

ACI

Revista Técnica No. **29** • Diciembre de 2014

Publicaciones Técnicas

ISSN No. 20111592

Desarrollo de concretos de alto desempeño reforzado con fibras (hpfrc): desde el laboratorio a aplicaciones especiales

Efecto de la distribución de la carga y la profundidad variable sobre la resistencia a cortante de vigas esbeltas sin estribos

Longitud de desarrollo de barras de refuerzo de acero convencional y de alta resistencia no confinadas

Socios benefactores



Publicación patrocinada por:





Junta Directiva

Presidente

Pedro Nel Quiroga S.
pedronelquiroga@yahoo.com

Vicepresidente

Carlos E. Palomino A.
carpalomino@hotmail.com

Ex Presidente Activo

Jorge Ignacio Segura F.
jiseguraf@unal.edu.co

Secretario – Tesorero

Juliana González A.
jgonzalez@moffatnichol.com

Vocales

Eduardo Castell R.
ecastell@moffatnichol.com

José Gabriel Gómez C.
jggomez@unal.edu.co

Nancy Torres C.
nancy.torres@escuelaing.edu.co

Germán Hermida B.
hermida.german@gmail.com

Jairo Uribe E.
jairo.uribe@escuelaing.edu.co

Ismael Santana S.
isantanas@unal.edu.co

Representante de los Socios

David Andrés Jaramillo J.
djaramillo@argos.com.co

Suplente del Representante de los Socios

Julián Carrillo L.
wjcarrillo@gmail.com

Editor Revistas Técnicas

Ismael Santana S.
isantanas@unal.edu.co

Comité Editorial Revistas Técnicas

Eduardo Castell R.
Juan Manuel Lizarazo M.
Pedro Nel Quiroga S.
Jorge Ignacio Segura F.
Jairo Uribe E.
Ismael Santana S.

American Concrete Institute - Seccional Colombiana

Carrera 19A - No. 84-14 Of. 502, Bogotá D.C.
PBX: (1) 6916125 • FAX: (1) 5300827
aci.colombia@gmail.com
www.acicolombia.org.co

En este número, la Revista Técnica de la Seccional trae un artículo basado en la experiencia nacional en la producción a escala industria de un tipo de concreto novedoso y dos que son traducciones de artículos de Concrete International, escogidos por el comité editorial, por considerarlos de interés para los lectores.

Se presenta en el primer artículo el proceso de producir concreto de alto desempeño reforzado con fibras (HPFRCC) a escala industrial en Colombia. El HPFRCC es un material relativamente nuevo que tiene una capacidad de deformación muchísimo mayor que el concreto convencional y aunque se ha elaborado a nivel de laboratorio en Colombia desde hace algunos años, su producción a nivel comercial requiere un proceso cuidadoso para asegurar que tenga el desempeño esperado y que a su vez los potenciales usuarios conozcan el producto.

Ensayos realizados en tres universidades de Estados Unidos permiten concluir que las actuales ecuaciones del ACI 318 para calcular la longitud de desarrollo del acero de refuerzo en concreto, no predicen en forma adecuada la longitud de desarrollo de un nuevo tipo de refuerzo de alta resistencia cuyo esfuerzo de fluencia es del orden de 700 MPa. Los autores proponen en este artículo una ecuación cuyos resultados se ajustan mejor a los valores experimentales tanto de este tipo de acero como del de refuerzo convencional.

En construcción en concreto, los elementos tales como placas y muros, sin refuerzo por cortante son muy comunes. En este tercer artículo, los autores muestran resultados de los que se puede concluir que la resistencia de este tipo de elementos depende tanto del tipo de elemento como del tipo de carga. Dichos ensayos señalan que la resistencia a corte de un elemento en voladizo por ejemplo difiere de la de elementos simplemente apoyados o que dicha resistencia es diferente si el elemento es sometido a carga uniforme en vez de cargas puntuales.

El comité editorial de la Seccional del ACI invita a investigadores, profesores y estudiantes que estén desarrollando tesis de grado a que publiquen los resultados de investigaciones en la revista técnica.

Cordialmente,
PEDRO NEL QUIROGA
Presidente

La Seccional Colombiana del Instituto Americano del Concreto (ACI), no se hace responsable de las opiniones, juicios y conceptos expresados en esta publicación, la responsabilidad la asume cada autor. Son bienvenidos comentarios y discusiones acerca del material presentado, escribanos a aci.colombia@gmail.com

CERTIFICACIONES

Con la colaboración de la Escuela Colombiana de Ingeniería y bajo la coordinación de los ingenieros Pedro Nel Quiroga y Nancy Torres Castellanos, la Seccional Colombiana del Instituto Americano del Concreto ACI, realizó los siguientes exámenes de certificación en el año **2014**:

Agregados Nivel 1

(Aggregate Testing Technician Level 1).

Julio 03 de 2014

Toma muestras en el campo Grado 1

(Concrete Fiel Testing Technician Grade 1).

Julio 04 de 2014

Ensayos de Resistencia del Concreto

(Concrete Strength Testing Technician).

Julio 05 de 2014

Para el año **2015**, la seccional ha programado la realización de los siguientes exámenes de certificación:

Primer semestre en la ciudad de Bogotá:

Agregados Nivel

(Aggregate Testing Technician Level 1)

Mayo 21

Agregados Nivel 2

(Aggregate Testing Technician Level 1)

Mayo 21

Técnico de Campo Grado 1

(Concrete Fiel Testing Technician Grade 1)

Mayo 22

Ensayos de Resistencia de Concreto

(Concrete Strength Testing Technician)

Mayo 23

Estas mismas certificaciones se realizarán en las siguientes ciudades y fechas:

Medellín, *julio 4 y 5*

Cali, *junio 11 y 12*

Barranquilla, *junio 19 y 20*

Segundo semestre en la ciudad de Bogotá:

Agregados Nivel 1

(Aggregate Testing Technician Level 1)

Octubre 22

Agregados Nivel 2

(Aggregate Testing Technician Level 1)

Octubre 22

Técnico de Campo Grado 1

(Concrete Fiel Testing Technician Grade 1)

Octubre 23

Ensayos de Resistencia de Concreto

(Concrete Strength Testing Technician)

Octubre 24

SEMINARIOS

En el año **2014**, la Seccional Colombiana del Instituto Americano del Concreto realizó con éxito los siguientes seminarios:

Seminario Anclajes en Concreto y Curso de Diseño de Anclajes. Realizado los días 13 y 14 de agosto de 2014, bajo la coordinación de los ingenieros *Pedro Nel Quiroga y Nancy Torres Castellanos*.

Patología de las Estructuras. Realizado el día 21 de noviembre de 2014, bajo la coordinación de los ingenieros José Gabriel Gómez y Juan Manuel Lizarazo.

Para el año **2015** la Seccional ha programado la realización de los siguientes seminarios, a los cuales están cordialmente invitados:

Calidad de Obra y Supervisión Técnica. Mayo 8 de 2014. Será coordinado por los ingenieros *Germán Hermida e Ismael Santana S.*

Reforzamiento de Estructuras de Concreto y Mampostería con Materiales Compuestos (FRP). Julio 23 de 2015. Será coordinado por los ingenieros *Pedro Nel Quiroga y Nancy Torres Castellanos*.

ACI 3185-14. Requisitos de Reglamento para Construcción en Concreto Estructural y Comentarios. Septiembre 11 de 2015. Será Coordinado por los ingenieros *Jorge Segura Franco y Carlos Palomino*.

Desarrollo de concretos de alto desempeño reforzado con fibras (hpfrcc): desde el laboratorio a aplicaciones especiales

Andrés M. Núñez L., PhD. Ing. Civil, Líder I+D Cementos Argos, andresma23@hotmail.com

Luis F. Maya, PhD. Ing. Civil, Investigator Postdoctoral, NRC/FHWA Turner-Fairbank Highway Research Center, USA, femayadu@gmail.com

Wilmar Echeverri P., Esp Ing. Civil, Líder Senior I+D Cementos Argos, wecheverri@argos.com.co

En las últimas tres décadas se han realizado grandes esfuerzos en la investigación de concretos de alto desempeño reforzados con fibras (high performance fiber reinforced cement composites, HPFRCC por sus siglas en inglés). La producción industrial de estos materiales aún se enfrenta a retos desde su diseño hasta su elaboración. Este artículo presenta el desarrollo de HPFRCC empleando materias primas locales. Algunos de los factores diferenciadores del HPFRCC son el comportamiento post fisura de endurecimiento en flexo-tracción y tracción directa, además de una alta capacidad de deformación (3% debido a su capacidad de micro-fisuración). Se llevó a cabo un proceso de escalamiento para evaluar la viabilidad de producción industrial del HPFRCC y se validó el material por medio del diseño y construcción de aplicaciones de mobiliario.

Palabras claves: Compuestos cementantes, alto desempeño, fibras, micro fisuración, múltiple fisuración, deformación, escalamiento, camiones mezcladores, aplicaciones.

INTRODUCCIÓN.

El crecimiento en la demanda de infraestructura sostenible y duradera plantea nuevos retos para los materiales en el campo de la ingeniería civil. El concreto ha jugado un papel vital en el desarrollo de la infraestructura actual. Sus costos relativamente bajos, su rendimiento aceptable y su flexibilidad en el proceso de producción han causado que éste sea uno de los materiales más empleados en el mundo. Durante las últimas décadas, se han utilizado enfoques más amplios para mejorar el comportamiento del material, superar algunos de sus inconvenientes y desarrollar concretos de alto desempeño para satisfacer las demandas que generalmente no están cubiertas por los concretos convencionales. Para estructuras de concreto, la falta de durabilidad y ductilidad se consideran como dos áreas de interés (1) donde el uso de las fibras representa una alternativa interesante.

La industria cementera se ha comprometido a reducir los efectos negativos en el medio ambiente, por lo que la producción industrial de HPFRCC se convierte en una de las estrategias para lograr este objetivo gracias a la incorporación de grandes cantidades de subproductos industriales, su mejor desempeño estructural, la menor necesidad de mantenimiento y la menor demanda energética durante su ciclo de vida. Para el desarrollo del HPFRCC ha sido necesario comprender los mecanismos de fractura que controlan el comportamiento del material, el desarrollo de la matriz cementante, la fibra, la interacción fibra-matriz y el proceso de producción (1,2,3,4). El desarrollo de una metodología de escalamiento se ha convertido en un obstáculo a salvar para este tipo de materiales. Este artículo presenta el proceso de diseño para el desarrollo de HPFRCC empleando materias primas locales, así como su escalamiento

a nivel industrial. Asimismo, este artículo pretende promover el uso del HPFRCC en aplicaciones estructurales y arquitectónicas.

MARCO TÉORICO.

Los concretos de alto desempeño reforzados con fibras (HPFRCC por sus siglas en inglés) hacen parte de la familia de los concretos reforzados con fibras (fiber reinforced concrete, FRC por sus siglas en inglés). En particular presentan un comportamiento a tracción de endurecimiento posterior a la primera fisura, acompañado de múltiple fisuración y niveles relativamente altos de deformación. En las últimas tres décadas, un gran número de formulaciones han sido reportadas en la literatura (1-3), facilitando la comprensión de la interacción entre la fibra y la matriz y permitiendo la optimización para alcanzar materiales de alto desempeño a un costo competitivo. Estas mejoras se atribuyen a la optimización del volumen de fibra, la formulación de la matriz y el uso de materiales cementantes alternativos. Un punto clave para el proceso de desarrollo es la selección del tipo adecuado de fibra. Se ha empleado una amplia variedad de fibras para formulaciones de HPFRCC; acero, polipropileno, carbono, polyvinyl alcohol (o alcohol de polivinilo) (PVA), aramida, entre otras (5,6). Asimismo, el uso de cementantes alternativos se convierte en una línea de desarrollo para alcanzar materiales sostenibles (7). Se han empleado con éxito altos volúmenes de ceniza en la formulación del HPFRCC (engineered cementitious composites, ECC por sus siglas en inglés), desarrollado en la Universidad de Michigan con el que se han realizado varias aplicaciones arquitectónicas y estructurales (7). Las formulaciones ECC referencia se caracterizan principalmente por la ausencia de agregado grueso, el uso de ceniza volante y otros materiales cementantes suplementarios (8).

METODOLOGIA.

El objetivo de esta investigación fue el desarrollo de un HPFRCC que cumpliera con varios objetivos a nivel de material y producción. El material debe presentar un comportamiento de endurecimiento postfisuración a flexo-tracción y tracción directa, alta capacidad de disipación de energía, múltiple fisuración y alta capacidad de deformación. Para lograr estas características mecánicas se adoptó la aproximación micro-mecánica propuesta por Li et al (9), que contempla dos criterios fundamentales (uno energético y otro de resistencia). El primer criterio implica un balance energético para la propagación de la fisura; el segundo criterio requiere que el máximo esfuerzo aportado de las fibras a lo largo de la fisura sea mayor que el esfuerzo de fisuración de la matriz; cumpliendo ambos criterios se logra alcanzar la múltiple fisuración (10).

La formulación del material promueve la integración de materias primas locales disponibles y subproductos. Esto requiere un proceso de caracterización de materiales que permita la identificación de las capacidades, límites y la comprensión de los desafíos derivados de la fuente del material debido a la variabilidad inherente. Se definieron las propiedades mecánicas objetivo con el fin de desarrollar un material acorde a las necesidades y oportunidades locales. El diseño del material consideró un proceso de producción controlado para asegurar la alta compacidad de la matriz, la interacción adecuada fibra-matriz, la dispersión adecuada de las fibras y el uso de mezcladoras con energía de mezclado moderada.

Otra etapa de la investigación se centró en definir un proceso de producción adecuado para pequeñas y grandes escalas. La baja energía de mezclado y la ausencia de áridos gruesos hacen de este escalamiento un reto en la investigación. Varios procesos fueron revisados de la literatura para alcanzar la consistencia necesaria, (11,12). En general, el contenido de agua propuesto en la formulación fue alto en comparación con otros materiales referenciados, esto obedece a la estrategia planteada para alcanzar un flujo y manejabilidad adecuada usando los materiales disponibles localmente. La metodología de escalamiento consistió en ir aumentando los volúmenes de material usando diferentes mezcladoras. Se plantearon protocolos de mezclado seco y húmedo, este último con el fin de reducir los tiempos de mezclado.

DESARROLLO EXPERIMENTAL.

Siguiendo la metodología definida se establecieron propiedades mecánicas objetivo para el desarrollo del material, Tabla No. 1.

Propiedades del material	Valor
Resistencia a compresión	30-40 MPa
Resistencia última a tracción	3-4 MPa
Módulo elástico	17-20 GPa
Deformación última a tracción	≥ 0.03

Tabla No. 1. Propiedades mecánicas objetivo del material.

Se estableció una formulación inicial y un plan de ensayos para evaluar diferentes fuentes de ceniza tipo F, los aditivos súper plastificantes ofrecidos por diferentes casas y diferentes relaciones agua material cementante. Se empleó cemento concretero Rio Claro. Las propiedades físicas y químicas del cemento y una de las cenizas se presentan en la Tabla No. 2. En general, las cenizas locales presentan contenidos de carbón relativamente altos (7%). Se evaluaron diversas fuentes locales de arena silícea, el tamaño máximo se fijó en 600 μm y varias estrategias para controlar el contenido de partículas por debajo de 74 μm (tamiz número 200) fueron revisadas en el proceso de diseño; sin embargo, no hay muchas alternativas disponibles localmente. Se consideró el uso de fibras de PVA, pese a no estar disponibles a nivel local porque se consideraron la mejor alternativa, tanto económica como por desempeño. La Tabla No. 3 presenta las propiedades de las fibras empleadas.

