durabilidad se ha mejorado mediante el uso de aditivos plastificantes, materiales complementarios, agentes inclusores de aire e inhibidores de corrosión.

A menudo se percibe que una microestructura densificada es uno de los medios más efectivos para mejorar la durabilidad, ya que una microestructura densa generalmente conduce a una mayor resistencia mecánica y una menor permeabilidad, y una menor difusividad del material. Esta percepción ha llevado al desarrollo de un puñado de materiales de reparación

sofisticados y costosos de alta resistencia con baja permeabilidad a granel. Sin embargo, muchos de estos materiales son propensos a agrietarse a edad temprana, debido a cambios significativos de volumen, alto módulo elástico, baja deformación por fluencia y un comportamiento más frágil en general.<sup>6</sup> Muy pocas soluciones se han enfocado a la naturaleza frágil de los materiales a base de cemento, lo que los hace intrínsecamente sensibles a los cambios de volumen restringidos. El objetivo principal del proyecto descrito en este artículo fue desarrollar un material de reparación a base de cemento con una fragilidad reducida y una resistencia mejorada al agrietamiento. Un objetivo complementario era hacer que este material fuera más respetuoso con el medio ambiente.



$f_t$  = resistencia a tensión del material de reparación  
 $f_b$  = resistencia de adherencia a la tensión entre el material de reparación y el sustrato  
 $\sigma_{sh}$  = fuerza inducida de contracción

Fig.2: Mecanismos de daño en sistemas de reparación de concreto (adaptado de Luković et al.<sup>4</sup>)

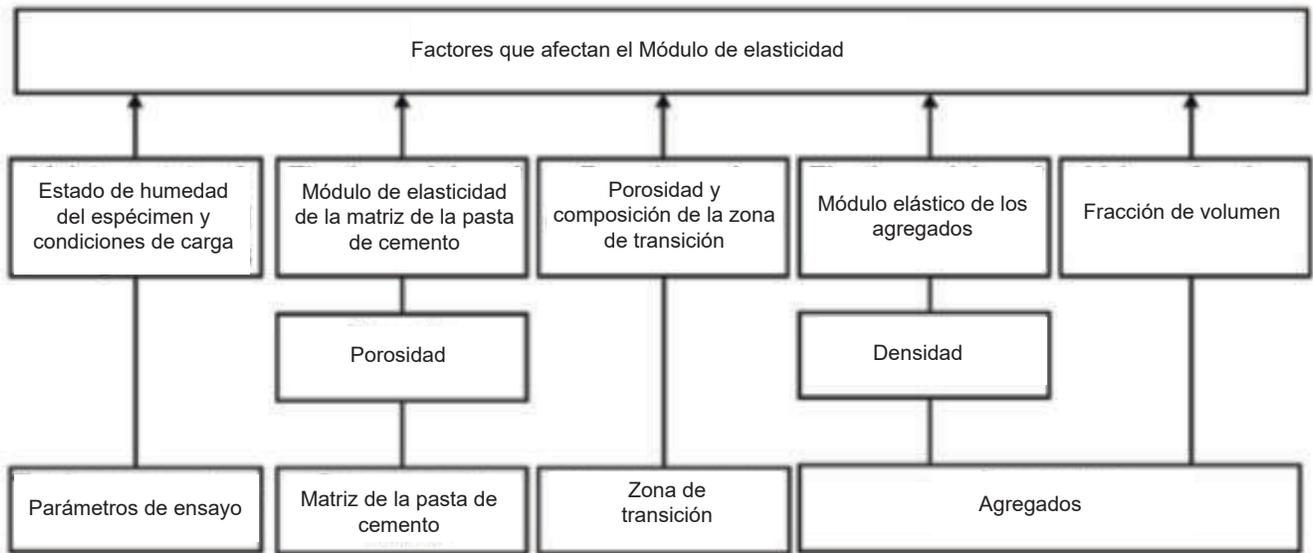


Fig.3: Resumen de los parámetros que influyen en el ME de los materiales a base de cemento<sup>5</sup>

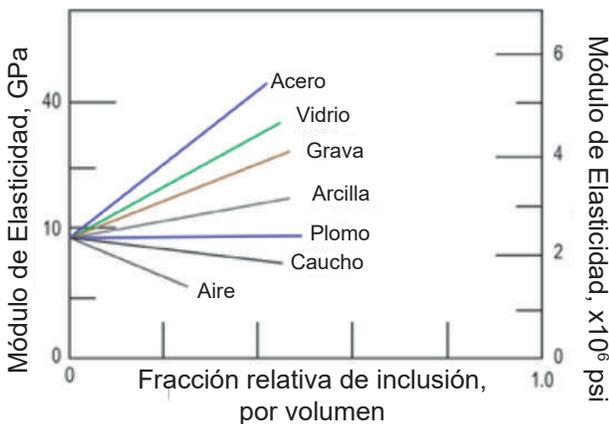


Fig.4: Efecto de varios materiales sobre el ME del concreto<sup>5</sup>

### Caucho (hule) de desecho reciclado.

Durante los últimos 30 años, varios proyectos de investigación se han centrado en las propiedades y el rendimiento del concreto con caucho y otros compuestos de caucho en la matriz del cemento. El caucho obtenido de llantas de desecho y otras fuentes de caucho de desecho atrajo interés por su ductilidad natural, capacidad de absorción de energía y baja densidad. El caucho de desecho reciclado se divide generalmente en dos categorías de tamaño de partícula: caucho desconchado o en "chip" (partículas de 20 a 30 mm [3/4 a 1 1/4 pulg.]) Y caucho granulado (partículas de 3 a 10 mm [1/8 a 3/8 pulg.]). El caucho en "chip" se puede usar para reemplazar parte del agregado grueso, mientras que el granulado se puede usar como agregado fino.

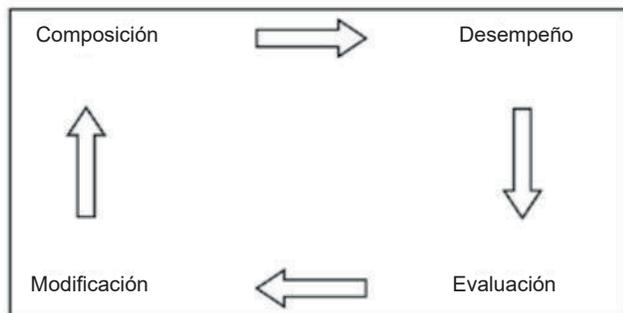


Fig.5: Enfoque de desarrollo de materiales<sup>5</sup>

Cuando se usa para reemplazar agregados en materiales a base de cemento, las partículas de caucho inducen variaciones significativas en las propiedades del material. Numerosos estudios demuestran que el reemplazo parcial de agregados con caucho afecta negativamente las propiedades de resistencia de los compuestos a base de cemento de manera proporcional a la tasa de reemplazo.<sup>7</sup> El reemplazo parcial de agregados también reduce el ME (Fig. 4).

Utilizando un anillo de acero instrumentado para realizar pruebas de contracción restringida, Kiang y Jiang<sup>8</sup> encontraron que la adición de partículas de caucho conduce a reducciones tanto en la resistencia a la tensión como en la contracción de las muestras de pasta y mortero. Observaron que cuando la fracción de caucho es menor al 20% en volumen de mortero, la reducción de la contracción es mayor que la de la resistencia a la tensión, por lo que se retarda el tiempo de agrietamiento.

Aunque hasta ahora se han realizado muchas investigaciones sobre el uso de caucho reciclado en compuestos cementicios, todavía no se ha informado de ningún estudio sobre dichos materiales destinados específicamente a reparaciones de concreto. Debido a la capacidad del caucho para soportar grandes deformaciones por tensión, las partículas actúan en los sistemas a base de cemento como resortes en miniatura distribuidos por toda la matriz del material, deteniendo de manera muy efectiva el desarrollo de microfisuras. A macroescala, esto da como resultado una mayor ductilidad y una sensibilidad significativamente reducida al agrietamiento por contracción restringida.