Composición química	Cemento concretero	Ceniza volante
CaO (%)	64.06	6.9
SiO ₂ (%)	17.98	43.4
Al ₂ O ₃ (%)	4.92	29.1
Fe ₂ O ₃ (%)	3.25	5.93
MgO (%)	2.22	2.3
SO ₃ (%)	2.57	0.03
K ₂ O (%)	0.23	1.6
Na ₂ O (%)	0.19	1.5
TiO ₂ (5)		1.3
Pérdida por ignición (%)	4.59	7.3
SiO ₂ +Al ₂ O ₃ +Fe ₂ O ₃	26.15	78.37
Propiedades físicas		
Peso específico	3.08	2.37

Tabla No. 2. Propiedades químicas y físicas del cemento concretero y ceniza volante.

Para definir una matriz óptima se estableció a nivel de laboratorio el parámetro tiempo de flujo, T_f , para evaluar el estado fresco del material. El tiempo de flujo se determina por medio de un cono de Marsh modificado (Usando como base la metodología de la norma ASTM C939 (13)). El cono tiene una abertura de 20 mm en la parte inferior, se llena con un litro de material y luego se mide el tiempo de flujo hasta que se observe luz en la abertura inferior del cono. La Figura No. 1 presenta la prueba de fluidez.

Diámetro de la fibra (μm)	Longitud de la fibra (mm)	Módulo Elástico (GPa)	Resistencia a tracción (MPa)	Capacidad de deformación (%)	Densidad de la fibra (kg/m ³)
38	13	40	1600	6.5	1.3

Tabla No. 3. Propiedades mecánicas y dimensiones de las fibras PVA.



Figura No. 1. Prueba de fluidez, cono de Marsh modificado.

La finura del cemento, los altos contenido de carbón de la ceniza, el alto contenido de partículas ultra finas en la arena y la compatibilidad entre los materiales reactivos y el super-plastificante han sido identificados como factores críticos. La viscosidad fue controlada con el tamaño de las partículas, el contenido de agua y el uso de super-plastificantes de última generación. Es necesario un balance adecuado entre el contenido de agua y el super-plastificante para lograr los Tf objetivo y evitar impactos negativos en las propiedades mecánicas. El contenido de super-plastificante se limitó a un máximo de 2% con respecto al material cementante, ya que altos contenidos repercuten en elevados contenidos de aire que afectan las propiedades mecánicas de la matriz. La relación agua material cementante inicial se estableció en 0,395 valor que ha sido optimizado durante la evaluación de las propiedades mecánicas. La Tabla No. 4 presenta la formulación básica obtenida.

Formulación del material	
Cemento	1.0
Ceniza volante	1.2
Arena de sílice	0.8
a/mc	0.395
HRWRA/c	0.015
Fibra (volumen)	0.02

Tabla No. 4. Proporciones de la formulación básica.

El plan de escalamiento consistió en ir aumentando el volumen de material a producir manteniendo la consistencia del material (tiempos de flujo, Tf similares). Para lo cual, fue necesario emplear varios tipos de mezcladoras, Figura No. 2.

Adicionalmente, fue necesario el planteamiento y desarrollo de protocolos de mezclado en seco. Los tiempos totales de mezclado variaron entre doce (12) y cuarenta y tres (43) minutos dependiendo del tipo de mezcladora empleada. Los tiempos de mezclado dependen de la energía de mezclado de cada máquina por lo que fue necesario, igualmente, el planteamiento y desarrollo de protocolos de mezclado en húmedo, estos redujeron el tiempo de mezclado hasta en diez (10) minutos para las mezcladoras con bajas velocidades. La consistencia adecuada y el aspecto homogéneo de la mezcla son criterios para finalizar el proceso. La Tabla No. 5 presenta uno de los protocolos de mezclado.

Tiempo (min)	Observación
0.0-3.0	Mezclar material cementante, ceniza y cemento, velocidad mínima por dos (2) minutos aumenta a velocidad uno (1) hasta el minuto tres (3).
3.0-5.0	Adicionar la arena durante un (1) minuto a velocidad mínima, mezclar los sólidos a velocidad uno (1) hasta el minuto cinco (5).
5.0-7.0	Adicionar el agua durante un (1) minuto velocidad mínima. Mezclar hasta el minuto siete (7) velocidad 2.
7.0-9.0	Adicionar el súper-plastificante, durante treinta (30) segundos, velocidad dos (2). Mezclar hasta el minuto nueve (9) en velocidad tres (3).
Parar y raspar las paredes de la olla y la palas de la mezcladora.	
9.0-10.0	Mezclar a velocidad tres (3) durante un (1) minuto.
Determinar tiempo de fluidez Tf	
10.0-11.0	Adicionar la fibra durante un minuto, velocidad mínima.
11.0-12.0	Mezclar todo el sistema en velocidad tres (3).

Tabla No. 5. Protocolo de mezclado seco - mezcladora Hobart.

Se realizaron pruebas industriales en las zonas centro y noroccidente de producción, plantas pre-mezcladoras de concretos en puente Aranda y Bello. Las plantas cuentan con una máquina mezcladora Liebherr MTS 2.25 con una capacidad nominal de 2.25 m³. Siguiendo las experiencias de los protocolos de mezclado a pequeña escala se han llegado a fabricar baches de 1 m³, obteniendo buenos resultados en estado fresco y en estado endurecido, Figura No. 3.

En el proceso de descargue se emplearon camiones de mezclado de 3 m³ y 6 m³; una vez descargada la mezcla en el camión se verificó la consistencia y se adicionaron las fibras. Todos los componentes fueron mezclados diez (10) minutos en el camión mezclador, posteriormente, se realizaron las probetas para la evaluación de las propiedades mecánicas.



Figura No. 2. Mezcladoras empleadas en la formulación del HPRCC a.) Mezcladora Hobart b.) Mezcladora planetaria c.) Mezcladora tipo trompo d.) Mezcladora estándar de morteros.



Figura No. 3. Prueba industrial para HPRCC.

RESULTADOS.

Propiedades del material.

El HPRCC desarrollado tiene una resistencia a compresión comparable con los concretos usualmente empleados en la práctica, su factor diferenciador se aprecia en su alta ductilidad gracias a su capacidad de multi fisurarse y la capacidad de lograr altas deformaciones.

Estado fresco de HPRCC.

El tiempo de flujo T_f representa de forma indirecta la fluidez general y la capacidad de la matriz para dispersar adecuadamente las fibras sin segregación. Para el proceso de desarrollo del material presentado en este artículo, tiempos de flujos bajos eran difíciles de conseguir debido a las características y propiedades de las materias primas locales; por tanto, alcanzar la viscosidad y fluidez adecuada se convirtió en el primer desafío dentro de la investigación. La Figura No. 4 muestra el análisis de los tiempos de flujo T_f en segundos para el juego de mezclas realizadas en el desarrollo de la investigación. Durante el proceso de optimización de la mezcla, se define que con un rango de tiempo de flujo entre 18 s y 30 s se alcanzan mezclas sin segregación y con fluidez adecuada; estableciendo que los mejores resultados se obtienen con tiempo de flujo entre 26 s y 35 s.

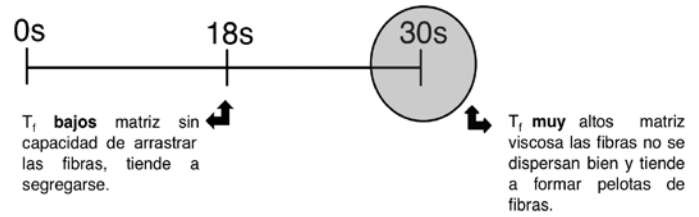


Figura No. 4. Análisis de tiempos de flujos T_f .

Comportamiento a compresión.

La resistencia a compresión f'_c esperada de la matriz es similar a la de un concreto convencional, comprendida entre 30-40MPa; resistencias superiores afectan el funcionamiento matriz-fibra perjudicando el comportamiento a tracción. Los resultados obtenidos, Figura No. 5, muestran que la evolución de la resistencia del material continua en ascenso, lo que sugiere una evaluación a noventa (90) y ciento ochenta (180) días.

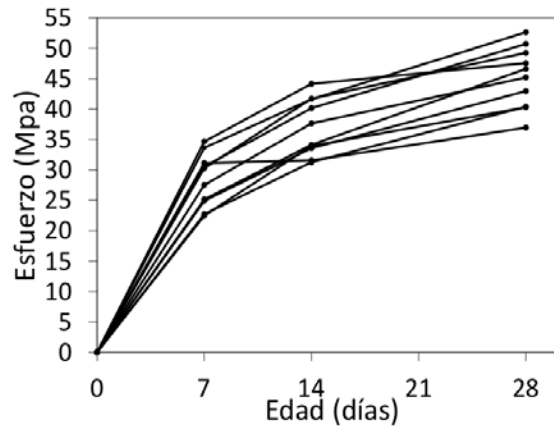


Figura No. 5. Evolución de la resistencia a compresión.

Comportamiento a flexo-tracción y tracción directa.

Se evaluaron las propiedades a flexo-tracción y tracción directa de series específicas de mezclas. Para los ensayos a flexo-tracción se fabricaron tres (3) probetas de dimensiones 300 x 75 x 12.5 mm para cada mezcla y se ensayaron a los veintiocho (28) días. Los resultados preliminares se utilizaron para adaptar la formulación con el fin de mejorar el comportamiento a tracción y la capacidad de deformación. La relación agua material cementante y el contenido de super-plastificante se ajustaron con el fin de reducir el contenido de aire, alcanzar la tenacidad adecuada de la matriz y mejorar la fluidez de la mezcla. La Figura No. 6 compara el comportamiento de probetas que emplean una formulación inicial (izquierda) y la formulación optimizada (derecha). Del proceso de optimización se logró un aumento significativo de la capacidad de deformación que se traduce en un comportamiento de endurecimiento post-fisura y múltiple fisuración de las probetas alcanzando grandes deflexiones, Figura No. 7.

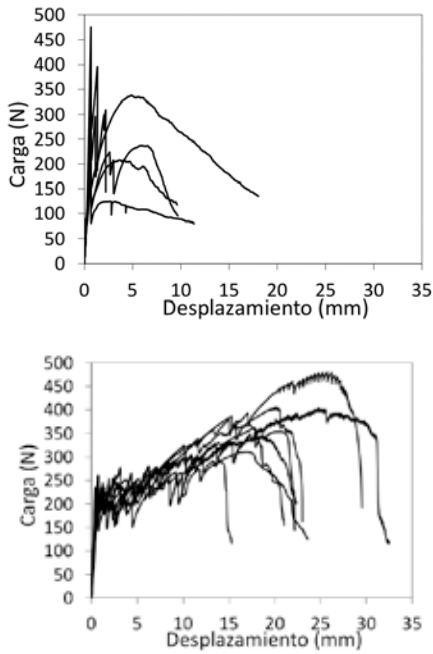


Figura No. 6. Comportamiento a flexo-tracción, formulación inicial (izquierda) y formulación optimizada (derecha).

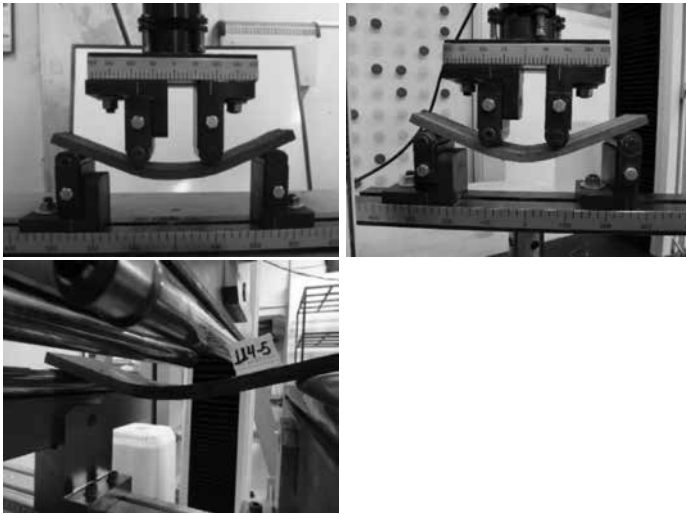


Figura No. 7. Montaje prueba a flexo-tracción.

Para las pruebas a tracción directa, se elaboraron probetas con una geometría tipo hueso (dog bone) de 330 mm de longitud y 30 mm de ancho, con un estrechamiento en la parte central de longitud de 80 mm y ancho de 30 mm. Se ensayaron tres (3) probetas por cada lote de mezcla a los veintiocho (28) días. La Figura No. 8 presenta las dimensiones en milímetros de la probeta empleada en la prueba de tracción directa.

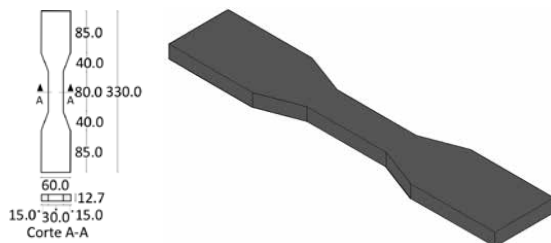


Figura No. 8. Esquema, dimensiones (mm) e isometría de la probeta de tracción directa.

La prueba de tracción directa se llevó a cabo en las probetas que corresponden a las mezclas con los mejores resultados en estado fresco (Tf) y de flexo-tracción. La Figura No. 9 presenta la configuración de la prueba de tracción directa.

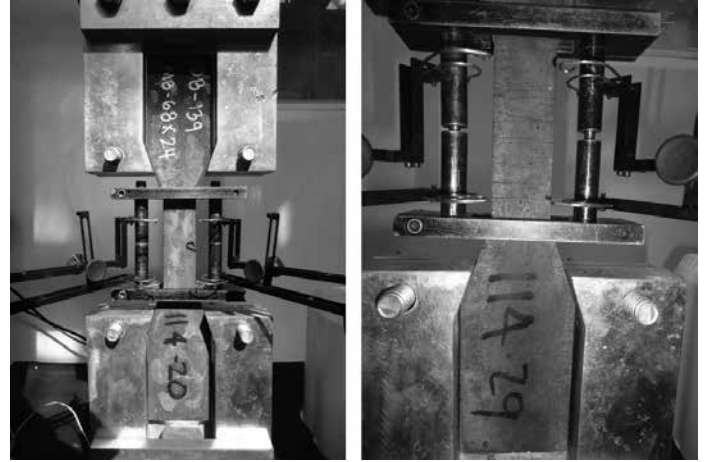


Figura No. 9. Montaje, prueba de tracción directa.

Los resultados de la prueba se presentan en la Figura No. 10. Los especímenes ensayados exhibieron un comportamiento a tracción con endurecimiento post-fisuración, multiple-fisuración, y una capacidad de deformación última del 3%.

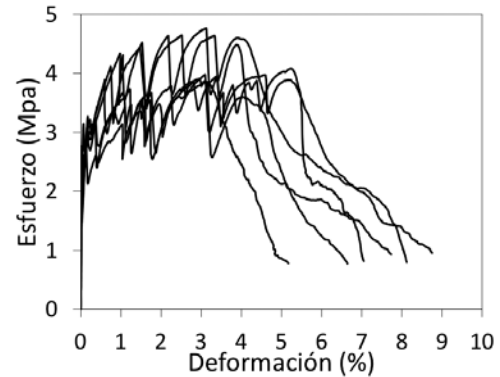


Figura No. 10. Comportamiento de tracción uniaxial.

Escalamiento industrial.

El escalamiento industrial tuvo como objetivo validar la posibilidad de la producción del HPRCC en una planta de producción de concreto convencional, revisar los impactos que se generan en el proceso de producción del material y las medidas correctivas a plantear y desarrollar para una adecuada producción.

La evaluación en estado fresco reportó resultados similares a los obtenidos en pequeñas escalas, se tomaron tres tiempos de flujo, Tf, al minuto uno (1), tres (3) y cinco (5) de mezclado en el camión mezclador a máxima velocidad. Los tiempos de flujo Tf registrados fueron 39 s, 28 s, y 26 s, respectivamente. Lograda la consistencia esperada, se añadieron las fibras y se mezclaron todos los componentes hasta el minuto quince (15); el estado final de la mezcla se vio afectado ya que de forma involuntaria se adicionó agua. La Figura No. 11 presenta la resistencia a compresión media.

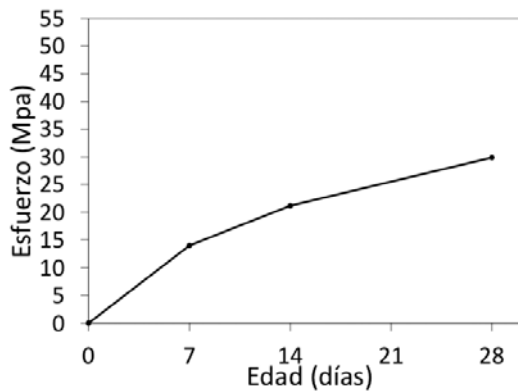


Figura No. 11. Escalamiento industrial, evolución de la resistencia a compresión.

Los resultados en estado endurecido del HPRCC a nivel industrial denotan que cualquier alteración en la producción repercute en un cambio significativo en su comportamiento mecánico, viéndose afectado en mayor medida el comportamiento a flexo-tracción y tracción directa, Figura No. 12.

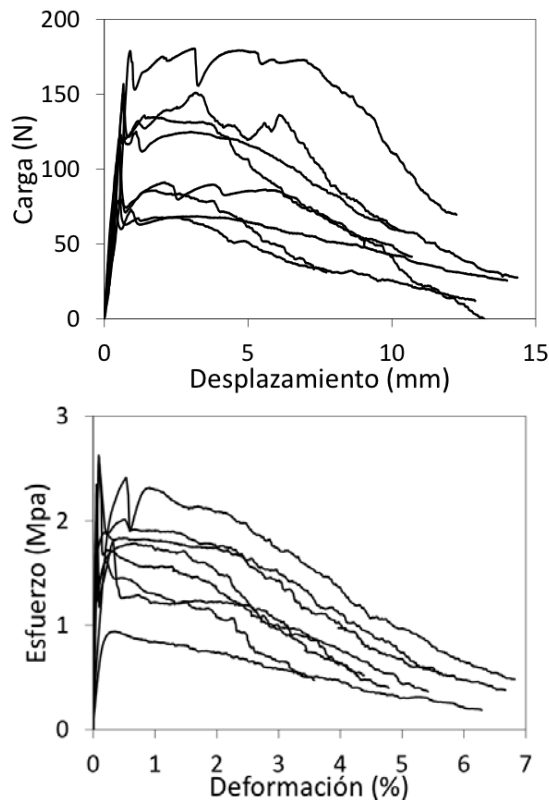


Figura No. 12. Escalamiento industrial, comportamiento a flexo-tracción (izquierda) comportamiento a tracción directa (derecha).

APLICACIONES

Para validar el material se plantearon dos soluciones de mobiliario, una aplicación de mobiliario urbano y una mesa para uso interior de estilo contemporáneo. El principal objetivo con estas aplicaciones singulares es mostrar las capacidades del material en estado fresco y endurecido. El material permite lograr formas osadas de diseño. El desarrollo de estas aplicaciones involucra un proceso de diseño e ideación, diseño

del encofrado, validación estructural y vaciado. El proceso de diseño e ideación sigue la metodología "design thinking" (14), donde se consideran la estética, la ergonomía, la facilidad de construcción, el encofrado del elemento y los detalles estructurales.

El proceso de diseño tuvo en cuenta las propiedades en estado fresco y endurecido del HPRCC; esto permite definir de manera adecuada la configuración del elemento, el diseño estructural preliminar y dimensionamiento, siendo validado por medio de una simulación numérica con un programa comercial de elementos finitos, SAP2000®. El comportamiento del HPRCC fue simulado empleando un modelo elasto-plástico en compresión y tracción, con resistencia a compresión (f'_c) de 25 MPa, resistencia a tracción (f_t) de 5 MPa y módulo elástico (E) de 23,5 GPa. Se emplearon moldes de poliestireno expandido con piezas removibles para conseguir la forma de los elementos y facilitar el proceso de desencofrado. Para controlar la presión de empuje que se genera al momento de vaciar las piezas, los moldes fueron confinados para el primer caso con una carga de 1,5 t y para el segundo con seis (6) correas de amarre con una capacidad de 60 t cada una. Se utilizó un vibrador externo para garantizar el llenado de todos los espacios y evitar vacíos en la pieza. El desencofrado se realizó a los siete (7) días, el proceso de curado transcurrió bajo condiciones ambientales. A los ocho (8) días los elementos fueron puestos en servicio. El acabado final se realizó colocando una capa del mineral Keim concretal®, para obtener un color uniforme de las piezas. La Figura No. 13 presenta los elementos de mobiliario.



Figura No. 13. Elementos de mobiliario: a.) Módulo de mobiliario urbano, b.) mesa contemporánea.

CONCLUSIONES.

La investigación presenta el desarrollo de un HPFRCC desde las formulaciones iniciales en el laboratorio hasta su producción a nivel industrial, evaluando la variabilidad del material con el fin de fabricarlo como un producto pre-mezclado y validándolo posteriormente con pruebas industriales.

La alta variabilidad en las propiedades y características de las materias primas locales plantearon retos adicionales en el diseño del material; obstáculos que fueron superados con una alta comprensión del diseño del material y de su proceso de fabricación.

Las mezclas a pequeña escala ofrecen información útil sobre el estado fresco y endurecido del material. La prueba del cono modificado es una herramienta útil que ha permitido definir un rango de tiempos de flujo que se relaciona con la estabilidad del material y su comportamiento en estado fresco. La viscosidad de la mezcla depende de las propiedades de los materiales, la formulación de la mezcla, la secuencia y los equipos de mezclado. Se requieren investigaciones adicionales para aumentar la confiabilidad y garantizar la relación entre la prueba de flujo, la reología del material y su comportamiento en estado endurecido.

El HPFRCC desarrollado presenta un comportamiento de endurecimiento posterior a la primera fisura, tanto en flexotracción como en tracción directa, alcanzando deformaciones cercanas al 3% y presentando tanto múltiple como micro fisuración. El material fue producido en diferentes escalas y en cada una de estas se definió un protocolo de mezclado con el fin de obtener la viscosidad adecuada. En las pruebas industriales se demostró que este material puede llegar a incluirse en una línea de producción de una planta de concretos. La secuencia y el tiempo de mezclado no fueron significativamente diferentes comparados con las evaluaciones realizadas a pequeña escala dando validez a la metodología de escalamiento planteada. Se requieren estudios adicionales para determinar el impacto de largos tiempos de traslado de la mezcla en los camiones mezcladores.

Las aplicaciones del material permitieron validar su capacidad de alcanzar formas con un diseño arquitectónico y estético atrevido que antes no se habían considerado realizar en concreto.

AGRADECIMIENTOS

Muchas personas e instituciones se han involucrado en el desarrollo de esta investigación, por lo tanto los autores agradecen por su importante contribución en este proyecto a Colciencias convocatoria 535 inserción de doctores colombianos y del extranjero a las empresas de Colombia, Ruta N, Perceptual y al departamento de I&D de Cementos Argos, su apoyo ha hecho posible la viabilidad de este proyecto.

REFERENCIAS

- [1] Li, V. C., "Strategies for High Performance Fiber Reinforced Cementitious Composites Development," *Fiber Reinforced Concrete: From Theory to Practice, Proceedings of the North American/European Workshop on Advances in Fiber Reinforced Concrete*, S. Ahmad, M. di Prisco, C. Meyer, G. A. Plizzari, and S. Shah, eds., Bergamo, Italy. 2004; pp. 93-98.
- [2] Naaman, A.E. *High Performance Fiber Reinforced Cement Composites: Classification And Applications*. in *CBM-CI International Workshop, Karachi, Pakistan*, 2007.
- [3] Li, V.C. *On Engineered Cementitious Composites (ECC) - A Review of the Material and its Applications* *Journal of Advanced Concrete Technology*, J. *Advanced Concrete Technology*. 2003; Vol. 1, No. 3, pp.215-230.
- [4] Walraven, J., *High Performance Fiber Reinforced Concrete: Progress in Knowledge and Design Codes*, *Materials and Structures*. 2009; Vol. 42, , pp. 1247-1260.
- [5] Dong joo Kim, Antoine E. Naaman, Sherif El-Tawil, *Comparative flexural behavior of four fiber reinforced cementitious composites*, *Cement and Concrete Composites*, Volume 30, Issue 10, November 2008, Pages 917-928, ISSN 0958-9465.
- [6] Li, V.C. "Advances in ECC Research", in "Material Science to Applications", *ACI Special Publication on Concrete (ACI, SP 206-23, 2002)* 373-400.
- [7] Wang, S., Li, V.C. *Engineered Cementitious Composites with High-Volume Fly Ash* *ACI Materials Journal*, V. 104, No. 3, May-June 2007.
- [8] Li, M. and Li, V. C., 'Rheology, Fiber Dispersion, and Robust Properties of Engineered Cementitious Composites', *Materials and Structures*, Vol. 46, No. 3, 2013.
- [9] Li, V.C, Leung, C.K.Y. *Theory of steady state and multiple cracking of random discontinuous fiber reinforced brittle matrix composites*. *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE. Vol 118, No11, 1992, pp.2246-2264.
- [10] Li, V.C., "Engineered Cementitious Composites – Tailored Composites Through Micromechanical Modeling," in *Fiber Reinforced Concrete: Present and the Future*. Eds. N. Banthia et al, CSCE, Montreal, 64-97, 1998.
- [11] Fisher, G.; Wang, S.; and Li, V.C. *Design of engineered cementitious composite for processing and workability requirements*. *7th International Symposium on Brittle Matrix Composites*, Warsaw, Poland, 2003, pp. 29-36.
- [12] Lepech, M.D.; Li, Victor C.(2008). "Large Scale Processing of Engineered Cementitious Composites" *ACI Materials Journal*, *ACI Materials J.*, 105(4) 358-366, 2008.
- [13] ASTM C939-10, *Standard Test Method for Flow of Grout for Preplaced-Aggregate Concrete (Flow Cone Method)*, *ASTM International*, West Conshohocken, PA, 2010.
- [14] Lockwood, T. *Design thinking integrating innovation, customer experience and brand value*, ed 2009.

Efecto de la distribución de la carga y la profundidad variable sobre la resistencia a cortante de vigas esbeltas sin estribos

Por Alejandro Pérez Caldentey, Patricio Padilla, Aurelio Muttoni y Miguel Fernández Ruiz

Traducción autorizada por el American Concrete Institute del artículo "Effect of Load Distribution and Variable Depth on Shear Resistance of Slender Beams without Stirrups" publicado en el ACI Structural Journal de Septiembre-Octubre de 2012.
Traducción de Lina María Méndez.

La resistencia a cortante de elementos sin estribos se ha investigado principalmente por medio de ensayos que involucran vigas simplemente apoyadas de espesor constante, sometidas a carga en uno o dos puntos, y la mayoría de las fórmulas incluidas en los reglamentos se han ajustado usando estos antecedentes experimentales. Sin embargo, es un hecho que la mayoría de las situaciones de diseño involucran cargas uniforme o triangularmente distribuidas (tales como muros de contención o zapatas) sobre elementos trapezoidales. Adicionalmente, hay pocos ensayos de cortante que involucren estructuras en voladizo sometidas a cargas distribuidas. Estas estructuras, comunes en la práctica cotidiana, fallan a cortante cerca del extremo empotrado, donde las fuerzas cortantes y los momentos flectores son máximos (contrario a las vigas simplemente apoyadas de los ensayos, donde las fallas a cortante bajo carga distribuida se desarrollan cerca de la región de apoyo para fuerzas cortantes grandes pero momentos flectores limitados).

En este artículo se presenta un programa de ensayos específico llevado a cabo en la Universidad Politécnica de Madrid (UPM), en España, en estrecha colaboración con la Escuela Politécnica Federal de Lausana (EPFL), en Suiza. Este programa tuvo como objetivo investigar la influencia de la distribución de carga y las geometrías de vigas trapezoidales sobre la resistencia a cortante. El programa experimental está conformado por ocho vigas esbeltas sin estribos. Cuatro especímenes tuvieron una profundidad constante, mientras que los otros cuatro tuvieron profundidades variables (profundidad máxima de 600 mm [23.6 pulg.]). Cada espécimen se ensayó dos veces: un lado se ensayó primero bajo carga puntual, y luego (después de ser reparado) el otro lado se ensayó bajo carga uniformemente distribuida o bajo carga triangular. El montaje del ensayo permite hacer comparaciones directas entre carga puntual y carga distribuida. Los resultados experimentales mostraron una influencia significativa del tipo de carga y de las geometrías trapezoidales sobre la resistencia a cortante. Con base en los resultados, y usando los fundamentos de la teoría de la fisura crítica de cortante, se da una explicación física consistente de los modos de falla observados y de las diferencias en la resistencia a cortante. También se discuten comparaciones con las provisiones de diseño actuales (ACI 318-08 y EC2).

Palabras clave: voladizos; teoría de la fisura crítica de cortante; distribución de carga; concreto reforzado; resistencia a cortante; ensayos de cortante; estribos; profundidad variable.

Alejandro Pérez Caldentey es Profesor de concreto estructural en la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad Politécnica de Madrid (UPM), Madrid, España, y Jefe del Departamento de Investigación, Desarrollo e Innovación de FHECOR Ingenieros Consultores, España. Recibió su grado en ingeniería y su PhD de la UPM en 1989 y 1996, respectivamente.

Patricio Padilla es Ingeniero de Proyectos en FHECOR Ingenieros Consultores. Recibió su grado en ingeniería civil de la Universidad Nacional de Tucumán, Argentina y su PhD de la UPM.

El miembro del ACI **Aurelio Muttoni** es Profesor y Jefe del Laboratorio de Concreto Estructural en la Escuela Politécnica

Federal de Lausana, Suiza. Sus intereses de investigación incluyen las bases teóricas del diseño de estructuras de concreto reforzado, cortante y cortante de punzonamiento, concreto de alta resistencia reforzado con fibras, interacción suelo-estructura y diseño conceptual de puentes. Recibió el premio Chester Paul Siess del ACI a la Excelencia en Investigación Estructural en 2010.