Un inconveniente importante de los compuestos a base de cemento con caucho es la resistencia a la compresión reducida. Hay muchas razones para una menor resistencia de estos materiales:

- Baja rigidez de las partículas de caucho. Bajo una determinada tensión, las partículas generan tensiones muy bajas y los otros componentes de la matriz deben soportar la mayor parte de la carga, un efecto que Eldin y Senouci<sup>9</sup> han denominado "reducción de la superficie efectiva del hormigón".
- Débil adherencia de partículas de caucho y pasta de cemento. El carácter hidrófobo del caucho da como resultado la formación de una zona de transición interfacial (ITZ)<sup>10</sup> de pasta débil de agregado de caucho;
- Atrapamiento de aire. El carácter hidrófobo de las partículas de caucho provoca que el aire quede atrapado durante el mezclado, lo que se sabe afecta directamente a la resistencia a la compresión<sup>11</sup>.
- Reducción del contenido de arena en la matriz.

Los agregados finos juegan un papel importante en la resistencia del material,<sup>12</sup> y el reemplazo de una fracción de la arena por caucho desmenuzado da como resultado una matriz debilitada.

- Cantidades excesivas de partículas de caucho. Una alta concentración de caucho en la mezcla conduce a un aumento de los contactos de caucho a caucho dentro de la matriz. Estos pueden soportar muy poca tensión, agravando aún más la "reducción de la superficie efectiva del concreto".

## ME – Módulo de Elasticidad.

El ME es una propiedad clave de los materiales de reparación cementicios porque afecta la capacidad de resistir tanto el agrietamiento inducido por contracción restringida como por el desprendimiento del sustrato. El ME está estrechamente relacionado con la rigidez del agregado en la mezcla. El módulo de elasticidad de los agregados minerales utilizados en el concreto es típicamente del orden de  $7.25 \times 10^6$  psi (50 GPa) mientras que el del caucho es inferior a 1450 psi (0.01 GPa) por lo que el ME de los materiales con caucho a base de cemento es inevitablemente menor que el de los materiales cementicios ordinarios.

Desde el punto de vista del desarrollo de mezclas resistentes al agrietamiento, las modificaciones favorables con respecto al ME ofrecen una tarea bastante compleja. Por un lado, el uso de agregados de módulo bajo, el aumento del contenido de pasta y el uso de material de menor resistencia reducen el ME y, como tal, reducen los esfuerzos de contracción restringida. Por otro lado, estos mismos factores generalmente aumentan la contracción.

## Material de reparación resistente a las grietas.

Los esfuerzos de investigación y desarrollo informados en este documento tenían como objetivo desarrollar un material a base de cemento resistente a las grietas para reparaciones estructurales y de protección. Los objetivos eran cumplir con los requisitos de desempeño de ACI 546.3R-14<sup>13</sup> y satisfacer los requisitos medioambientales y económicos.

El material de reparación se desarrolló utilizando el enfoque general que se muestra en la Fig. 5. Los parámetros de guía en el proceso de diseño incluyeron:

- Características mecánicas para la resistencia al agrietamiento:
  - o Resistencia a la compresión moderada a 28 días de 4000 psi (27.6 MPa),
  - o Resistencia temprana baja a moderada,
  - o ME temprano bajo; y
- Composición respetuosa con el medio ambiente:
  - o Cemento tipo II,
  - o Puzolana (cenizas volantes),
  - o Baja cantidad de humo de sílice y
  - o Agregado de caucho reciclado de bajo módulo.

El desarrollo de un material de reparación de acuerdo con estos parámetros tenía la intención de equilibrar las necesidades de desempeño de reparación y las consideraciones ambientales. La primera categoría de requisitos se relaciona con las propiedades de ingeniería del material de reparación. Estos se refieren principalmente a las características finales del estado endurecido, como la resistencia, la permeabilidad y las propiedades que gobiernan la sensibilidad al agrietamiento: contracción por secado, resistencia a la tensión y ME. Además, las propiedades en estado fresco como la trabajabilidad, la vida útil, la reología y la capacidad de "mojar" el sustrato son consideraciones primarias en la formulación de los materiales de reparación. Además, es importante evaluar cómo las propiedades del material se ven afectadas por las variaciones en la temperatura ambiente y la humedad durante la colocación, el curado y el servicio.

### Experimentos de laboratorio.

Investigaciones anteriores han demostrado que es un desafío producir una mezcla homogénea con una distribución uniforme del caucho. Trabajos anteriores también han demostrado que una reducción potencialmente significativa de la resistencia limita el contenido de caucho que se puede lograr en la práctica. Por lo tanto, se realizaron pruebas de detección para

estimar el contenido máximo de caucho prácticamente alcanzable. Los requisitos básicos establecidos al comienzo del proceso de diseño fueron un valor  $a/mc$  de 0.40 y una resistencia a la compresión de 28 días de 4000 psi (28 MPa). Las mezclas desarrolladas para las pruebas se prepararon con cemento ASTM Tipo II, cenizas volantes clase C, humo de sílice, agregados minerales finos y gruesos, agregados finos de caucho granulado, un aditivo reductor de agua de alto rango (ASTM C494/C494M Tipo F), un agente antiespumante y agua. Los agregados minerales cumplieron con los requisitos de ASTM C33/C33M, "Especificación estándar para agregados de concreto". El agregado grueso era una grava de granito de 3/8 de pulgada y/o con un peso específico de 2.48 y una absorción de 1.93%. Los agregados gruesos usados en las pruebas estaban secos. El peso específico del agregado fino fue de 2.65 y la absorción fue de 1.01%. El caucho granulado se utilizó como reemplazo de agregado fino, con una cantidad que variaba de 0 a 30% por volumen de arena. El caucho granulado estaba limpio, sin cordones (cuerdas de acero). Tenía un peso específico de 1.2 y la adsorción era insignificamente baja. El tamaño de partícula varió de 1/32 a 1/8 de pulgada (0,75 a 3,5 mm).

La dosificación de la mezcla se realizó de acuerdo con el método de volumen absoluto según ACI 546.3R-14. Se realizaron una serie de pruebas preliminares "prueba y error". Se produjeron lotes con diversas proporciones de componentes, todos con relaciones  $a/mc = 0.40$ . Las mezclas se optimizaron para satisfacer los parámetros de guía discutidos anteriormente y para obtener una trabajabilidad adecuada, un sangrado mínimo y la ausencia de segregación del caucho. Los resultados de las pruebas de referencia revelaron que, para cumplir con los requisitos de resistencia ordinarios, las tasas de reemplazo de caucho difícilmente podrían exceder el 20%. Desde el punto de vista de la extensibilidad y la resistencia al agrietamiento, podría haber sido deseable una mayor fracción de sustitución de las partículas de caucho, pero la cantidad de caucho estaba limitada por los requisitos prácticos de resistencia y otros requisitos de compatibilidad.

Posteriormente, se diseñaron cinco mezclas para que

tuvieran sensibilidad al agrietamiento y permeabilidad al ion cloruro. Con base en los resultados de las pruebas preliminares y considerando la información de investigaciones anteriores, se seleccionó una tasa de sustitución de caucho nominal del 20% por volumen de arena para una mayor optimización y ajuste para cumplir con los objetivos del proyecto. Para compensar la reducción de la resistencia a la compresión resultante de la presencia de partículas de caucho y al mismo tiempo para proporcionar mejoras en la microestructura del material, se añadió humo de sílice a las mezclas candidatas. El humo de sílice también se utilizó para proporcionar una pasta relativamente cohesiva, con los beneficios adicionales de:

- Mejora de la adherencia entre el agregado de caucho y la matriz cementicia. Se sabe que la adherencia entre la pasta de cemento y las partículas de agregados aumenta con la consistencia de la pasta; y
- Prevenir la segregación. La baja gravedad específica de las partículas de caucho en relación con la arena reemplazada (1.2 en comparación de 2.48) hace que los agregados de caucho sean muy sensibles a la segregación gravitacional.

Se añadió un agente antiespumante para minimizar la cantidad de aire atrapado provocado por la adición de agregado de caucho a la mezcla. Para cada mezcla, se hicieron varios ajustes variando la dosis en cenizas volantes, humo de sílice, aditivo reductor de agua y, en última instancia, caucho para cumplir con los requisitos de resistencia a la compresión mientras se logra la trabajabilidad deseada (revenimiento de 6 pulgadas [150 mm]), previniendo la segregación del caucho y el sangrado excesivo, y minimizando el contenido de aire atrapado.