Miguel Fernández Ruiz es Conferencista e Investigador Científico en EPFL. Recibió su diploma en ingeniería civil y su PhD de la UPM en 2001 y 2004, respectivamente. Sus intereses de investigación incluyen el comportamiento en servicio de estructuras, adherencia, cortante y la modelación de concreto estructural usando campos de esfuerzo.

INTRODUCCIÓN

La mayoría de las losas en una dirección y elementos similares están sometidos en la práctica a carga distribuida. Estos elementos normalmente no tienen refuerzo a cortante y, en muchos casos, su diseño está gobernado por el cortante. Este es el caso, por ejemplo, de muros de contención, zapatas, estructuras enterradas o silos (Fig. 1(a) a la (d)), así como las zonas de apoyo de algunos puentes con losas trapezoidales (Fig. 1(e)) y losas de tablero de puentes de vigas maestras (Fig. 1(f)). Estos elementos normalmente son voladizos o losas continuas y usualmente tienen geometrías trapezoidales. Esto es contrario a la mayoría de las investigaciones realizadas sobre cortante en elementos sin refuerzo transversal, donde los especímenes corresponden normalmente a vigas simplemente apoyadas con espesor constante y están sometidas a carga puntual.

Se han llevado a cabo algunas investigaciones sobre especímenes sometidos a carga distribuida.¹⁻⁷ Sin embargo, en su mayoría se enfocan en vigas simplemente apoyadas de espesor constante, en las que se desarrollan fallas a cortante cerca de los apoyos. Por lo tanto, estas fallas se desarrollan con fuerzas cortantes relativamente grandes pero con momentos flectores más bien limitados, que pueden no ser los adecuados para reproducir zonas de falla de voladizos o elementos continuos⁸ (con las secciones potenciales de falla a cortante, sometidas simultáneamente a cortante máximo y momentos flectores). Con respecto a la investigación llevada a cabo sobre elementos trapezoidales sin refuerzo a cortante,⁹⁻¹¹ se trata en su mayoría de especímenes sometidos a carga puntual.

Este hecho hace surgir la pregunta de si los modelos de diseño que no se basan en modelos mecánicos y están calibrados con base en ensayos existentes (tales como el EC2¹² o el ACI 318-08¹³) son los adecuados para tener en cuenta toda una serie de efectos importantes sobre la resistencia a cortante, tales como:

- Las deformaciones (o anchos de fisura) que limitan la resistencia a cortante⁸ y que realmente se desarrollan sobre la región crítica de cortante de los voladizos (cuyo cortante y momentos flectores pueden diferir de manera importante de aquellos de vigas simplemente apoyadas);
- La cantidad de cortante que puede soportar por la inclinación de la fibra a compresión en elementos trapezoidales;
- La influencia de las cargas aplicadas cerca a los apoyos. Como se muestra en Kani et al.,¹⁴ para cargas concentradas aplicadas cerca a los apoyos (a una distancia menor que 2.5d a 3d), la resistencia a cortante de elementos sin refuerzo transversal se incrementa significativamente (Fig. 2(a)). Esto se debe al hecho de que, para vigas de luz corta, la fisura crítica de cortante se desarrolla en la mayoría de los casos sin perturbar la región crítica de cortante (puntal que soporta cortante⁸). Sin embargo, el caso de vigas esbeltas con cargas distribuidas es potencialmente diferente, dado que la fisura crítica de cortante (forma y localización) no sólo está influenciada por las cargas aplicadas cerca del apoyo sino también por el resto de las cargas distribuidas.

Estos efectos pueden influenciar de manera importante la resistencia a cortante. Algunos de ellos (acción directa de puntal e inclinación de la fibra a compresión) pueden incrementar la resistencia a cortante y permitir que el diseñador evite tener que proveer refuerzo a cortante innecesario. Otros (los anchos

reales de las fisuras y algunos casos de fibras a tracción/compresión inclinadas) pueden reducir la resistencia a cortante con respecto a las predicciones del reglamento de diseño y potencialmente conllevar a diseños no seguros.

En forma general (para elementos con o sin refuerzo transversal), la resistencia a cortante se puede calcular, teniendo en cuenta estas contribuciones, como

$$V_R = V_c + V_s + V_{dir} + V_{chord} \quad (1)$$

donde V_R es la resistencia total a cortante; V_c es la fuerza cortante soportada por el concreto (debida a la trabazón de agregados o a la resistencia a tracción del concreto^{8,15}); V_s es el cortante soportado por el refuerzo transversal; V_{dir} es la fracción de las cargas soportada por acción directa de puntal; y V_{fibra} es el cortante soportado por la inclinación de las fibras.

Para elementos con suficiente refuerzo a cortante, la contribución del concreto a la resistencia a cortante se puede despreciar¹⁵ ($V_c \approx 0$) o se puede tener en cuenta de forma indirecta usando ángulos más amplios para los puntales. El resto de los componentes que soportan cortante se puede evaluar fácilmente en este caso con base en un modelo físico como, por ejemplo, un campo de esfuerzo (Fig. 2(b)) y su diagrama de cuerpo libre correspondiente (Fig. 2(c)). Para carga uniformemente distribuida, el resultado es

$$V_{dir} = q \cdot a_{dir} \quad (2)$$

donde q es la carga uniformemente distribuida y a_{dir} es la longitud en la que las cargas están soportadas por la acción directa de puntal.

$$V_{chord} = \frac{M}{z} \tan(\delta) \cdot \frac{1 - \frac{a_{dir}}{2a}}{1 - \frac{a_{dir}}{2z} \tan(\delta)} \quad (3a)$$

donde M es el momento flector en la cara del apoyo, z es el brazo de palanca interno en esta sección y δ es la pendiente del sofito del elemento. Con base en la Ec. (3a), normalmente V_{fibra} se aproxima para el diseño de elementos esbeltos ($a_{dir} \ll a$, $\tan(\delta) \ll 1$) como

$$V_{chord} = \frac{M}{z} \tan(\delta) \quad (3b)$$

Para elementos sin refuerzo a cortante ($V_s = 0$), la fuerza cortante que puede ser soportada por el concreto (V_c) depende en su mayoría de la resistencia a compresión del concreto y de la apertura de las fisuras en la región crítica de cortante⁸ (que se puede evaluar por medio de modelos basados en deformación⁸ o usando fórmulas empíricas^{12,13}). Con respecto a las otras contribuciones, la mayoría de enfoques de diseño^{12,13} normalmente proporcionan medios para tener en cuenta V_{dir} . Sin embargo, en muchos casos el cálculo de V_{fibra} no está definido claramente (elección de una sección de control), o no se suministra ningún modelo físico (que permita un análisis físico como aquel para los elementos con refuerzo transversal mostrado en la Fig. 2(b) y (c)) para hacerlo.

Los autores de este artículo investigaron previamente la resistencia a cortante de elementos sin refuerzo transversal, lo que permite un enfoque general basado en la teoría de la fisura crítica de cortante⁸ (TFCC). Esta investigación muestra la aplicación y consistencia de un modelo basado en deformaciones, para calcular la resistencia a cortante de elementos sometidos a carga puntal o distribuida. También se investigó la influencia de las cargas concentradas sobre las fallas a cortante de losas trapezoidales en voladizo (Fig. 1(f)), con base en la misma teoría, con excelentes resultados.¹⁶ En este estudio, los autores presentan los resultados de un programa experimental específico sobre la resistencia a cortante de voladizos esbeltos sometidos a carga distribuida (aproximada por medio de ocho cargas concentradas). El objetivo fue suministrar datos experimentales sobre un dominio en el que existen pocos ensayos disponibles, y desarrollar un modelo racional que tuviera en cuenta la influencia de las deformaciones en la región crítica de cortante sobre la resistencia a cortante, el efecto de la acción directa de puntal sobre las cargas cercanas a los apoyos y la contribución de las fibras a compresión inclinadas a la resistencia a cortante. Los resultados experimentales se comparan con las provisiones de los reglamentos (EC212 y ACI 318-08¹³) y la TFCC, permitiendo una mejor explicación y comprensión del comportamiento de las diferentes acciones de transferencia de cortante.

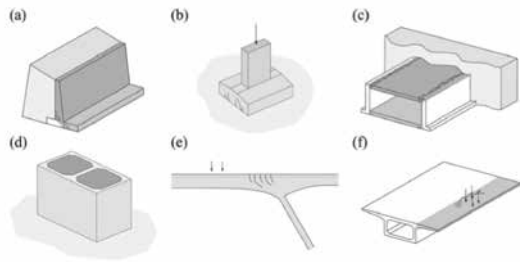


Fig. 1 – Ejemplos de losas en una dirección y elementos similares sin estribos: (a) muro de contención, (b) cimentación, (c) túnel de corte y recubrimiento, (d) silo, (e) región trapezoidal de apoyo de un puente de pórtico y losa y (f) losa de tablero de un puente con vigas cajón.

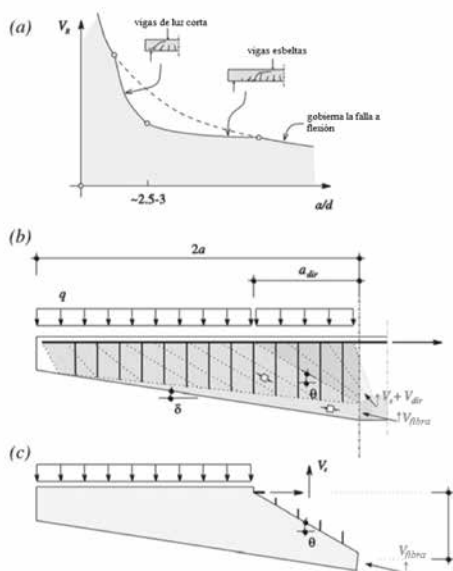


Fig. 2 – Influencia de la esbeltez y la inclinación de la fibra a compresión sobre la resistencia a cortante: (a) valle de Kani para elementos sin refuerzo transversal, (b) campo de esfuerzo en la región de apoyo de elementos trapezoidales con refuerzo a cortante y (c) diagrama de cuerpo libre correspondiente al campo de esfuerzo previo.

IMPORTANCIA DE LA INVESTIGACIÓN

El cortante es el modo de falla que gobierna en muchos elementos estructurales sin estribos, sometidos a carga distribuida, tales como muros de contención, zapatas y losas superiores de estructuras enterradas. Sin embargo, las fórmulas de diseño de muchos reglamentos usados en la práctica, se basan en ensayos de vigas simplemente apoyadas sometidas a carga puntal. Adicionalmente, la mayoría de los ensayos disponibles se han llevado a cabo sobre especímenes de espesor constante, mientras que en las estructuras reales la profundidad de los elementos es en muchas ocasiones variable. Para los modelos empíricos basados en antecedentes experimentales así, esto puede implicar que algunos efectos que influyen de manera importante la resistencia a cortante (tales como el estado de las deformaciones en la región crítica de cortante, la acción directa de puntal de las cargas cercanas a los apoyos, o el cortante soportado por la inclinación de la fibra a compresión) puedan no ser tenidos en cuenta apropiadamente. En muchos casos, esto conlleva a la ubicación de refuerzo a cortante innecesario o posiblemente a diseños inseguros. Este estudio presenta los resultados de una serie de ensayos sobre voladizos esbeltos de concreto reforzado (CR) que permite una comparación directa entre la resistencia a cortante de elementos sometidos a una carga puntal o a carga distribuida, tanto para vigas de espesor constante como para vigas trapezoidales. Los resultados experimentales se explican de manera consistente sobre la base de la TFCC y se comparan con diversos modelos de cortante.

INVESTIGACIÓN EXPERIMENTAL

Especímenes

Se ensayaron ocho especímenes de concreto reforzado bajo cuatro configuraciones de carga (cada configuración de carga se ensayó usando dos especímenes). Los parámetros investigados fueron: 1) influencia de la distribución de carga (carga puntal, carga uniformemente distribuida y carga triangular) y 2) influencia de la profundidad variable. La Figura 3 muestra la geometría de los cuatro tipos diferentes de especímenes ensayados. Los especímenes se enumeraron de la siguiente manera:

- CR1/CR2: Profundidad constante y carga uniformemente distribuida (Fig. 3(a));
- CT1/CT2: Profundidad constante y carga triangular (Fig. 3(b));
- VR1/VR2: Profundidad variable y carga uniformemente distribuida (Fig. 3(c)); y
- VT1/VT2: Profundidad variable y carga triangular (Fig. 3(d)).

Con el fin de evitar que se presentara la falla a flexión antes de la falla a cortante, y para mantener la cuantía de refuerzo dentro de límites razonables para los elementos diseñados sin refuerzo a cortante, se usaron como refuerzo a tracción barras de acero de alta resistencia con un esfuerzo de fluencia nominal característico de 835 MPa (121 ksi). Para evitar las fallas de anclaje, se usaron placas de acero en ambos extremos de las barras de refuerzo principales (referirse a la Fig. 4). El re-

fuerzo de todos los especímenes fue idéntico, conformado por dos barras de 26.5 mm (1.04 pulg.) en la cara a tracción. En la cara a compresión, se ubicaron dos barras convencionales de 12 mm (0.47 pulg.) conformadas por acero de refuerzo ligero, con un esfuerzo de fluencia nominal característico de 500 MPa (72.5 ksi) (referirse a la Fig. 4). El recubrimiento de concreto para todos los especímenes fue de 25 mm (1 pulg.), con una profundidad efectiva d en la sección empotrada igual a 562 mm (22.1 pulg.) y una cuantía de refuerzo ρ ($= A_s / (b_w d)$) igual a 0.79% para todos los especímenes.

La geometría de los especímenes se eligió de tal manera que el centro de gravedad de las cargas aplicadas fuera el mismo en todos los casos, con una relación constante entre la resultante de las fuerzas aplicadas y la profundidad efectiva (a/d) igual a 2.75. Cada espécimen se ensayó por ambos lados, permitiendo una comparación directa de la resistencia a cortante entre la carga concentrada y la carga distribuida. El espécimen se cargó sobre el lado largo del voladizo con ocho fuerzas que simularon una carga distribuida (aplicadas a través de almohadillas de neopreno de 160 x 80 mm [6.3 x 3.2 pulg.]) y se apoyó sobre una placa de acero (superficie de apoyo igual a 210 x 250 mm [8.3 x 9.8 pulg.]). Como resultado, se desarrolló una reacción de carga puntual en el voladizo corto (introducida a través de una placa de acero de 200 x 250 x 20 mm [7.87 x 9.84 x 0.78 pulg.]). Para ensayos bajo carga uniformemente distribuida, el peso del arreglo

de carga en el voladizo largo fue de 4.0 kN (0.9 kips), mientras que para ensayos con carga triangular, el peso del arreglo de carga en el voladizo largo fue de 5.9 kN (1.33 kips). Todos los especímenes desarrollaron falla a cortante dentro del voladizo corto en la primera fase del ensayo. A continuación, la zona de falla se reparó usando tres pares de placas de acero (una ubicada sobre la cara superior y la otra sobre la cara inferior de la viga, hatadas entre sí por medio de cuatro barras de acero ligero de 12 mm [0.47 pulg.]), y el voladizo largo se cargó de nuevo hasta desarrollar la falla dentro del voladizo más largo. La distancia entre las ocho cargas sobre el voladizo largo así como su magnitud, se escogieron con el fin de simular una carga distribuida de manera constante o una carga triangular (referirse a la Fig. 3).