Las mezclas optimizadas terminaron con un 17% de sustitución de caucho por arena por volumen. Todas tenían una distribución satisfactoria de partículas de caucho.

## Ensayos.

Las muestras se ensayaron a compresión de acuerdo con ASTM C39/C39M, "Método de prueba estándar para resistencia a la compresión de muestras cilíndricas de concreto", a los 28 días de edad. La resistencia al agrietamiento se probó de acuerdo con ASTM C1581/C1581M, "Método de prueba estándar para determinar la edad al agrietamiento y las características de resistencia a la tensión inducida del mortero y el concreto bajo contracción restringida", y las muestras de anillo se monitorean diariamente para detectar evidencia de agrietamiento. Los resultados de la prueba se resumen en la Tabla 1.

Sobre la base de estos resultados, se seleccionaron dos mezclas, C5-5 y C5-7, para una caracterización más completa. Se utilizaron varios métodos de prueba estándar y un método de prueba no estándar. Además de las dos pruebas realizadas en la ronda anterior de ensayos, las mezclas seleccionadas se probaron para determinar la resistencia a la tensión por compresión diametral (ASTM C496/C496M, "Método de prueba estándar para la resistencia a la tensión por compresión diametral de cilindros de concreto"), ME (ASTM C469/C469M, "Método de prueba estándar para el módulo de elasticidad estático y la relación de Poisson en concreto a compresión"), cambio de longitud o contracción libre (ASTM C157/C157M modificada, "Método de prueba estándar para el cambio de longitud de mortero y concreto de cemento hidráulico endurecido"), y permeabilidad al cloruro (ASTM C1202, "Método de prueba estándar para la indicación eléctrica de la capacidad del concreto para resistir la penetración de iones de cloruro"). La prueba del "Bloque Baenziger", un procedimiento no estándar, también se llevó a cabo para evaluar el desempeño de los dos materiales con respecto al agrietamiento inducido por contracción en una situación de disposición de reparación representativa. Los resultados de la segunda serie de pruebas se resumen en la Tabla 2.

Los resultados de las pruebas realizadas en las mezclas C5-5 y C5-7 demostraron que ambas mezclas cumplían los criterios establecidos. Sin embargo, según

los resultados de la prueba de anillo (ASTM C1581/ C1581M) y las consideraciones de construcción "más amigables", la mezcla C5-5 se seleccionó como una

mezcla prototipo para una aplicación de reparación experimental adicional en condiciones de campo controladas.

**Tabla 1:**  
**Resultados de las pruebas de resistencia a la compresión y al agrietamiento**

Identificación de la mezcla	Resistencia a la compresión por ASTM C39/C39M, psi (MPa)		Resistencia al agrietamiento por ASTM C1581/C1581M
	7 días	28 días	
C5-1	3660 (25)	4540 (31)	Grieta a 21 días
C5-3	2540 (18)	3740 (26)	Grieta a 32 días
C5-4	2689 (18)	3880 (27)	> 90 días
C5-5	3589 (25)	4680 (32)	>104 días
C5-7	4010 (28)	4760 (33)	> 55 días

**Tabla 2:**  
**Caracterización adicional de las mezclas C5-5 y C5-7**

Propiedad/Ensayo	Edad, días	C5-5	C5-7
Tensión por compresión diametral, psi (MPa)	7	447 (3.1)	397 (2.7)
	28	399 (2.8)	365 (2.5)
ME. psi (GPa)	7	2.63 x 10 <sup>6</sup> (18.1)	2.46 x 10 <sup>6</sup> (17.0)
	28	3.03 x 10 <sup>6</sup> (20.9)	3.05 x 10 <sup>6</sup> (21.0)
Cambio de longitud, x10 <sup>-6</sup>	7	40	40
	28	410	370
Permeabilidad rápida al ion cloruro, coulomb	28	1976 (baja permeabilidad)	1583 (baja permeabilidad)
Block Baenziger	90	No agrietamiento	No agrietamiento

### Experimentos en campo

Se llevaron a cabo reparaciones experimentales en campo en estructuras de concreto de la Marina de los Estados Unidos de América seleccionadas por funcionarios del Comando de Sistemas de Ingeniería de Instalaciones Navales, Port Hueneme, CA, E.U.A. Los experimentos consistieron en una reparación

vertical y una reparación horizontal aplicada con llana. El programa de pruebas de campo incluyó mezclar, colocar, curar y monitorear la reparación. Además, se llevaron a cabo pruebas de resistencia a la tensión en el lugar y se realizaron exámenes petrográficos en muestras de núcleos extraídas de las reparaciones antiguas. El material de reparación fue fabricado y empaquetado de acuerdo con ASTM C387/

C387M, "Especificación estándar para materiales empaquetados, secos y combinados para concreto y mortero de alta resistencia", por un fabricante de productos de reparación convencionales.

La reparación horizontal se ubicó en una losa de un muelle (Fig. 6 (a)), y la reparación vertical se ubicó en una losa que se giró a la vertical (Fig. 6 (b)). Las dimensiones de la reparación se eligieron para que fueran representativas de las proporciones geométricas y la relación superficie-volumen de las reparaciones superficiales típicas realizadas en las instalaciones navales. La cimbra para la reparación vertical se construyó con madera contrachapada de acuerdo con las disposiciones aplicables de ACI 347R-14,<sup>14</sup> e incluía dos rampas ("bocas de pájaro") en la parte superior para la colocación del concreto.

Las superficies de concreto preparadas de las cavidades se saturaron con agua durante 16 horas antes de las aplicaciones de reparación para producir condiciones de saturada superficialmente seca (SSS) en el momento de la colocación del material de reparación. Después de mezclar, el material de reparación se colocó en reparaciones horizontales usando una pala y en reparaciones verticales directamente desde baldes. Para ambos tipos de reparación, el material de reparación se consolidó utilizando un vibrador interno. La cimbra para la reparación vertical también se vibró con un vibrador externo. Las condiciones climáticas en el momento de la colocación fueron favorables a la contracción plástica con pleno sol, ráfagas de viento de hasta 21 mph (35 km/h) y una humedad relativa del 50%. Inmediatamente después del acabado, las reparaciones horizontales se cubrieron con tela de yute húmeda y plástico, y se curaron en húmedo durante 72 horas. Para las reparaciones verticales se realizó el curado con la cimbra durante una semana, rociando agua desde arriba dos veces durante las primeras 48 horas. Las reparaciones se controlaron para detectar grietas durante 10 meses y se hicieron sonar con un martillo para detectar huecos y delaminaciones. Durante el período de monitoreo, no se observaron grietas en ninguna de las reparaciones y el sondeo no reveló ningún vacío ni delaminación.

Utilizando los resultados del programa de pruebas, se desarrolló una hoja de datos de materiales completa basada en el protocolo establecido en ACI 364.3R-0915 (que se muestra en la Tabla 3).



**Fig.6:** Áreas de reparación seleccionadas para experimentos en campo en las instalaciones de la Marina de los Estados Unidos de América en Port Hueneme, CA, E.U.A.: (a) horizontal, en el muelle, 1840 x 490 mm (73,5 x 19,5 pulg.) y 75 mm (3 pulg.) de profundidad; y (b) vertical, en una losa existente instalada en posición vertical junto al muelle seleccionado, 48 x 36 pulg.(1200 x 900 mm) y 3,5 pulg. (88 mm) de profundidad<sup>5</sup>

**Tabla 3:**  
**Hoja de datos del material prototipo según ACI 364.3R-09<sup>15</sup>**

Propiedad	Estándar	Dato		
<b>Características físicas:</b>				
Densidad (después de la inmersión)	ASTM C642	2.25		
Absorción (después de la inmersión), %	ASTM C642	7.2		
Aire (espacios de poros permeables), %.	ASTM C642	15.6		
<b>Resistencia mecánica y comportamiento:</b>				
		1 día	7 días	28 días
Resistencia a compresión, psi (MPa)	ASTM C39/C39M	1525(10.5)	3427(23.6)	5574(38.4)
Resistencia a tensión, psi (MPa)	ASTM C78/C78M	382 (2.63)	516(3.56)	662 (4.56)
Resistencia a la tensión diametral, psi (MPa)	ASTM C496/496M	182(1.25)	299 (2.06)	463 (3.19)
Resistencia a la tensión directa, psi (MPa)	CRD-C164	-	293(2.02)	420 (2.90)
Resistencia de adherencia corto plazo, psi (MPa)	ICRI No. 210.3 (antes 03739)	110 (0.76)	232 (1.60)	399 (2.75)
<b>Propiedades de cambio de volumen y comportamiento:</b>				
Módulo de elasticidad, x10 <sup>6</sup> psi (GPa)	ASTM C469/C469M	1.96 (13.5)	2.64 (18.2)	3.07 (21.2)
Fatiga a compresión (28 días), x10 <sup>9</sup> /psi (MPa)	ASTM C512/C512M	0.329 (47.7)		
Coefficiente de expansión térmica, x10 <sup>6</sup> /°F(°C)	CRD-C39	5.70 (10.3)		
Cambio de longitud (28 días), 10 <sup>-6</sup>	ASTM C157/C157M	470		
Resistencia al agrietamiento (tiempo para agrietarse), días	ASTM C1581/C1581M	>32		
<b>Durabilidad:</b>				
Resistencia al congelamiento y deshiele	ASTM C666/C666M, Procedimiento A	Ciclos	DF, %	Exp., %
		125	<60	0.21
Resistencia al descascaramiento, lb/ft <sup>2</sup> (kg/m <sup>2</sup> )	ASTM C672/C672M	0.0091 (0.044), escala visual: 0 a 1		
Permeabilidad rápida al ion cloruro, coulomb	ASTM C1202	1218		
Estancamiento de ion cloruro (3 meses), % peso	ASTM C1543	Profundidad, pulg. (mm)		CO <sub>2</sub> , %
		0.4 a 0.8 (10 a 20)		0.056
		1.0 a 1.4 (25 a 35)		0.020
		1.6 a 2.0 (40 a 50)		0.012
		2.2 a 2.6 (55 a 65)		0.012
Resistencia a sulfatos (expansión a 6 meses), %	ASTM C1012/C1012M	0.048		

## Aplicaciones en campo.

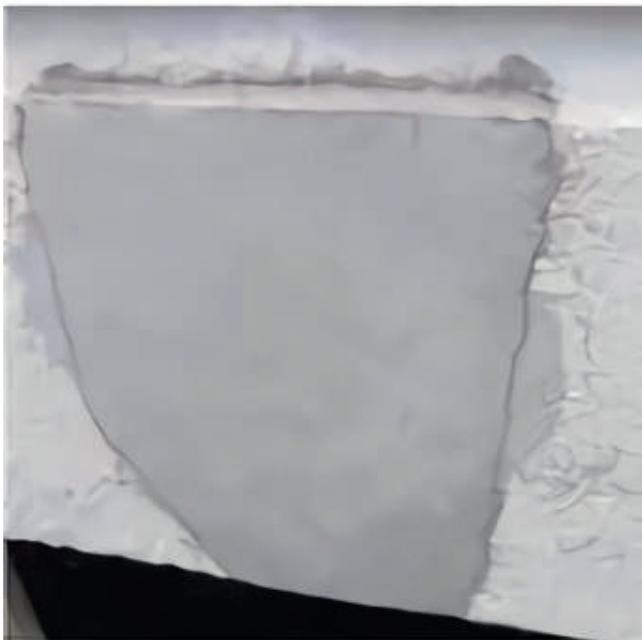
El rendimiento del material de reparación se está evaluando en varios proyectos de rehabilitación de concreto. Dos de estos proyectos se describen en este documento para proporcionar ejemplos de aplicaciones típicas en las que las características del material de reparación pueden aprovecharse de forma ventajosa. Un proyecto es la reparación de una losa de estacionamiento deteriorada en Utica, NY, E.U.A., Completada en 2016. El material de reparación a base de caucho se seleccionó por su menor sensibilidad al agrietamiento por contracción. El trabajo involucró reparaciones de parches y luego volver a sellar las áreas expuestas. Como se muestra en la Fig. 7, los parches tenían geometrías algo inusuales. Las reparaciones también fueron poco profundas en algunas áreas, y el refuerzo expuesto generalmente no fue socavado. Aun así, no se ha observado desprendimiento, agrietamiento o contracción de la línea de adherencia después de 4 años de servicio.

El segundo estudio de caso es la restauración de un edificio de oficinas de 500 pies (152 m) de altura y 40 pisos en Filadelfia, Pensilvania, E.U.A. en 2016. El edificio fue construido en 1974 y es el edificio de concreto reforzado más alto de la ciudad. El material a base de caucho se eligió para la aplicación horizontal, incluidas las reparaciones largas de forma y lugar en los parapetos, así como la aplicación vertical. Además de la baja sensibilidad al agrietamiento, los otros parámetros principales que influyeron en la selección del material por parte del especificador fueron la resistencia a la compresión, que tenía que coincidir con la del concreto base, y la flexibilidad para usar un solo producto en parches pequeños aplicados manualmente (Fig. 8) y aplicaciones más grandes de forma y lugar. Una vez que se completaron y curaron las reparaciones, la estructura se pintó con un revestimiento elastomérico. Tanto en los parches verticales como en los elementos formados, el material se aplicó con éxito y se desempeñó de manera bastante satisfactoria, sin que se haya reportado agrietamiento hasta el día de hoy.

Por lo tanto, el desempeño en campo del material es bastante prometedor, especialmente considerando las severas condiciones de exposición experimentadas en ambos estudios de caso. Muchos otros proyectos se encuentran en etapa de planificación.



Fig.7: Una losa de estacionamiento en Utica, NY, E.U.A. reparada con el material de reparación modificado con caucho, después de 4 años en servicio



**Fig. 8:** Restauración de un edificio de concreto reforzado de 40 pisos en Filadelfia, PA, E.U.A. en 2016. Las áreas descascarado se repararon con un material de reparación modificado con caucho. Las reparaciones debían cubrirse posteriormente con una capa de polímero.

## Resumen.

Las fallas observadas en estructuras de concreto reparadas a menudo corresponden a uno de los dos modos siguientes: agrietamiento en la capa de material de reparación y/o delaminación en la interfaz debido a tensiones inducidas por contracción diferencial entre la reparación y el sustrato de concreto, seguido en muchos casos por corrosión de acero de refuerzo, agrietamiento y delaminación más extensos y descascaramiento.

Se han tomado numerosas medidas a lo largo de los años para mejorar la durabilidad y la vida útil de las reparaciones de concreto, pero muy pocas se han centrado en una de las causas fundamentales del problema: la fragilidad inherente y la baja deformabilidad de los materiales cementicios. El enfoque adoptado en el desarrollo y la aplicación práctica del material de reparación descrito en este artículo se aparta del énfasis actual en los materiales de alta resistencia, alta densidad y baja permeabilidad a granel, y en cambio se enfoca a equilibrar la resistencia, la ductilidad y la compatibilidad con el sustrato de concreto existente. Este enfoque es deseable en el desarrollo de materiales cementicios para aplicaciones de reparación con un mantenimiento mínimo y una capacidad de servicio extendida entre los ciclos de reparación.

## Agradecimientos.

Maxim Morency, anteriormente ingeniero de investigación, CRIB Research Center en Laval University, Québec City, QC, Canadá, y Wayne Salisbury, Químico Senior, Conproco Corp., Somersworth, NH, E.U.A., hicieron importantes contribuciones técnicas durante el desarrollo del material de reparación en cuestión. Douglas F. Burke, anteriormente Especialista en Ingeniería de Concreto en el Centro de Servicios de Ingeniería de Instalaciones Navales, Port Hueneme, CA, E.U.A., y el equipo de reparación altamente calificado de Structural Technologies, Columbia, MD, E.U.A., hicieron contribuciones invaluable durante los experimentos en campo.