La carga se introdujo por medio de dos gatos de 500 kN (112 kip), aplicada sobre el voladizo largo. La carga se incrementó cada 25 kN (5.6 kips) hasta 100 kN (22.5 kips) y después cada 10 kN (2.25 kips). Después de cada incremento de carga, se marcó y se registró el desarrollo de fisuras sobre el espécimen. Cada ensayo tomó aproximadamente 3 horas para realizarse. Ambos gatos transfirieron la misma carga en los ensayos con carga uniformemente distribuida (CR1-2/VR1-2), mientras que en los ensayos con carga triangular, el gato más cercano al apoyo central soportó $\frac{3}{4}$ de la carga mientras que el otro gato soportó el cuarto restante. La Figura 3 describe la forma en que se aplicó la carga para ambas configuraciones.

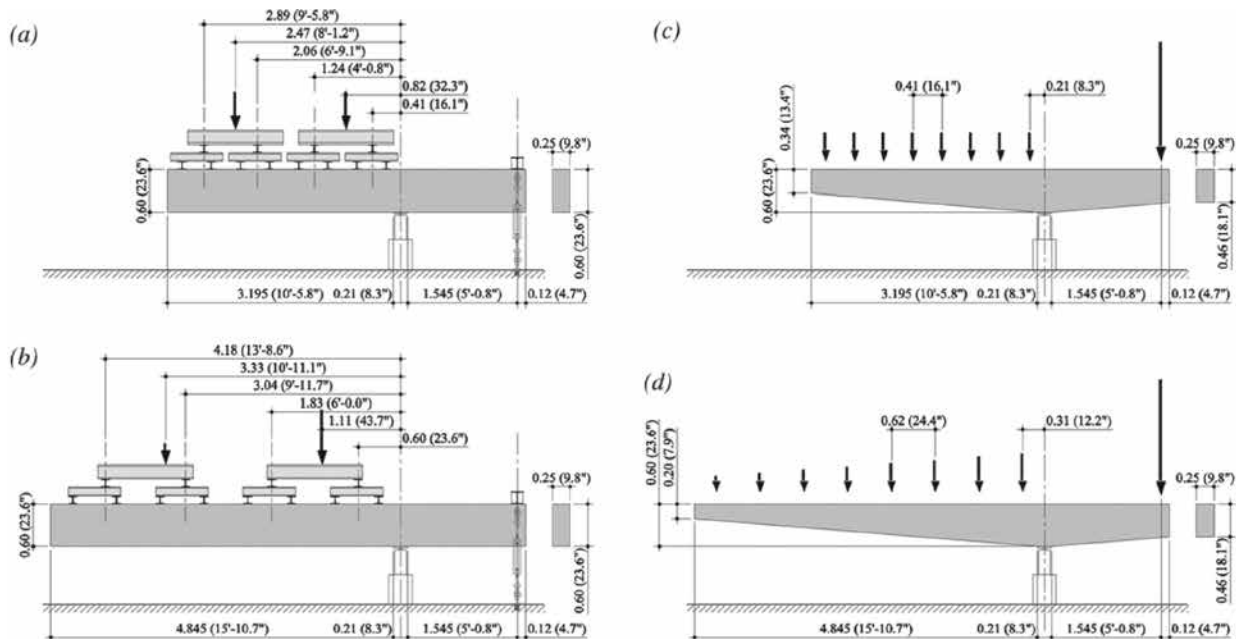


Fig. 3 – Especímenes ensayados: (a) arreglo del ensayo para Especímenes CR (carga uniforme/puntual-profundidad constante), (b) arreglo del ensayo para Especímenes CT (carga triangular/puntual-profundidad constante), (c) fuerzas y dimensiones para Especímenes VR (carga puntual/uniforme-trapezoidal) y (d) fuerzas y dimensiones para Especímenes VT (carga puntual/triangular-trapezoidal). (Nota: Dimensiones en mm [pulg..])

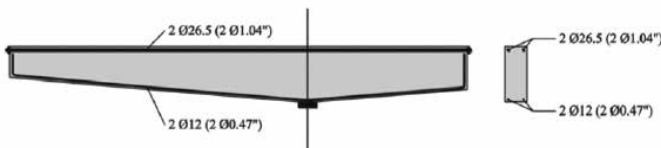


Fig. 4 – Disposición del refuerzo. (Nota: Dimensiones en mm [pulg..])

Propiedades del concreto

Todos los especímenes se vaciaron al mismo tiempo con concreto proveniente de la misma colada, con una resistencia a 28 días especificada de 25 MPa (3600 psi). El contenido de cemento fue de 320 kg/m³ (539 lb/yd³), con una relación agua-cemento (a/c) de 0.54. El tamaño máximo de agregado

fue de 20 mm (0.79 pulg.). Los ensayos de compresión se realizaron en cilindros de 150 mm (5.91 pulg.) de diámetro y 300 mm (11.81 pulg.) de altura, el día después de cada ensayo (para un total de 13 ensayos de concreto). La Figura 5 muestra la evolución de la resistencia del concreto en el tiempo. También se muestra la predicción de la EN1992-1-1¹² del incremento de resistencia en el tiempo para la clase de cemento usada (esta curva está ajustada con base en la resistencia a compresión medida y se usará más adelante en el análisis de los resultados de ensayos para determinar la resistencia a compresión de los especímenes [Tabla 1]).

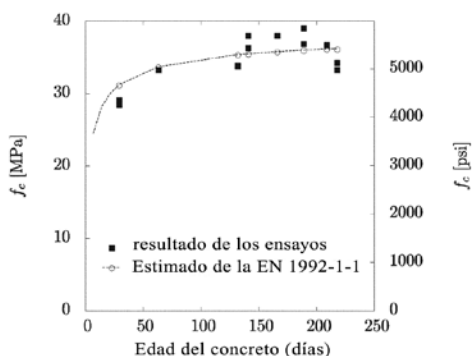


Fig. 5 – Evolución de la resistencia del concreto en el tiempo.

Ensayo	Edad del concreto, días	f_c , MPa (psi)
CR1	29	31.1 (4500)
CR2	63	33.6 (4870)
VR1	132	35.3 (5110)
VR2	141	35.4 (5130)
VT1	166	35.7 (5170)
VT2	189	35.9 (5200)
CT1	209	36.1 (5230)
CT2	218	36.1 (5240)

Tabla 1 – Edad del concreto y resistencia a compresión en el momento del ensayo de los especímenes (calculada de acuerdo con la EN-1992-1-12 ajustada con base en valores experimentales, referirse a la Fig. 5)

Medidas e introducción de carga

Las reacciones se midieron por medio de celdas de carga ubicadas en cada apoyo (dos bajo el apoyo central y dos en el soporte trasero [voladizo corto]). La carga aplicada en los gatos fue registrada por la presión hidráulica central y fue consistente con las reacciones medidas (en todos los casos las diferencias estuvieron por debajo del 3%). Las deflexiones del voladizo también se registraron por medio de extensómetros localizados en el centro de la luz, en la punta del voladizo y en la sección transversal del soporte trasero.

Resultados de los ensayos

Las vigas en voladizo se ensayaron a diferentes edades, como se muestra en la Tabla 2, realizando ambos ensayos sobre cada espécimen en el mismo día. Todos los ensayos presentaron falla frágil por cortante previa a la fluencia del refuerzo a tracción. La Tabla 2 resume los resultados de los ensayos en términos de la fuerza cortante total actuando en la

cara de la región de apoyo en el momento de la falla. La fuerza cortante total tiene en cuenta el peso propio del elemento y el peso del arreglo de carga (Tabla 2). Como se puede ver, los resultados de los ensayos muestran una influencia importante del tipo de carga. Para elementos de profundidad constante, la fuerza cortante es aproximadamente un 27.5% más alta (32% y 23%) para los elementos sometidos a carga uniformemente distribuida que para elementos sometidos a carga puntual, y 109% más alta (107% y 111%) para elementos sometidos a carga triangular, también con respecto a los resultados de carga puntual.

La Figura 6 muestra la ubicación y forma de las fisuras críticas de cortante de los diferentes ensayos. Para los ensayos con carga distribuida, se puede notar que en algunos casos la fisura crítica de cortante se desarrolló entre la primera y segunda cargas aplicadas, mientras que para los otros ensayos esta se desarrolló entre la segunda y la tercera o incluso entre la tercera y la cuarta cargas (influyendo el número de cargas que podrían ser soportadas por acción directa de puntal).

	VR, kN (kips)		$V_{R,di}/V_{R,po}$
	Carga puntual $V_{R,po}$	Carga distribuida $V_{R,di}$	
CR1	132 (29.7)	174 (39.1)	
CR2	154 (34.6)	190 (42.7)	
VR1	148 (33.3)	236 (56.1)	
VR2	144 (31.4)	240 (54.0)	
CT1	114 (25.6)	241 (54.2)	
CT2	149 (33.5)	308 (69.2)	
VT1	118 (26.5)	300 (67.4)	
VT2	141 (31.7)	250 (56.2)	

Tabla 2 – Fuerza cortante en el momento de la falla (debida a fuerzas externas y peso propio) en la cara del apoyo

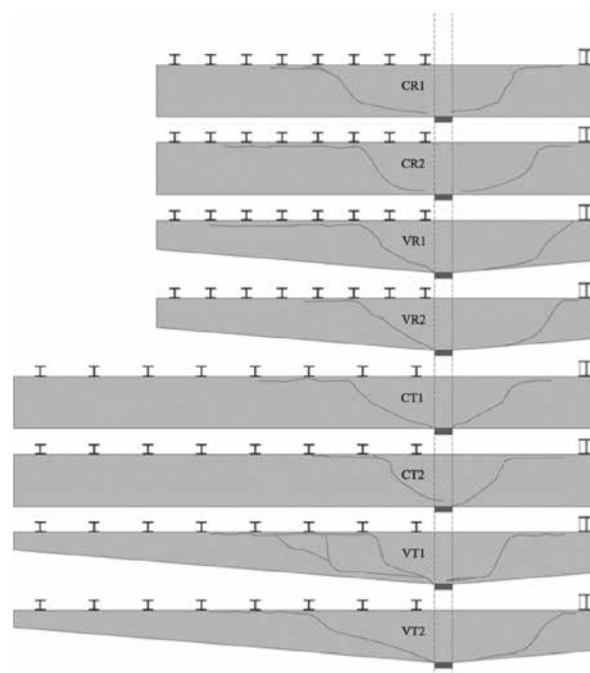


Fig. 6 – Fisuras críticas de cortante para cada viga.

DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Se investigaron dos efectos importantes con los ensayos realizados: la profundidad variable y la acción directa de puntal de las cargas. La acción directa de puntal de la carga ocurre cerca de la región de apoyo, donde los puntales que soportan cargas no están interceptados por la fisura de cortante, conllevando a la falla, y por lo tanto no ocurre con la fuerza cortante que tiene que ser soportada a través de ella (referirse a la Fig. 7(a)). Normalmente esto se tiene en cuenta en el diseño ignorando o reduciendo las cargas cercanas a los apoyos.¹²

Con respecto al efecto de la profundidad variable, su influencia se puede entender con la ayuda de la Fig. 7(a) y (b). De acuerdo con la teoría estándar de vigas, y para voladizos con un sofito inclinado, la fuerza cortante soportada por el alma se puede reducir teniendo en cuenta la componente vertical de la fuerza de la fibra a compresión¹⁷ V_{fibra} . Este término ha sido aceptado experimentalmente por algunos investigadores.^{9,11} Se debe notar que, de acuerdo con el modelo propuesto, sólo se tienen en cuenta las cargas aplicadas por fuera de la zona de apoyo directo. Esto se justifica porque la fuerza sobre la fibra a compresión no está influenciada por cargas apuntaladas directamente (referirse a la Fig. 7(a)).

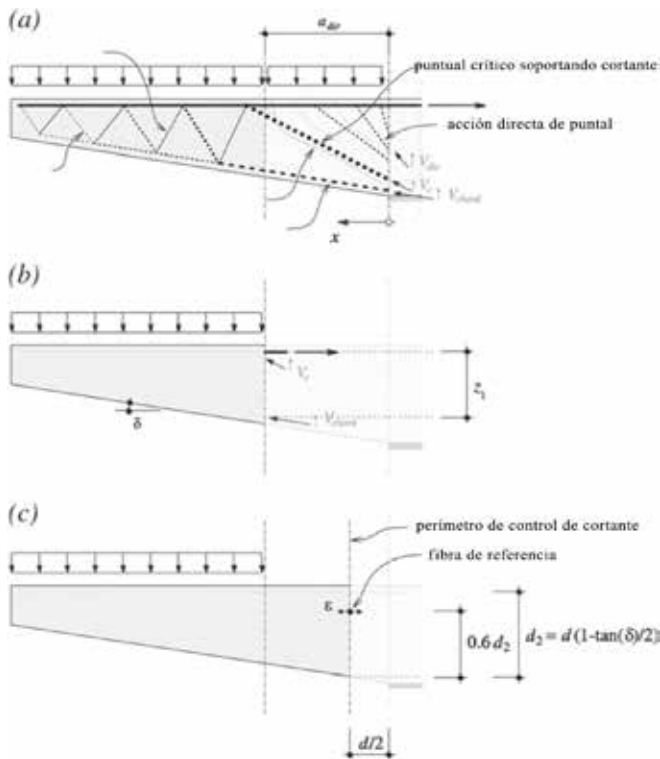


Fig. 7 - Acciones de transferencia de cortante en viga esbelta sin estribos: (a) acción de transferencia de carga y región para el cálculo de la contribución de soporte directo (V_c), (b) sección para el cálculo de la contribución de la fibra a compresión (V_{fibra}) y (c) sección y cargas para el cálculo de V_c .

Se puede observar claramente la influencia de estos dos efectos (acción directa de puntal e inclinación de la fibra a compresión) sobre la resistencia de las vigas ensayadas. Con respecto a la acción directa de puntal de las cargas, se puede notar que para elementos de espesor constante, la carga de falla se incrementó directamente cuando se aplicaron cargas uniformemente distribuidas o cargas triangulares (referirse a la

sección previa y a la Tabla 2). Esto confirma claramente que las cargas cercanas a la región de apoyo no concurren al cortante que tiene que ser soportado por la fisura crítica de cortante y por lo tanto se pueden reducir o ignorar.

Con respecto a la inclinación de la fibra a compresión, los especímenes sometidos a una sola carga concentrada (a aproximadamente $3d$) no mostraron influencia significativa para geometrías trapezoidales. Esto se explica por el hecho de que la carga estuvo más bien cercana al apoyo y la zona de compresión inclinada pudo solamente activarse parcialmente (justificando valores del parámetro a_{dir} de hasta $3d$). Por el contrario, para los voladizos sometidos a carga uniformemente distribuida, se puede observar claramente el incremento de la resistencia con la inclinación de la fibra a compresión (un incremento de aproximadamente el 30% con respecto a los elementos de espesor constante [referirse a la Tabla 2]). Los elementos sometidos a carga triangular, sin embargo, se ven menos influenciados por este hecho, a medida que las cargas mayores se aplicaron cerca a los apoyos y la acción directa de puntal fue la que gobernó principalmente.