## Referencias.

1. Matthews, S.L., "CONREPNET: Performance-Based Approach to the Remediation of Reinforced Concrete Structures: Achieving Durable Repaired Concrete Structures," *Journal of Building Appraisal*, V. 3, No. 1, May 2007, pp. 6-20.
2. Valenta, O., "Durability of Concrete," *Proceedings of the Fifth International Symposium on the Chemistry of Cements*, V. 3, Tokyo, Japan, 1968, pp. 193-225.
3. Vaysburd, A.M., and Emmons, P.H., "Visible and Invisible Problems of Concrete Repair," *Indian Concrete Journal*, V. 75, No. 1, Jan. 2001, pp. 13-24.
4. Luković, M.; Ye, G.; and van Breugel, K., "Reliable Concrete Repair: A Critical Review," 14th International Conference: Structural Faults and Repair, Edinburgh, Scotland, UK, July 3-5, 2012, 12 pp.
5. Vaysburd, A.M.; Bissonnette, B.; and Brown, C.D., "Development of a Crack-Resistant Durable Concrete Repair Material for Navy Concrete Structures," SBIR No. N47408-03-P-6791, 2010, 235 pp.
6. Li, M., and Li, V.C., "Influence of Material Ductility on Performance of Concrete Repair," *ACI Materials Journal*, V. 106, No. 5, Sept.-Oct. 2009, pp. 419-428.
7. Tian, S.; Zhang, T.; and Li, Y., "Research on Modifier and Modified Process for Rubber-Particle Used in Rubberized Concrete for Road," *Advanced Materials Research*, V. 243-249, May 2011, pp. 4125-4130.
8. Kiang, J., and Jiang, Y., "Improvement of Cracking-Resistance and Flexural Behavior of Cement-Based Materials by Addition of Rubber Particles," *Journal of Wuhan University of Technology—Materials Science Edition*, V. 23, No. 4, Aug. 2008, pp. 579-583.
9. Eldin, N.N., and Senouci, A.B., "Rubber-Tire Particles as Concrete Aggregate," *Journal of Materials in Civil Engineering*, V. 5, No. 4, Nov. 1993, pp. 478-496.
10. Li, Y.R.; Zhu, H.; and Liu C.S., "Experimental and Economic Analysis of Airport Crumb Rubber Concrete (CRC) Pavement," *Advanced Material Research*, V. 250-253, May 2011, pp. 605-608.
11. Mehta, P.K., and Monteiro, P.J.M., *Concrete: Microstructure, Properties, and Materials*, third edition, McGraw-Hill Education, New York, NY, 2006, 659 pp.
12. Neville, A.M., and Brooks, J.J., *Concrete*

Technology, second edition, Prentice Hall, London, UK, 2010, 442 pp.

13. ACI Committee 546, "Guide to Materials Selection for Concrete Repair (ACI 546.3R-14)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2014, 72 pp.
14. ACI Committee 347, "Guide to Formwork for Concrete (ACI 347R-14)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2014, 36 pp.
15. ACI Committee 364, "Guide for Cementitious Repair Material Data Sheet (ACI 364.3R-09)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2009, 12 pp.

Nota: Puede encontrar información adicional sobre las normas ASTM discutidas en este artículo en [www.astm.org](http://www.astm.org). CRD-C39, "Método de prueba para el coeficiente de expansión térmica lineal del concreto" y CRD-C164, "Método de prueba estándar para resistencia a la tensión directa de cilindros de concreto de muestras de mortero", están disponibles en [www.wbdg.org/ffc/army-coe/](http://www.wbdg.org/ffc/army-coe/) estándares. La Guía técnica de ICRI No. 210.3 (anteriormente 03739), "Guía para el uso de pruebas de tensión in situ para evaluar la adherencia de materiales de superficies de concreto", está disponible en [www.icri.org](http://www.icri.org).

Seleccionado para el interés del lector por los editores.



**Alexander M. Vaysburd** es director de Vaycon Consulting, West Palm Beach, FL, E.U.A.. Es miembro de los Comités ACI 213, Agregado Ligero y Concreto; 364, Rehabilitación; y 365, Predicción de la vida útil. Fue galardonado EN EL AÑO 2000 con el premio ACI Cedric Willson Lightweight Aggregate Concrete y la medalla ACI Wason en 1996 al papel con más merito por sus importantes contribuciones a la industria del concreto. Recibió su doctorado en ZNEEP Selstroi, Rusia.

**Benoit Bissonnette** FACI, es profesor en el Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad Laval, Quebec, QC, Canadá, y miembro del Centro de Investigación sobre Infraestructura de Concreto (CRIB). Es presidente del Comité ACI 364, Rehabilitación, y miembro del Comité ACI 223, Concreto de contracción compensada, y TAC del Comité de reparación y rehabilitación. Es coautor del libro *Concrete Surface Engineering* (2015). Recibió su doctorado de la Universidad Laval y es ingeniero profesional licenciado en Québec.





**Christopher D. Brown** es miembro del ACI y es director ejecutivo de Conproco Corp., Somersworth, NH, E.U.A. És ex miembro de la Junta del Instituto de Selladores, Impermeabilización y Restauración (SWR) y ha sido coautor de numerosos artículos sobre las expectativas de desempeño y los métodos para evaluar los materiales de reparación de concreto. Ha dirigido el esfuerzo de Conproco para desarrollar materiales duraderos para la reparación y restauración de estructuras de concreto y mampostería desde 1975. Es miembro del Comité 364 del ACI en Rehabilitación.

## La traducción de este artículo correspondió a la Sección México Sureste

*Desarrollo de un material de reparación de cemento modificado con caucho resistente a las grietas*



*Traductor: Mtro. Joseph Eli Mandujano Zavala*



*Revisor Técnico: M.I. Arturo Gaytán Covarrubias*

# ACI 350 Refuerzo para Temperatura y Contracción.

Requisitos de diseño e implicaciones en el rendimiento de impermeabilidad de un tanque.

Por John J. Roller

A lo largo de su historia, el código ACI 350 ha provisto requisitos mínimos para los diseños estructurales, selección de materiales, y construcción de estructuras de concreto para ingeniería ambiental. Los ingenieros generalmente presumen que las estructuras diseñadas y construidas bajo el código serán completamente impermeables. No obstante, aún con diseños en cumplimiento con el código, pueden ocurrir fallas de rendimiento como fisuras verticales más anchas de lo esperado, que pueden producir fugas en las paredes de los tanques. Generalmente, estas fisuras verticales en las paredes son resultado de restricción en el movimiento por temperatura y contracción (T&C). Usualmente estas fugas dejan a los clientes preguntándose el por qué, y dejan a los contratistas teniendo que aceptar responsabilidad de reparar filtraciones, que finalmente, fueron resultado de diseños que cumplían con los códigos, pero no por completo. Tras 50 años de historia del Comité ACI 350, Estructuras en Hormigón para Ingeniería Ambiental, los requisitos y recomendaciones relacionados al refuerzo mínimo para T&C para las paredes de tanques, han evolucionado a medida que los ingenieros desarrollan un mejor entendimiento del comportamiento estructural y sus restricciones. Este artículo resume recomendaciones históricas y nuevos requisitos del código ACI 350 relacionados al refuerzo mínimo para T&C, y hace señalamiento a la pregunta del por qué tantas estructuras de contención diseñadas bajo la ACI 350 han tenido fugas.

## Historia del Comité ACI 350.

El comité 350 de la ACI fue formado para destacar la necesidad de recomendaciones de diseño, selección de materiales y construcción relacionados a tanques, reservas, y otras estructuras utilizadas para la contención de agua potable y aguas residuales. El primer reporte del comité fue publicado en la edición de agosto del 1971 del ACI Journal Proceedings<sup>1</sup>, y posteriormente una edición revisada fue publicada en junio del 1977 del ACI Journal Proceedings<sup>2</sup>. Una versión actualizada del reporte del comité fue publicada como un documento propio en el 1983 con el título "Concrete Sanitary Engineering Structures (ACI 350R-83)"<sup>3</sup>. La versión del 1989 de este reporte fue titulada "Environmental Engineering Concrete Structures (ACI 350R-89)"<sup>4</sup>. En diciembre del 2001, el Comité ACI 350 emitió "Code Requirements for Environmental Engineering Concrete Structures (ACI 350-01) and Commentary (ACI 350R-01)"<sup>5</sup>. Este nuevo estándar fue escrito como un documento legal capaz de adoptarse como referencia para un código de edificación general u otra regulación que gobierne el diseño y construcción de estructuras ambientales. Previo a este año, el código ACI 350 solo ha sido revisado una vez (ACI 350-06)<sup>6</sup>.

## Evolución de Requisitos Mínimos para Refuerzo T&C de Paredes.

Las recomendaciones y requisitos de refuerzo mínimo para T&C escritos en los documentos del Comité ACI 350 siempre han sido de naturaleza preceptiva. Previo al 1983, los porcentajes mínimos recomendados para el refuerzo T&C eran basados en los espesores de las paredes. Desde entonces, reportes del comité ACI 350 expresaban recomendaciones mínimas basadas en la distancia entre juntas de movimiento. Al comienzo de las publicaciones del código ACI 350 en el 2001, se incluyó lenguaje que alertara a los diseñadores que quizás sería necesario incrementar la cantidad de refuerzo T&C sobre las cantidades mínimas en ocasiones en el que el movimiento se vea significativamente restringido. Sin embargo, no se proveyó una guía útil que definiera “restricción significativa”. Para empeorar la situación, el ACI 350-01 y ACI 350-06 citaba cantidades mínimas de refuerzo T&C para la condición en la que ninguna junta de movimiento fuese provista, dando la impresión a ciertos diseñadores que la restricción de paredes por elementos de fundaciones (sea restricciones de base) no fuesen consideradas significativas. Las cantidades mínimas de refuerzo T&C citadas en los reportes del 1983 y 1989 del comité y los códigos del 2001 y 2006 son presentadas gráficamente en la Fig. 1. Como se puede ver, las cantidades mínimas de refuerzo T&C se han mantenido de cierta manera consistentes desde el 1983, con un cambio notable en el 1989 siendo la introducción de la distinción entre el refuerzo de Grado 40 y Grado 60. Otros cambios dignos de notar están relacionados a los límites impuestos en el espaciamiento máximo de las juntas de movimiento. En el ACI 350R-83, las recomendaciones mínimas de refuerzo T&C son 0.6% del área gruesa de las paredes para las juntas de movimiento mayores de 50ft (15.2 m), independientemente el grado del acero. En el ACI 350R-89, la recomendación mínima para refuerzo T&C en las paredes con espaciamiento de juntas de movimiento mayores de 60 ft (18.3 m) puede ser 0.5% o 0.6% del área gruesa de las paredes para barras de Grado 60 o Grado 40, respectivamente. Las cantidades mínimas de refuerzo T&C requeridas por los códigos ACI 350-01 y el ACI 350-06 son comparables a esos

recomendados en el ACI 350R-89. No obstante, los códigos consideran que 40 ft (12.2 m) son el límite para el espaciamiento de juntas de movimiento en donde no se requiere refuerzo T&C adicional (ya sea, equivalente a la condición en que no se provea juntas de movimiento).

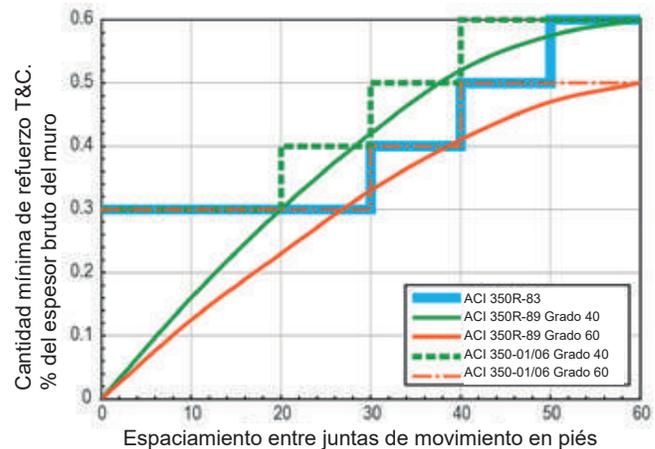


Fig.1: Refuerzo mínimo de T&C según ACI 350R-83,<sup>3</sup> ACI 350R-89,<sup>4</sup> y ACI 350-01<sup>5</sup> y ACI 350-06<sup>6</sup> (Nota: 1 pie = 0,30 m)

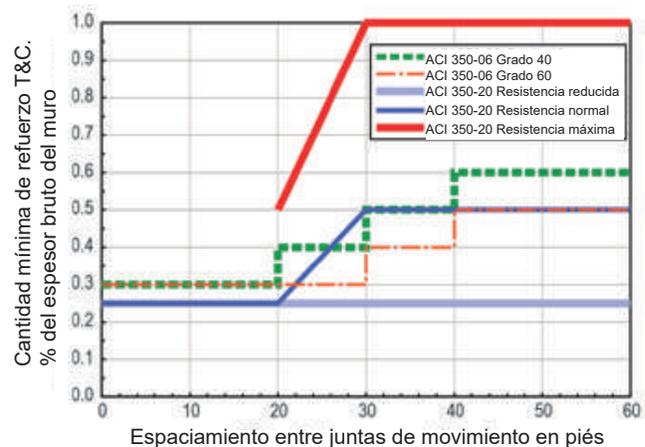


Fig.2: Refuerzo mínimo de T&C según ACI 350-06 y ACI 350-20<sup>7</sup> (Nota: 1 pie = 0,30 m)

## Nuevo Requisito de Refuerzo T&C para Paredes.

El Comité ACI 350 recientemente completó una nueva versión del código ACI 350: ACI 350-20<sup>7</sup>. Esta versión del código incorpora cambios significativos a las provisiones de refuerzo mínimo para T&C, particularmente para barras horizontales en paredes. Los refuerzos T&C mínimos requeridos ahora son categorizados a base de tres niveles de restricción: reducido, normal, y máximo. En las paredes, la categoría de restricción reducida

(Sección 12.13.2.2) está orientada solamente al refuerzo vertical o a situaciones en el que una medida efectiva de prevenir restricción sea provista y determinada por el profesional licenciado de diseño. La categoría de máxima restricción (Sección 12.13.2.4) es orientado a los refuerzos horizontales dentro de los primeros 6 ft (1.8 m) sobre una junta de construcción monolítica horizontal en paredes con longitud mayores de 20 ft (6.1 m) o en paredes con juntas de movimiento espaciadas a más de 20 ft (6.1 m).

Los requisitos nuevos de la ACI 350-20 para refuerzos T&C están trazados en la Fig. 2, junto a los requisitos especificados en previas ediciones del código (ACI 350-06). El trazado ilustra claramente que la cantidad mínima de refuerzo T&C horizontal por ACI 350-20 (Tabla 12.13.2.1) es doble a la cantidad requerida por la ACI 350-06 (Tabla 7.12.2.1) para la condición donde se use acero de Grado 60, y no se provea juntas de movimiento (juntas de movimiento espaciadas más de 40 ft).

Las condiciones de restricción normales requieren cantidades de refuerzo T&C horizontal mínimo comparables a esos citados en las versiones previas del código ACI 350. Las condiciones reducidas de restricción no serán aplicables al refuerzo T&C horizontal en las paredes si no se provee una manera efectiva de prevenir movimiento horizontal restringido. El nuevo requisito mínimo de refuerzo T&C en el ACI 350-20 no hace distinción entre el acero de Grado 40 y Grado 60, probablemente por el destacado uso del acero Grado 60.

Para la mayoría de las estructuras diseñadas de acuerdo con la nueva versión del código ACI 350, la cantidad de refuerzo horizontal en las paredes localizados dentro de 6 ft de la base de fundación necesitará que sea al menos 1% de la sección de la pared. Si la pared está siendo construida con múltiples juntas de construcción horizontales (como lo son comúnmente en paredes relativamente altas), el requisito de 1% también sería aplicable dentro de los 6ft sobre cada junta horizontal adicional. Los requisitos mínimos de refuerzo T&C para juntas horizontales de construcción sobre los 6 ft se basarían en condiciones normales de restricción.

El incremento significativo en la cantidad mínima requerida para refuerzo T&C horizontal dentro de los 6 ft de juntas horizontales de construcción es un resultado directo de investigaciones que demuestran los efectos de restricciones en paredes de base. Es común que las zapatas y otras bases de fundación en concreto sean construidas mucho antes que las paredes a las que soportan. Como consecuencia, al tiempo que las paredes son fundidas, las bases han experimentado casi toda su contracción por secado (movimiento por cambio en volumen relacionado a contracción). Además, el movimiento por cambio en expansión de volumen asociado con el aumento en temperatura, causado por la reacción de hidratación exotérmica del cemento, típicamente ha disminuido a gran medida. Luego de fundir, las paredes también exhibirán cambios en volumen de T&C. Sin embargo, los elementos de la base pondrán restricción significativa, muchas veces resultando en fisuras verticales similares a las que se muestran en la Fig. 3. Por lo tanto, es importante proveer suficiente refuerzo T&C en áreas donde exista restricción significativa para así mantener las fisuras dentro de un límite aceptable y así minimizar las fugas.