RESISTENCIA A CORTANTE DE LOS ELEMENTOS SOMETIDOS A CARGA DISTRIBUIDA DE ACUERDO CON LA TFCC

El incremento en la carga de falla observado en los ensayos se puede entender considerando los principios de la TFCC, los cuales se presentan detalladamente en Muttoni y Fernández Ruiz.⁸ De acuerdo con esta teoría, la falla por cortante se presenta cuando una fisura (originada por flexión) se desarrolla a través del puntal inclinado teórico que soporta cortante, limitando su resistencia y por lo tanto impidiendo que el elemento alcance su capacidad a flexión. La resistencia a cortante depende por lo tanto del ancho de la fisura crítica de cortante (evaluada a través de los momentos flectores del elemento), así como de la rugosidad de la superficie de la fisura (evaluada por medio del tamaño máximo de agregado)

$$\frac{V_c}{b \cdot d} = \sqrt{f_c} \cdot f(w, d_g) \quad (4)$$

donde b es el ancho del elemento, d es su profundidad efectiva, f_c es la resistencia a compresión del concreto medida en cilindros, w es el ancho de la fisura en la región crítica de cortante y d_g es el tamaño máximo de agregado. Al adoptar la hipótesis⁸ de que el ancho de la fisura crítica de cortante es proporcional a la deformación ϵ en una fibra de control (ubicada a $0.6d$ del refuerzo a tracción y calculada asumiendo un comportamiento elástico lineal del concreto en compresión y sin resistencia a tracción⁸), multiplicada por la profundidad efectiva del elemento ($w \epsilon \cdot d$), resulta la siguiente expresión⁸

$$\frac{V_c}{b \cdot d \sqrt{f_c}} = \frac{1}{6} \cdot \frac{2}{1 + 120 \frac{\epsilon \cdot d}{16 + d_g}} \quad [\text{Unidades SI: MPa, mm}]$$

$$\frac{V_c}{b \cdot d \sqrt{f_c}} = \frac{1}{6} \cdot \frac{2}{1 + 120 \frac{\epsilon \cdot d}{16 + d_g}} \quad [\text{Unidades EE.UU.: psi, pulg.}] \quad (5)$$

De acuerdo con esta expresión, la resistencia a cortante depende de las deformaciones (ancho de las fisuras) del elemento. Por lo tanto, esta permite tomar en cuenta de manera consistente las diferentes resistencias entre voladizos y vigas simplemente apoyadas sometidas a carga distribuida, cuyos momentos flectores en las secciones críticas de cortante sean un poco diferentes para el mismo nivel de cortante aplicado. Se pueden encontrar en otro artículo aplicaciones de esta expresión, así como una derivación de fórmulas de diseño basadas en ella para elementos que fallan antes de la fluencia del refuerzo a flexión⁸, así como para elementos que fallan después de desarrollar deformaciones plásticas en el refuerzo a flexión¹⁸ (lo que es pertinente para elementos estáticamente redundantes, tales como los mostrados en las Fig. 1(c) a la (f)).

El enfoque de la TFCC también se puede usar de manera consistente para elementos trapezoidales. Para hacerlo, la deformación de la Ec. (5) ha de evaluarse teniendo en cuenta el momento en la sección de cortante de control debido a las cargas que no son soportadas por acción directa de puntal (solamente las cargas que contribuyen a la apertura de la fisura de cortante [referirse a la Fig. 7(c)]). Con respecto a las otras contribuciones al soporte de cortante (V_{dir} y V_{fibra} [referirse a la Ec. (1)]), también se pueden evaluar con base en el modelo mecánico mostrado en la Fig. 7(a).

La fuerza cortante soportada por acción directa de puntal (que por lo tanto no contribuye al cortante que debe ser soportado por la fisura crítica de cortante) se puede evaluar directamente integrando las cargas aplicadas entre el apoyo y la distancia a_{dir}

$$V_{dir} = \int_0^{a_{dir}} q \cdot dx \quad (6)$$

donde q se refiere a la carga distribuida sobre la viga.

Con respecto al cortante soportado por la inclinación de la fibra a compresión, este también se puede calcular evaluando V_{fibra} en la misma sección (una distancia a_{dir} desde el borde de la placa de apoyo [referirse a la Fig. 7(b)]), donde la acción directa de puntal de las cargas empieza para

$$V_{chord} = \frac{M_1}{z_1} \tan(\delta) \quad (7)$$

donde z_1 y M_1 son el brazo de palanca y el momento flector actuante en la sección de control donde se empieza a desarrollar la acción directa de puntal (Fig. 7(b)), respectivamente. Esto se justifica ya que las cargas entre el borde de la sección de control y la distancia a_{dir} no contribuyen a incrementar la fuerza en la fibra a compresión (referirse a la Fig. 7(a)). Se puede notar que la Ec. (7) (derivada con base en el modelo mecánico de la Fig. 7(a) para elementos sin refuerzo a cortante) difiere de la Ec. (3a) (derivada con base en el modelo mecánico de la Fig. 2(b) para elementos con refuerzo a cortante) en la sección en la que el momento y el brazo de palanca serán evaluados, así como sobre la influencia en la relación entre a_{dir} y a .

PREDICCIONES DE RESISTENCIA A CORTANTE DE ACUERDO CON EL ACI 318-08, EC2 Y TFCC

Las comparaciones de los ensayos con los reglamentos de diseño (ACI 318-08 y EC2) y con la teoría de la fisura crítica de cortante se muestran en la Tabla 3 para los ensayos presentados en este artículo, así como ensayos similares de la literatura.¹⁰ En esta tabla también se presentan el porcentaje de la fuerza cortante total soportado por acción directa de puntal y por la inclinación de la fibra a compresión.

Todos los modelos consideran una reducción de las cargas aplicadas cerca de los apoyos (acción directa de puntal). Con respecto al EC2, las cargas se reducen entre 0 y $2d$ para tener en cuenta la acción directa de puntal, de acuerdo con el coeficiente de reducción de carga ξ mostrado en la Fig. 8. El enfoque del ACI 318-08 presenta una función escalonada que ignora (en términos del cortante actuante) todas las cargas ubicadas entre la cara del apoyo y una distancia igual a d (referirse al ACI 318-08, Sección R11.1.3.1). Con respecto a la TFCC, y de acuerdo con sus principios, todas las cargas ubicadas entre el apoyo y la distancia a la que la fisura crítica de cortante intercepta el refuerzo a flexión pueden, en principio, ignorarse ($\xi = 0$) para el cálculo de la fuerza cortante actuante en la sección crítica. A partir de los resultados de los ensayos, se ha observado que el valor del parámetro a_{dir} depende de la cuantía de refuerzo a flexión y del ángulo de la viga trapezoidal. Sin embargo, para propósitos de análisis o diseño, es suficientemente preciso adoptar un valor constante para esta longitud ($a_{dir} = 2.75d$) (Fig. 8). Se debe notar que este enfoque es válido para vigas esbeltas ($a/d > 2.5$ a 3) con solo una fracción de la carga aplicada cerca del apoyo.

Con respecto al cortante soportado por la fibra a compresión, se puede calcular con base en la Fig. 7(b). Para la TFCC, se adopta de nuevo el valor $a_{dir} = 2.75d$. Adicionalmente, la fuerza en la fibra a compresión se calcula asumiendo que el concreto se comporta linealmente a compresión y no soporta esfuerzo a tracción (de acuerdo con la hipótesis⁹ de la TFCC). Para el ACI 318-08 y el EC2, esta contribución se ha calculado (en flexión y cortante) para la sección en la cara del apoyo (donde la punta de la fisura crítica de cortante se localiza sobre la zona de compresión [Fig. 6], indicando que la fibra a compresión puede soportar una fracción de la fuerza cortante debido a su inclinación).

Los resultados de la Tabla 3 muestran que todos los modelos permiten estimaciones relativamente buenas de la resistencia, para fallas bajo carga puntal de vigas prismáticas. Sin embargo, para vigas trapezoidales sometidas a carga puntal, el ACI 318-08 y el EC2 sobreestiman la resistencia. Esto se debe principalmente a la elección del cálculo de V_{fibra} en la sección de la cara del apoyo (con un valor mínimo de la relación entre la resistencia medida y la resistencia calculada de 0.66 para el ACI 318-08 y 0.76 para EC2).

Para especímenes sometidos a carga uniforme o triangular, las predicciones son un poco imprecisas, especialmente para el EC2 y el ACI 318-08. Los cálculos para el ACI 318-08 se llevaron a cabo usando la Ec. (11-3) de ese reglamento. Se debe notar que la Ec. (11-5) arroja resultados muy similares, con diferencias menores al 4%. La TFCC arroja los mejores resultados, solo subestimando un poco la resistencia de elementos trapezoidales sometidos a carga uniforme y triangular.

Ensayo	Forma	Carga	ACI 318-08 ¹³			EC2 ¹²			TFCC		
			Vdir/VR	Vfibra/VR	Vens/Vcalc	Vdir/VR	Vfibra/VR	Vens/Vcalc	Vdir/VR	Vfibra/VR	Vens/Vcalc
CR1	Prismática	Puntual	0.0%	0.0%	0.99	0.0%	0.0%	1.13	0.0%	0.0%	0.99
CR2	Prismática	Puntual	0.0%	0.0%	1.11	0.0%	0.0%	1.28	0.0%	0.0%	1.13
CT1	Prismática	Puntual	0.0%	0.0%	0.79	0.0%	0.0%	0.93	0.0%	0.0%	0.81
CT2	Prismática	Puntual	0.0%	0.0%	1.04	0.0%	0.0%	1.21	0.0%	0.0%	1.06
VR1	Trapezoidal	Puntual	0.0%	25.4%	0.83	0.0%	25.4%	0.96	0.0%	0.0%	1.09
VR2	Trapezoidal	Puntual	0.0%	25.4%	0.81	0.0%	25.4%	0.93	0.0%	0.0%	1.06
VT1	Trapezoidal	Puntual	0.0%	25.4%	0.66	0.0%	25.4%	0.76	0.0%	0.0%	0.87
VT2	Trapezoidal	Puntual	0.0%	25.4%	0.79	0.0%	25.4%	0.91	0.0%	0.0%	1.04
Carga puntual-promedio (COV)			0.88 (0.17)			1.01 (0.17)			1.01 (0.11)		
CR1	Prismática	Uniforme	20.3%	0.0%	1.09	19.2%	0.0%	1.25	50.0%	0.0%	0.91
CR2	Prismática	Uniforme	20.3%	0.0%	1.14	19.2%	0.0%	1.33	50.0%	0.0%	0.98
VR1	Trapezoidal	Uniforme	20.3%	24.6%	1.15	19.2%	24.6%	1.33	50.0%	8.5%	1.18
VR2	Trapezoidal	Uniforme	20.3%	24.6%	1.17	19.2%	24.6%	1.35	50.0%	8.5%	1.20
Carga uniforme promedio (COV)			1.14 (0.03)			1.31 (0.04)			1.07 (0.13)		
CT1	Prismática	Triangular	25.2%	0.0%	1.34	23.4%	0.0%	1.59	55.6%	0.0%	1.18
CT2	Prismática	Triangular	25.2%	0.0%	1.71	23.4%	0.0%	2.03	55.6%	0.0%	1.51
VT1	Trapezoidal	Triangular	25.2%	24.9%	1.40	23.4%	24.9%	1.63	55.6%	10.3%	1.46
VT1	Trapezoidal	Triangular	25.2%	24.9%	1.16	23.4%	24.9%	1.36	55.6%	10.3%	1.21
Carga triangular-promedio (COV)			1.40 (0.16)			1.65 (0.17)			1.34 (0.12)		
nsayos presentados en este artículo-prom			1.07 (0.25)			1.25 (0.26)			1.11 (0.17)		
3	Prismática	Puntual	0.0%	0.0%	1.41	0.0%	0.0%	0.97	0.0%	0.0%	0.92
2	Trapezoidal	Puntual	0.0%	35.3%	1.04	0.0%	35.3%	0.71	0.0%	11.8%	0.87
4	Trapezoidal	Puntual	0.0%	42.2%	1.00	0.0%	42.2%	0.76	0.0%	10.9%	0.94
5	Trapezoidal	Puntual	0.0%	56.5%	1.03	0.0%	56.5%	0.70	0.0%	23.2%	0.92
5R	Trapezoidal	Puntual	0.0%	56.6%	1.11	0.0%	56.6%	0.75	0.0%	23.3%	1.00
6	Trapezoidal	Puntual	0.0%	77.8%	1.11	0.0%	77.8%	0.75	0.0%	41.5%	1.03
Todos los ensayos ¹			1.12 (0.13)			0.77 (0.13)			0.95 (0.06)		
Todas las series			1.09 (0.22)			1.12 (0.31)			1.06 (0.17)		
Vigas prismáticas			1.18 (0.23)			1.30 (0.26)			1.06 (0.19)		
Vigas trapezoidales			1.02 (0.20)			0.99 (0.32)			1.07 (0.15)		

Tabla 3 – Comparación entre los modelos teóricos y los resultados de los ensayos

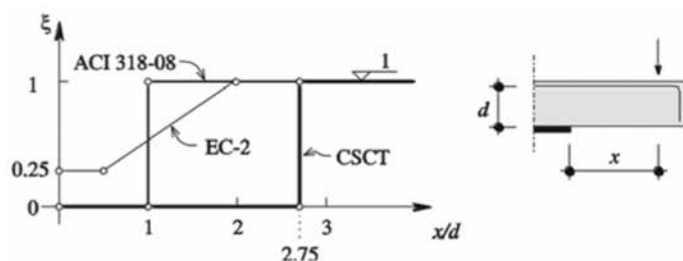


Fig. 8 – Factor de reducción de carga ξ teniendo en cuenta la acción directa de puntal de acuerdo con el EC2, el ACI 318-08 y la ley propuesta para la TFCC para vigas esbeltas.

CONCLUSIONES

Este estudio presenta los resultados de una investigación experimental sobre la resistencia a cortante de voladizos esbeltos de concreto reforzado, con formas prismáticas y trapezoidales, sometidos a carga puntual, carga uniforme y carga triangular. Con base en los resultados de esta investigación experimental, se pueden sacar las siguientes conclusiones:

1. Existe un efecto importante del tipo de carga sobre la capacidad a cortante de elementos de CR sin refuerzo a cortante.

2. El comportamiento y la resistencia a cortante de los voladizos son muy diferentes de los de vigas simplemente apoyadas sometidas a carga distribuida, debido al hecho de que las deformaciones y el ancho de fisura en las regiones críticas de cortante son muy diferentes (cortante y momentos flectores máximos en voladizos, cortante máximo pero momentos flecto-

res limitados en vigas simplemente apoyadas). Sin embargo, este hecho, no es aceptado por muchos reglamentos usados en la práctica.

3. Para los voladizos de profundidad constante ensayados, los mismos elementos soportaron 27% más carga para carga uniformemente distribuida que para carga puntual, y más del 100% para carga triangular que para carga puntual. En el caso de profundidad variable, el incremento en la carga que puede ser soportada es del 63% para carga distribuida y, nuevamente, más del 100% para carga triangular.