**Fig.3: Agrietamiento vertical de la pared resultado de la restricción de la base de concreto por cambios en volumen de T&C.**

### **Paredes Diseñadas Utilizando Documentación del Comité ACI 350.**

El agrietamiento del concreto constituye un obstáculo significativo para lograr una estructura impermeable de

ingeniería ambiental. Mientras que los clientes esperan una estructura libre de fugas, este objetivo no siempre es logrado, aun cuando la estructura es diseñada de acuerdo con el código ACI 350 y construido por especificaciones y planos del ingeniero. De acuerdo con la Sección de Comentarios R7.12.1.2, del ACI 350-06, la cantidad mínima de refuerzo T&C han demostrado ser satisfactorias en donde los movimientos por T&C son permitidos a ocurrir (ya sea, el movimiento no está restringido significativamente). No obstante, muchos diseñadores han fallado en reconocer que estructuras que contienen líquidos muchas veces incorporan detalles que imponen restricción significativa al movimiento T&C en las paredes.

Fuentes potenciales de restricción en las paredes incluyen restricción en la base impuesta por losas, zapatas o paredes contiguas. Factores relacionados a la restricción los cuales pudiesen influenciar la propensión de fisuras incluyen:

- La relativa rigidez de los elementos conectados en el plano del movimiento anticipado.
- Geometría general de la estructura (incluyendo la ubicación de las juntas por movimiento).
- Secuencia y ritmo de construcción.
- Grado de anticipación de movimiento por contracción y/o temperatura.

Cabe señalar que muchos investigadores han concluido que las provisiones de esfuerzo T&C mínimo-citados en el ACI 350-06 y documentos previos del Comité ACI 350 quizás no son adecuadas para lograr una estructura impermeable<sup>8-11</sup>. De acuerdo con Hanskat<sup>8</sup>, cuando se diseña una estructura que contengan líquidos y no tienen juntas por movimiento, la cantidad de refuerzo requerida debería ser entre 0.7% y 0.8%, dependiendo en las propiedades de contracción del concreto, geometría y restricciones externas. Kianush et al<sup>9,10</sup>, determinó que un porcentaje de refuerzo de 0.7% a 0.8% debería ser requerido en paredes de base restringida con juntas por movimiento mayores a 40 ft para así mantener las fisuras dentro de un límite aceptable. Sin embargo, muchos diseñadores continúan dependiendo de las provisiones de refuerzo T&C mínimo de los documentos del ACI 350 como método de proveer control suficiente de las fisuras.

Los requisitos mínimos para refuerzo T&C citados en el ACI 350-20 deberían ser beneficiosos con respecto a la limitación del ancho de las fisuras y la reducción en la probabilidad de fuga. Sin embargo, en ciertos casos, el incrementar la cantidad de refuerzo T&C no serán suficientes. Por ejemplo, recientemente investigué una estructura ambiental que tenía fugas aun teniendo acero horizontal incorporado aproximadamente a un 1.5% del área gruesa. Una posible explicación para este hallazgo es que el tamaño mayor de las barras que se necesitan para aumentar el área del acero sin ocasionar una congestión de acero o potenciales problemas de consolidación del concreto, no son tan efectivas en controlar las fisuras como lo son con las barras de menor tamaño. Los primeros informes del Comité ACI350 (ACI 350R-89 y anteriores) contenían provisiones que limitaban los tamaños de las barras de refuerzo T&C a No. 4 (13 mm) o No. 5 (16 mm). Estos documentos también incorporan explicaciones indicando la preferencia de utilizar una cantidad mayor de barras de menor diámetro, al contrario de utilizar un área igual compuesta por barras más grandes. Para asegurar un rendimiento adecuado de impermeabilidad, podría ser necesario utilizar un enfoque multifacético para el control de fisuras el cual incluye consideraciones como:

- Optimizar la cantidad, colocación, y distribución de barras horizontales.
- Optimizar la mezcla de hormigón para minimizar contracción.
- Optimizar la secuencia de construcción y prácticas de juntas.
- Especificar un revestimiento impermeable para el concreto.

### Prevención de Fugas.

A diferencia de fisuras que resultan por esfuerzos de flexión (ya sea, fisuras de flexión), fisuras asociadas por la restricción de cambio en volumen típicamente se extiende por el grosor completo del elemento. Fisuras de este tipo que excedan de 0.004 in (0.10 mm) de ancho típicamente ocasionan fugas en estructuras que contengan líquidos.<sup>8,9</sup> Mientras que la auto reparación interna podría detener fugas por fisuras finas, la

probabilidad y la razón de reparación dependerán de las características del concreto, tiempo de apertura de la fisura, el ancho efectivo de la fisura inicial, la composición química del agua y la presión del mismo. De acuerdo con una fuente, una fisura con anchura inicial de 0.008 in (0.20 mm) en un concreto con “esfuerzo normal” puede tomarse de 5 a 7 semanas en repararse.<sup>12</sup> Para un contratista designado con la construcción a tiempo de una estructura impermeable de ingeniería ambiental, no es práctico adoptar una postura de “esperar y ver” con respecto a la auto reparación de la fisura. Además, tratar de reparar numerosas fisuras con fugas en una pared es un ejercicio desafiante que requiere iteraciones múltiples, particularmente en casos donde la fisura es muy fina y la cantidad de refuerzo horizontal y vertical es alto. Como consecuencia, cuando se exhiben fugas, se requieren considerables recursos monetarios y tiempo para reparar las fisuras.

Desafortunadamente, muchas especificaciones de proyectos son escritas utilizando un lenguaje que, en esencia, absuelve de responsabilidad al diseñador por tanques con fugas, e impone la carga de reparar las fisuras sobre el contratista. El argumento racional de este caso nace a raíz de la suposición que la responsabilidad del diseñador en el rendimiento general de la estructura comienza y termina con la entrega de un diseño que esté en cumplimiento con el código. No obstante, como previamente se ha expresado, siguiendo los requisitos mínimos por el código ACI 350 no será satisfactorio para todos los casos.

Por último, el diseñador está en la mejor posición en determinar que es necesario para lograr cumplir con el código y atender la expectativa del cliente en relación con la impermeabilidad de la estructura. No obstante, basado en experiencia personal investigando numerosas fugas en tanques, he concluido que muchos diseñadores no han sido capaces de discernir qué es requerido para asegurar una estructura impermeable. Claramente, es en el mejor interés de todos asegurar que las estructuras ambientales sean diseñadas y construidas de manera que la estructura sea impermeable. Para lograr este resultado de manera

consistente, entiendo que los diseñadores tienen que ser conscientes de las limitaciones del código ACI 350, entender que un enfoque multifacético puede ser requerido para el control de fisuras, y que deben asumir un nivel de responsabilidad mayor por los diseños que le entregan a sus clientes.

## Referencias.

1. ACI Committee 350, “Concrete Sanitary Engineering Structures,” ACI Journal Proceedings, V. 68, No. 8, Aug. 1971, pp. 560-577.
2. ACI Committee 350, “Revisions to Concrete Sanitary Engineering Structures,” ACI Journal Proceedings, V. 74, No. 6, June 1977, pp. 235-237.
3. ACI Committee 350, “Concrete Sanitary Engineering Structures (ACI 350R-83),” ACI Journal Proceedings, V. 80, No. 6, Nov.-Dec. 1983, pp. 467-486.
4. ACI Committee 350, “Environmental Engineering Concrete Structures (ACI 350R-89),” American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1989, 24 pp.
5. ACI Committee 350, “Code Requirements for Environmental Engineering Concrete Structures (ACI 350-01) and Commentary (ACI 350R-01),” American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2001, 492 pp.
6. ACI Committee 350, “Code Requirements for Environmental Engineering Concrete Structures (ACI 350-06) and Commentary,” American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2006, 485 pp.
7. ACI Committee 350, “Code Requirements for Environmental Engineering Concrete Structures and Commentary (ACI 350-20),” American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2021.
8. Hanskat, C., “Why Does My New Concrete Tank Leak?” Structures Congress 2008: Crossing Borders, American Society of Civil Engineers, Apr. 24-26, 2008, Vancouver, BC, Canada.
9. Kianoush, M.R.; Acarcan, M.; and Dullerud, E., “Cracking in Liquid-Containing Structures,” Concrete International, V. 28, No. 4, Apr. 2006, pp. 62-66.
10. Kianoush, M.R.; Acarcan, M.; and Ziari, A., “Behavior of Base Restrained Reinforced Concrete Walls Under Volumetric Change,” Engineering Structures, V. 30, No. 6, June 2008, pp. 1526-1534.
11. Barenberg, J.; Quarantino, J.; and Allison, D.,

“Design and Construction of Liquid-Tight Concrete Structures,” Burns & McDonnell, TECHBriefs, No. 4, 2003, 3 pp.