4. Con respecto al efecto positivo de los elementos de profundidad variable (inclinación de la fibra a compresión que soporta cortante), este fenómeno juega un papel importante en elementos sin refuerzo a cortante solo para cargas aplicadas a cierta distancia del apoyo (aproximadamente 2.5 a 3 veces la profundidad efectiva del elemento).

5. Una comparación de los resultados de los ensayos con los enfoques de diseño (ACI 318-08, EC2 y TFCC) muestra que las mejores predicciones se obtienen usando la TFCC. Esta teoría tiene en cuenta de manera consistente las diferentes acciones de transferencia de cortante (acción directa de puntal e inclinación de las fibras a compresión/tracción) y las deformaciones que se desarrollan en la región crítica de cortante. La importancia de este aspecto en el concreto estructural muestra la necesidad de nuevas investigaciones que suministren más resultados experimentales (complementando los de este artículo), con el fin de mejorar y refinar los modelos teóricos y mecánicos discutidos en este estudio.

AGRADECIMIENTOS

Los autores expresan su gratitud y sincero aprecio a las siguientes personas, compañías y entidades oficiales que hicieron posible esta investigación: El Ministerio Español de Educación por financiar este programa como parte del proyecto de investigación BIA-2006-14291; J. Sánchez (DRAGADOS) por suministrar la formaleta para las vigas; F. Martínez (DYWIDAG) por suministrar las barras de alta resistencia; H. Ortega (CELSA) por suministrar el refuerzo ligero; F. García (HYMPESA) por suministrar la mezcla de concreto; H. Corres (UPM) por su ayuda e incentivo; J. Torrico (UPM) por preparar el arreglo del ensayo y S. Lips (EPFL) por dibujar las figuras.

NOTACIÓN

- a = luz de cortante (para carga distribuida, la distancia entre el apoyo y la resultante de las cargas)
- a_{dir} = distancia de la región de apoyo directo
- b = ancho del elemento
- d = profundidad efectiva
- d_2 = profundidad efectiva en la sección de control resistente a cortante
- d^g = tamaño máximo de agregado
- f_c^g = resistencia a compresión del concreto medida en cilindros
- M = momento flector en la cara del apoyo
- M_l = momento flector en la sección donde se empieza a desarrollar el apoyo directo
- q = carga distribuida
- V = fuerza cortante en la cara del apoyo del espécimen (teniendo en cuenta las cargas externas, el peso propio y el peso del arreglo de carga)
- V_c = fuerza cortante soportada por el concreto
- V_{calc} = resistencia a cortante calculada
- V_{fibra} = fuerza cortante soportada por la inclinación de la fibra a compresión
- V_{dir} = fuerza cortante soportada por acción directa de puntal
- V_R = resistencia a cortante
- $V_{R,di}$ = resistencia a cortante del espécimen sometido a carga distribuida
- $V_{R,pu}$ = resistencia a cortante del espécimen sometido a carga puntal
- V_s = fuerza cortante soportada por el refuerzo transversal
- V_{ensayo} = resistencia a cortante medida
- w = ancho de la fisura en la región crítica de cortante
- x = coordenada
- z = brazo de palanca interno en la carga del apoyo
- z_l = brazo de palanca interno en la sección donde se empieza a desarrollar el apoyo directo
- δ = inclinación del sofito del voladizo
- ε = deformación en la profundidad de control
- ρ = cuantía de refuerzo longitudinal
- ξ = factor de reducción de carga que considera la acción directa de puntal

REFERENCIAS

- Leonhardt, F., and Walther, R., "Shear Tests on Single Span Reinforced Concrete Beams with and without Shear Reinforcement Investigating Shear Transfer Actions and Maximum Shear Strength (Schubversuche an einfeldrigen Stahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit und der oberen Schubspannungsgrenze)," *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, Germany, 1962, 83 pp. (in German)*
- Krefeld, W. J., and Thurston, C. W., "Studies of Shear and Diagonal Tension Strength of Simply Supported Reinforced Concrete Beams," *ACI JOURNAL, Proceedings V. 63, No. 4, Apr. 1966, pp. 451-476.*
- Cossio, R. D., and Siess, C. P., "Behavior and Strength in Shear of Beams and Frames without Web Reinforcement," *ACI JOURNAL, Proceedings V. 56, Feb. 1960, pp. 695-735.*
- Aoyagi, Y., and Endo, T., "Ultimate Shear Capacity of Continuous RC Beams Subjected to Distributed Loading," *Proceedings, Fourth East Asia Pacific Conference on Structural Engineering and Construction, Seoul, South Korea, 1993, pp. 727-732.*
- Brown, M.; Bayarak, O.; and Jirsa, J., "Design for Shear Based on Loading Conditions," *ACI Structural Journal, V. 103, No. 4, July-Aug. 2006, pp. 541-550.*
- Padilla, P., "Influencia de la distribución de la carga en la capacidad resistente a cortante en elementos sin armadura transversal. Estudio teórico y experimental," *PhD thesis, Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, Spain, 2008, 456 pp.*
- Shioya, T., and Okada, T., "The Effect of the Maximum Aggregate Size on Shear Strength of Reinforced Concrete Beams," *Proceedings, Japanese Concrete Institute, 1985, pp. 521-524.*
- Muttoni, A., and Fernández Ruiz, M., "Shear Strength of Members without Transverse Reinforcement as a Function of the Critical Shear Crack Width," *ACI Structural Journal, V. 105, No. 2, Mar.-Apr. 2008, pp. 163-172.*
- Stefanou, G. D., "Shear Resistance of Reinforced Concrete Beams with Non-Prismatic Sections," *Engineering Fracture Mechanics, V. 18, No. 3, 1983, pp. 643-666.*
- MacLeod, I. A., and Houmsi, A., "Shear Strength of Haunched Beams without Shear Reinforcement," *ACI Structural Journal, V. 91, No. 1, Jan.Feb. 1994, pp. 79-89.*
- Tena-Colunga, A.; Archundia-Aranda, H. I.; and González-Cuevas, O. M., "Behavior of Reinforced Concrete Haunched Beams Subjected to Static Shear Loading," *Engineering Structures, V. 30, No. 2, 2008, pp. 478-492.*
- CEN, "EN-1992-1-1: Eurocode 2. Design of Concrete Structures— Part 1-1. General Rules and Rules for Buildings," *prEN1992-1-1, 2004, 225 pp.*
- ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary," *American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2008, 473 pp.*
- Kani, M. W.; Huggins, M. W.; and Wittkopp, R. R., "Kani on Shear in Reinforced Concrete," *Department of Civil Engineering, University of Toronto, Toronto, ON, Canada, 1979, 97 pp.*
- Muttoni, A., and Fernández Ruiz, M., "Shear in Slabs and Beams: Should They be Treated in the Same Way?" *Fédération Internationale du Béton (fib) Bulletin, No. 57, 2010, pp. 105-128.*
- Vaz Rodrigues, R.; Fernández Ruiz, M.; and Muttoni, A., "Punching Shear Strength of R/C Bridge Cantilever Slabs," *Engineering Structures, V. 30, No. 11, 2008, pp. 3024-3033.*
- Mörsch, E., *Reinforced Concrete Construction, Theory and Application (Der Eisenbetonbau, seine Theorie und Anwendung), third edition, Verlag von Konrad Wittwer, 1908, 376 pp. (in German)*
- Vaz Rodrigues, R.; Muttoni, A.; and Fernández Ruiz, M., "Influence of Shear on the Rotation Capacity of Reinforced Concrete Plastic Hinges," *ACI Structural Journal, V. 107, No. 5, Sept.-Oct. 2010, pp. 516-525.*

Longitud de desarrollo de barras de refuerzo de acero convencional y de alta resistencia no confinadas

Traducción autorizada por el American Concrete Institute del artículo "Development Length of Unconfined Conventional and High-Strength Steel Reinforcing Bars" publicado en el ACI Structural Journal de Septiembre-Octubre de 2012.
Traducción de Lina María Méndez.

por Amr Hosny, Hatem M. Seliem, Sami H. Rizkalla y Paul Zia

La ecuación de longitud de desarrollo especificada por el ACI 318-08, así como la ecuación recomendada por el ACI 408R-03, se basan en numerosos resultados de ensayos usando refuerzo convencional acorde con el ASTM A615/A615M y A706/A706M. Con el desarrollo de los nuevos aceros de refuerzo de alta resistencia ASTM A1035/A1035M, se han llevado a cabo varios estudios para determinar si las ecuaciones actuales son aplicables a estos nuevos aceros. Estos estudios han mostrado que las ecuaciones actuales podrían, en algunos casos, sobreestimar la resistencia a la adherencia de las barras de refuerzo de alta resistencia. Este artículo propone una nueva ecuación para la resistencia a la adherencia de barras de refuerzo no confinadas para los tres tipos de acero. La ecuación propuesta para acero de alta resistencia se comparó con numerosos datos de ensayos reportados en la literatura y se encontró más precisa que las ecuaciones del ACI 318-08 y ACI 408R-03 especificadas para refuerzo convencional.

Palabras clave: adherencia; longitud de desarrollo; acero de alta resistencia; acero de refuerzo; longitud de traslapo.

El miembro del ACI **Amr Hosny** es Ingeniero Estructural en BergerABAM Inc., Houston, TX. Recibió su PhD de la Universidad del Estado de Carolina del Norte, Raleigh, NC, en 2010.

El miembro del ACI **Hatem M. Seliem** es Profesor Asistente en la Universidad de Helwan, Egipto. Recibió su BSc y su MSc de la Universidad del Cairo, Egipto, y su PhD de la Universidad del Estado de Carolina del Norte en 2000, 2002 y 2007, respectivamente.

Sami H. Rizkalla, FACI, es Profesor Distinguido de Ingeniería Civil y de la Construcción en el Departamento de Ingeniería Civil, de la Construcción y Ambiental en la Universidad del Estado de Carolina del Norte, donde también trabaja como Director del Constructed Facilities Laboratory y NSF I/UCRC en Reparación de Estructuras y Puentes.

El Miembro Honorario del ACI **Paul Zia** es Profesor Distinguido Emérito en la Universidad del Estado de Carolina del Norte. Es Expresidente del ACI y miembro del Consejo de Investigación en Concreto; del Grupo de Consultoría en Transferencia de Tecnología y del Comité ACI 363, Concreto de Alta Resistencia. También es miembro de los Comités Conjuntos ACI-ASCE 423, Concreto Pre-esforzado y 445, Cortante y Torsión.

INTRODUCCIÓN

Una adecuada adherencia entre el concreto y las barras de refuerzo es necesaria para el diseño de las estructuras de concreto reforzado. Adicionalmente, las barras de refuerzo se traslapan frecuentemente para transferir la fuerza de una barra a otra a través del concreto circundante. Por lo tanto, es indispensable predecir de manera precisa la longitud de desarrollo y la resistencia de adherencia de las barras traslapadas para un diseño seguro.

Las ecuaciones actuales para la longitud de desarrollo especificadas por el ACI 318-08¹ se basan en las recomendaciones del ACI 408R-03.² Dichas ecuaciones se desarrollaron con base en numerosos datos de ensayos usando barras de refuerzo convencional acordes con la ASTM A615/A615M-09b³ y ASTM A706/A706M-09b.⁴ Un aspecto crítico del diseño es si estas ecuaciones son aplicables a las nuevas barras de acero de refuerzo ASTM A1035/A1035M-09.⁵ Al respecto, se llevó a cabo un extenso programa experimental⁶⁻¹¹ en tres universidades – cada una fue responsable de ensayar de manera independiente un total de 22 especímenes de traslapo de gran escala, completando un total de 66 especímenes ensayados. El programa experimental suministró numerosos datos que demostraron los efectos del diámetro de la barra, el recubrimiento de concreto, la resistencia a compresión del concreto, la longitud de traslapo y el refuerzo transversal de confinamiento en la zona de traslapo sobre la resistencia del mismo. Los autores publicaron los detalles del programa experimental y los resultados de los ensayos en un artículo previo en 2009.⁶ El programa experimental reveló que la ecuación de longitud de desarrollo dada por el ACI 318-08¹ sólo es aplicable para barras traslapadas con confinamiento. Para barras traslapadas sin confinamiento, se debe usar la ecuación recomendada por el ACI 408R-03.²

Este artículo se enfoca únicamente en los resultados de los ensayos de especímenes sin refuerzo transversal de confinamiento, y presenta un análisis detallado de los factores que afectan la resistencia de traslajos no confinados. Con base en los resultados de los ensayos del programa experimental, así como en los numerosos datos de ensayos reportados en la literatura,¹²⁻²² se desarrolló una nueva y simple ecuación para la predicción de la longitud de desarrollo de barras de refuerzo acordes con el ASTM A615/A615M,³ A706/A706M,⁴ y A1035/A1035M⁵ no confinadas.

IMPORTANCIA DE LA INVESTIGACIÓN

Las ecuaciones del ACI 318-08¹ y el ACI 408R-03² para la longitud de desarrollo de barras de acero de refuerzo son fundamentalmente empíricas, y se derivaron con base en investigaciones llevadas a cabo en su mayoría con aceros de resistencia a la fluencia limitada a 552 MPa (80 ksi) y acordes con el ASTM A615/A615M³ y A706/A706M.⁴ Estudios recientes⁶⁻¹² han mostrado que las ecuaciones del ACI 318-08 y ACI 408R-03 podrían, en algunos casos, sobreestimar la resistencia a la adherencia de las barras de acero de alta resistencia sin confinamiento. Con base en los resultados de un extenso programa experimental llevado a cabo en tres universidades⁶ y otros resultados publicados, este artículo presenta una ecuación que puede ser usada para evaluar la longitud de desarrollo de barras de acero de refuerzo convencional y de alta resistencia sin confinamiento. La ecuación incorpora los parámetros críticos normalmente reconocidos por influenciar el comportamiento de adherencia.

PROGRAMA EXPERIMENTAL

El programa experimental⁶⁻¹¹ llevado a cabo por las tres universidades consistió en 66 especímenes de traslajo de gran escala. Los tres tamaños diferentes de barras considerados fueron barras No.16 (No. 5) para especímenes de losa y barras No. 25 y No. 36 (No.8 y No. 11) para especímenes de viga. Los especímenes de ensayo usaron barras ASTM A1035/A1035M Grado 100. El recubrimiento de concreto lateral e inferior de los especímenes varió de 19 a 76 mm (0.75 a 3.0 pulg.). Las longitudes de traslajo de los especímenes se diseñaron usando la Ec. (4-11a) del ACI 408R-03.² Los especímenes se ensayaron en un montaje de flexión de cuatro puntos para proveer una región de momento constante dentro de la zona de traslajo, como se muestra en la Fig. 1. Para conocer los detalles completos del programa experimental, remitirse a la Referencia 6.

Este artículo sólo hace uso de los resultados de 32 especímenes de traslajo sin refuerzo transversal de confinamiento dentro de la zona de traslajo. Estos especímenes incluyen 10 especímenes tipo losa reforzados con barras No. 16 (No. 5), 14 especímenes tipo losa reforzados con barras No. 25 (No. 8), y ocho especímenes tipo viga reforzados con barras No. 36 (No. 11), como se muestra en la Tabla 1. Dicha tabla también muestra la resistencia a compresión del concreto, la longitud de traslajo, el recubrimiento de concreto y los esfuerzos máximos en las barras traslapadas, los cuales se

calcularon usando el análisis de sección fisurada basado en las cargas máximas medidas. Los especímenes se identificaron usando un sistema de identificación de cuatro partes como sigue: la primera parte, "5, 8 u 11", designa el tamaño de la barra traslapada; la segunda parte, "5 u 8", designa la resistencia a compresión propuesta del concreto en ksi; la tercera parte, "O o X", designa la longitud elegida de traslajo para conseguir un nivel específico de esfuerzo de 555 ó 690 MPa (80 ó 100 ksi), respectivamente; y la cuarta parte designa el recubrimiento de concreto en pulgadas.