12. Aldea, C.-M.; Song, W.-J.; Popovics, J.S.; and Shah, S.P., “Extent of Healing of Cracked Normal Strength Concrete,” Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE, V. 12, No. 1, Feb. 2000, pp. 92-95.



**John J. Roller** es un miembro de la ACI y Ingeniero Estructural Principal en CTLGroup, Skokie, IL, USA. Es un profesional licenciado e ingeniero estructural con más de 35 años de experiencia en el campo e investigaciones de laboratorios enfocadas en la evaluación del rendimiento de materiales de construcción, estructuras civiles, y componentes estructurales. En el transcurso de su carrera ha evaluado sobre 60 estructuras

alrededor de toda la nación utilizadas para el almacenamiento, distribución o drenaje de agua. Es miembro del Comité ACI 350, Anclaje al Concreto, y miembro del Instituto del Concreto Prefabricado/Prestressed (PCI por sus siglas en inglés) y de la Asociación Americana de Obras Hidráulicas (AWWA por sus siglas en inglés). John ha sido coautor de más de 50 publicaciones, de las cuales 3 han ganado premios: Premio ASCE T.Y. Lin en el 2008 y 2012 y la Medalla ACI Wason por Documento Meritorio.

**La traducción de este artículo correspondió a la Sección Puerto Rico**

*Título: ACI 350 Refuerzo para Temperatura y Contracción*



*Traductor: José M. Mejía Borrero*



*Revisor Técnico: Ing. Rubén Segarra Montelara*

# Longitudes de desarrollo y de traslape para traslapes con y sin contacto.

## Concreto P&R

Estamos realizando una revisión anual de control de calidad de nuestras notas estándar de diseño y surgió una pregunta relacionada con la longitud de traslape para traslapes con y sin contacto. La Sección 25.4.2.1 del ACI 318-141 y del ACI 318-192 permiten calcular la longitud de desarrollo de acuerdo con la Sección 25.4.2.2 o 25.4.2.3 en ACI 318-14<sup>1</sup> (25.4.2.3 o 25.4.2.4 en ACI 318-19)<sup>2</sup>, o bien 12 pulgadas como mínimo. La Sección y Tabla 25.4.2.2 en ACI 318-14 (25.4.3.2 en ACI 318-19) parecen ser la metodología preferida de cálculo cuando no hay refuerzo transversal o de confinamiento. Mi pregunta se relaciona con la aplicabilidad de la Tabla 25.4.2.2 (25.4.2.3 en ACI 318-19):

### P1

¿Esta tabla aplica para traslapes con contacto?

### R1

La Tabla 25.4.2.2 (25.4.2.3 en ACI 318-19) define la longitud de desarrollo  $l_d$  de barras deformadas o alambres en tensión. Esta tabla se referencia en la Tabla 25.5.2.1 (ACI 318-14 y ACI 318-19), la cual define la longitud de traslape  $l_{st}$  de barras deformadas y alambres en tensión. Por ejemplo, un traslape  $l_{st}$  Clase B es mayor que 12 pulgadas o  $1.3 l_d$ , donde  $l_d$  se calcula de acuerdo con la Tabla 25.4.2.2 (o 25.4.2.3 en ACI 318-19). Tanto los traslapes con y sin contacto que satisfacen la Sección 25.5.1.3 (ACI 318-14 y ACI 318-9) están incluidos.

### P2

Para la columna de espaciamiento y recubrimiento de la tabla, la segunda opción indica: “El espaciamiento libre entre las barras o alambres que se desarrollan o traslapan debe ser al menos  $2d_b$  y el recubrimiento libre de al menos  $d_b$ .” El “espaciamiento libre de ... al menos  $2d_b$ ” es la distancia entre el refuerzo longitudinal en el miembro o la distancia entre dos barras que se traslapan? Esto último implicaría que el traslape es sin contacto.

### R2

Como indica la primera columna de la Tabla 25.4.2.2 (25.4.2.3 en ACI 318-19), los valores de  $l_d$  son afectados por el recubrimiento y el espaciamiento de las barras. De acuerdo con la Sección R25.4.2.3 de los Comentarios del ACI 318-14 (R25.4.2.4 en ACI 318-19), “el valor del espaciamiento o del recubrimiento  $c_b$  se define como el menor de: (1) la distancia entre el centro de la barra o alambre que se desarrolla a la superficie de concreto más cercana; y (2) la mitad del espacio medido centro a centro entre las barras o alambres que se desarrollan.” “Un recubrimiento pequeño o un espacio libre pequeño entre barras incrementa la posibilidad de que suceda una falla por fisuramiento. Por lo tanto, un incremento en la longitud de desarrollo se garantiza en estos casos (p. 251 en la Referencia 4). El requisito de espaciamiento libre de al menos  $2d_b$  está relacionado con la longitud de desarrollo en tensión de barras colocadas lado a lado finalizando en una

sección crítica y cargadas en la misma dirección longitudinal. Como se indica en R1, esta longitud de desarrollo se usa entonces para determinar la longitud de traslape en tensión  $l_{st}$  usando la Tabla 25.5.2.1. Una explicación adicional de espacio libre entre traslapes con y sin contacto se provee en el P&R de Agosto 2020.<sup>5</sup>

## P3

¿Interpreto que los traslapes sin contacto, bajo el entendido de que no se excede el espaciamiento máximo definido en la Sección 25.5.1.3 (ACI 318-14 y ACI 318-19), se comportarán tan bien o ligeramente mejor que un traslape con contacto (como se indica en la Referencia 3)? ¿Es esta la interpretación correcta?

## R3

Como su nombre lo indica, las barras que se traslapan están separadas. Sin embargo, de acuerdo con la Sección 25.5.1.3 (ACI 318-14 y ACI 318-19), “las barras deben estar separadas no más que el menor de 6 pulgadas o un-quinto de la longitud de traslape requerida. Un espaciamiento que exceda el valor límite puede resultar en esencia en una sección de concreto sin refuerzo entre las barras empalmadas. Los traslapes con contacto se especifican usualmente porque la posibilidad de que las barras se desplacen durante la colocación del concreto es mucho menor que aquella para los traslapes sin contacto” (p. 268 en la Referencia 4). Los traslapes sin contacto se comportarán como se requiere en el tanto se cumpla lo indicado en la Sección 25.5.1.3.

## Referencias.

1. Comité ACI 318 “Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318-14) y Comentarios (ACI 318R-14)”. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2014, 519 pp.
2. Comité ACI 318 “Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318-19) y Comentarios (ACI 318R-19)”. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2019, 623 pp.
3. Hamad, B.S., y Mansour, M.Y., “Bond Strength of Noncontact Tension Lap Splices”, ACI Structural Journal, V.93, No. 3, May-June 1996, pp. 316-326.
4. Fanella, D.A., Estructuras de Concreto Reforzado: Análisis y Diseño, Segunda Edición, McGraw-Hill Education, 2016, 976 pp.
5. “Concrete Q&A: Tiempos de remoción de formaletas y espaciamiento libre para refuerzo paralelo”, Concrete International, V.42, No. 8, Aug. 2020, pp 63-64.

La traducción de este artículo correspondió a la Sección Costa Rica

*Preguntas y respuestas  
Concretas*



*Traductor: Ing. Marianela Picado  
Maykall, MSc., MAP.*



*Revisor Técnico: Ing. Minor  
Murillo Chacón*



# CONCRETO

LATINOAMÉRICA