RESULTADOS DE LOS ENSAYOS

Los resultados del programa experimental⁶ mostraron que la falla en las vigas sin refuerzo transversal de confinamiento dentro de la zona de traslajo fue explosiva, con pérdida del recubrimiento de concreto en la longitud completa del traslajo, como lo muestra la Fig. 2. Cuando se usó refuerzo transversal de confinamiento en la zona de traslajo, las vigas fueron capaces de soportar más carga, las fisuras se pudieron propagar a lo largo de la zona de traslajo, y la pérdida del recubrimiento fue gradual. El programa experimental también mostró que sin el refuerzo transversal de confinamiento, los esfuerzos máximos que se desarrollaron en las barras traslapadas fueron 830, 760 y 665 MPa (120, 110 y 96 ksi) para las barras No. 16, No. 25 y No. 36 (No. 5, No. 8 y No. 11), respectivamente. Sin embargo, cuando se usó refuerzo transversal de confinamiento a lo largo de las longitudes de traslajo de las barras No. 25 y No. 36 (No. 8 y No. 11), se desarrollaron niveles de esfuerzo de hasta 1035 MPa (150 ksi) en las barras. Estos esfuerzos se calcularon usando el análisis de sección fisurada basado en las cargas máximas medidas. Con base en el modelo de Hognestad para concreto, se usó la compatibilidad de deformaciones para determinar las deformaciones en la zona de las barras de refuerzo, en el momento de la falla. Usando la relación esfuerzo-deformación del acero ASTM A1035/A1035M, se determinaron los esfuerzos máximos desarrollados en las barras de refuerzo. Adicionalmente, estos valores se compararon con las lecturas de las galgas de deformación ubicadas en los extremos de los traslajos, donde se debían presentar los esfuerzos máximos.

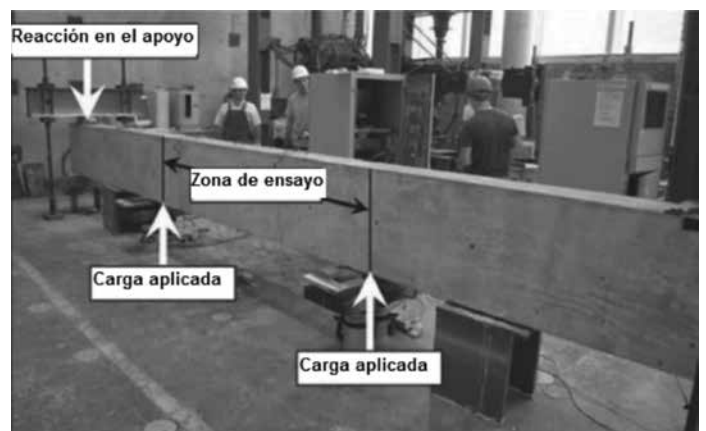


Fig. 1 – Montaje del ensayo para vigas con traslajos probadas en la Universidad del Estado de Carolina del Norte.

Identificación del espécimen	f'_c , psi	l_c , pulg.	c , pulg.	f_b , ksi	$\frac{f_b}{\sqrt{f'_c}}$	Incremento en $\frac{f_b}{\sqrt{f'_c}}$, %	Incremento en l_c , %	Incremento en $\sqrt{l_c/d_b}$, %
Especímenes con barras No. 16 (No. 5)								
5-5-O-3/4	5200	33	0.75	80	9421	14	33	15
5-5-X-3/4	5200	44	0.75	91	10,716			
5-5-O-1/4	5200	18	1.25	88	10,363	25	39	18
5-5-X-1/4	5200	25	1.25	110	12,954			
5-5-O-2.0	5700	15	2.00	97	11,164	24	33	15
5-5-X-2.0	5700	20	2.00	120	13,811			
5-5-O-3/4	5490	32	0.80	77	8945	12	34	16
5-5-X-3/4	4670	43	0.70	83	10,040			
5-5-O-1/4	5490	18	1.09	87	10,142	9	39	18
5-5-X-1/4	4670	25	0.98	91	11,032			
Especímenes con barras No. 25 (No. 8)								
8-5-O-1.5	5000	47	1.50	74	8800	13	32	15
8-5-X-1.5	4700	62	1.50	82	9904			
8-5-O-1.5*	5200	40	1.50	72	8479	17	55	24
8-5-O-1.5	4700	62	1.50	82	9904			
8-8-O-1.5	8300	40	1.50	80	8381	9	35	16
8-8-X-1.5	7800	54	1.50	86	9151			
8-5-O-1.5	5260	47	1.40	78	9182	12	34	16
8-5-X-1.5	5940	63	1.41	90	10,274			
8-8-O-2.5	8660	27	2.30	80	8262	17	33	15
8-8-X-2.5	7990	36	2.38	91	9667			
8-5-O-2.5	6020	31	2.50	96	10,901	16	32	15
8-5-X-2.5	5820	41	2.50	110	12,596			
8-8-O-1.5	8400	40	1.50	91	9505	14	35	16
8-8-X-1.5	10,200	54	1.50	109	10,846			
Especímenes con barras No. 36 (No. 11)								
11-5-O-3.0	5000	50	2.75	75	8919	10	34	16
11-5-X-3.0	5400	67	2.75	84	9799			
11-8-O-2.0	9370	58	1.89	68	6912	15	36	17
11-8-X-2.0	9910	79	1.85	79	7918			
11-5-O-2.0	5340	69	2.00	74	8655	4	32	15
11-5-X-2.0	4060	91	2.00	72	9021			
11-8-O-3.0	6070	43	3.00	78	8837	14	33	15
11-8-X-3.0	8380	57	3.00	96	10,033			

Tabla 1 – Efecto de la longitud de traslapo sobre la resistencia de adherencia de barras de acero de alta resistencia

*Especimen duplicado.

Notas: 1 pulg. = 25.4 mm; 1000 psi = 6.895 MPa.

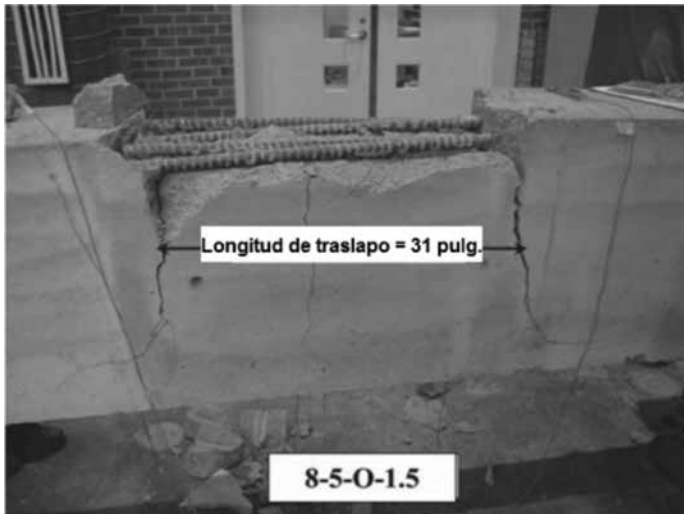


Fig. 2 – Falla de viga con traslape no confinado. (Nota: 1 pulg. = 25.4 mm)

FORMULACIÓN DE LA ECUACIÓN PARA LONGITUD DE DESARROLLO

La ecuación para longitud de desarrollo se formuló considerando sólo los resultados de los especímenes sin refuerzo transversal de confinamiento a lo largo de la longitud de traslape. Las cargas máximas medidas se usaron para determinar los esfuerzos máximos desarrollados en las barras traslapadas, antes de la falla. Estos esfuerzos se usaron para evaluar el efecto de los diferentes parámetros que controlan las características de la adherencia de las barras de acero de refuerzo. Los resultados de los ensayos confirman lo establecido, al incrementar la resistencia a compresión del concreto se incrementa la capacidad de soporte de carga de los elementos. Para eliminar el efecto de la variación de la resistencia a compresión del concreto f'_c dentro de las vigas ensayadas, los esfuerzos medidos en el acero f_s se normalizaron por la raíz cuarta de la resistencia del concreto ($\sqrt[4]{f'_c}$), como lo recomienda el ACI 408R-03. Los valores normalizados se presentan en la Columna 6 de la Tabla 1.

Efecto de la longitud de traslape

Para estudiar el efecto de la longitud de traslape l_d , se compararon entre sí los esfuerzos con base en las cargas máximas medidas soportadas por las barras traslapadas no confinadas de los especímenes que tenían el mismo recubrimiento de concreto, y una resistencia a compresión del concreto similar, como se muestra en la Tabla 1. El análisis indica que el incremento en el porcentaje de la longitud de traslape dado en la Columna 8 no es proporcional al incremento en el porcentaje de los esfuerzos normalizados inducidos en las barras traslapadas, dado en la Columna 7. Por ejemplo, para las barras No. 25 (No. 8), al incrementar la longitud de traslape en un 32% (como para las Vigas 8-5-O-1.5 versus 8-5-X-1.5), se incrementó la resistencia del traslape en sólo un 13%. De manera similar, para las barras No. 36 (No. 11), al incrementar la longitud de traslape en un 34% (como para las Vigas 11-5-O-3.0 versus 11-5-X-3.0), se incrementó la resistencia del traslape en sólo un 10%.

Para las Vigas 11-5-O-2.0 y 11-5-X-2.0 reforzadas con barras No. 36 (No. 11), los resultados de los ensayos indican que al incrementar la longitud de traslape de 1753 a 2311 mm (69 a 91 pulg.) (o en términos del diámetro de barra, de $49d_b$ a $65d_b$), el incremento en los esfuerzos de las barras traslapadas fue sólo del 4%. Este comportamiento indica claramente que a medida que las longitudes de traslape se incrementan, se hacen menos efectivas en incrementar la resistencia del traslape, y el uso de longitudes de traslape muy largas no incrementa la capacidad de adherencia. Este comportamiento, que fue observado también por El-Hacha et al.,¹² se atribuye al bien conocido hecho de que la distribución de esfuerzos de adherencia no es lineal a lo largo de una longitud de traslape extensa. Si bien la suposición de una distribución uniforme de esfuerzo de adherencia puede ser razonablemente precisa para longitudes de traslape cortas, no es conservadora para longitudes de traslape largas.²³ Al examinar el incremento en los esfuerzos desarrollados en las barras traslapadas relativo a la longitud del traslape, se encontró que la resistencia del traslape es proporcional a la raíz cuadrada de la relación entre la longitud de traslape y el diámetro de barra ($\sqrt{l_d/d_b}$), como está dado en la Tabla 1, lo que es similar a lo reportado por Canbay y Frosh²³, para barras convencionales de acero.

Efecto del recubrimiento de concreto

Con el fin de investigar el efecto del recubrimiento del concreto c , los esfuerzos normalizados en el paso anterior fueron nuevamente normalizados por la raíz cuadrada de la relación entre la longitud de traslape y el diámetro de barra, para eliminar el efecto de la longitud de traslape, como se muestra en la Columna 6 de la Tabla 2. Los resultados muestran que el incremento del recubrimiento de concreto en un 67%, como para las Vigas 8-8-O-1.5 versus 8-5-O-2.5, hizo que la resistencia normalizada del traslape se incrementara en un 30%. De manera similar, el incremento del recubrimiento de concreto de las Vigas 11-5-O-2.0 versus 11-8-O-3.0 en un 50%, incrementó los esfuerzos normalizados en sólo un 29%. Este comportamiento se puede esperar, ya que la distribución de los esfuerzos de tracción a través del recubrimiento de concreto no es uniforme.²³ De manera similar a las barras convencionales de acero,²³ se encontró que la resistencia del traslape es proporcional a la raíz cuadrada de la relación entre el espesor del recubrimiento de concreto y el diámetro de la barra de refuerzo ($\sqrt{c/d_b}$), como se muestra en la Columna 9 de la Tabla 2. Para las Vigas 8-8-O-1.5 versus 8-5-O-2.5, el incremento en la longitud del traslape es del 30% y la raíz cuadrada de la relación entre el recubrimiento de concreto y el diámetro de barra se incrementó en un valor similar de 29%.

Ecuación propuesta de longitud de desarrollo para barras no confinadas

Con base en la evaluación de los efectos de los diferentes parámetros, los esfuerzos en las barras traslapadas sin confinamiento, se normalizaron con respecto a la resistencia del concreto, la longitud de traslape y el recubrimiento de concreto, usando las relaciones propuestas discutidas previamente, como se muestra en la Tabla 3.

Identificación del espécimen	f'_c , psi	l_d , pulg.	c , pulg.	f_y , ksi	$\frac{f_y}{\sqrt{f'_c} \sqrt{l_d/d_b}}$	Incremento en $\frac{f_y}{\sqrt{f'_c} \sqrt{l_d/d_b}}$, %	Incremento en c , %	Incremento en $\sqrt{c/d_b}$, %
Especímenes con barras No. 16 (No. 5)								
5-5-O-3/4	5200	33	0.75	80	1296	49	67	29
5-5-O-1/4	5200	18	1.25	88	1931			
5-5-X-3/4	5200	44	0.75	91	1277	60	67	29
5-5-X-1/4	5200	25	1.25	110	2048			
5-5-O-1/4	5200	18	1.25	88	1931	18	60	26
5-5-O-2.0	5700	15	2.00	97	2279			
5-5-X-1/4	5200	25	1.25	110	2048	19	60	26
5-5-X-2.0	5700	20	2.00	120	2441			
5-5-O-3/4	5490	32	0.80	77	1255	51	36	17
5-5-O-1/4	5490	18	1.09	87	1890			
5-5-X-3/4	4670	43	0.70	83	1205	45	40	18
5-5-X-1/4	4670	25	0.98	91	1744			
Especímenes con barras No. 25 (No. 8)								
8-5-O-1.5	5260	47	1.40	78	1339	19	64	28
8-8-O-2.5	8660	27	2.30	80	1590			
8-5-X-1.5	5940	63	1.41	90	1294	24	69	30
8-8-X-2.5	7990	36	2.38	91	1611			
8-8-O-1.5	8400	40	1.50	91	1503	30	67	29
8-5-O-2.5	6020	31	2.50	96	1958			
8-8-X-1.5	10,200	54	1.50	109	1476	33	67	29
8-5-X-2.5	5820	41	2.50	110	1967			
Especímenes con barras No. 36 (No. 11)								
11-8-O-2.0	9370	58	1.89	68	1078	39	46	21
11-5-O-3.0	5000	50	2.75	75	1498			
11-8-X-2.0	9910	79	1.85	79	1058	34	49	22
11-5-X-3.0	5400	67	2.75	84	1422			
11-5-O-2.0	5340	69	2.00	74	1237	29	50	22
11-8-O-3.0	6070	43	3.00	78	1600			
11-5-X-2.0	4060	91	2.00	72	1123	41	50	22
11-8-X-3.0	8380	57	3.00	96	1578			

Tabla 2 – Efecto del recubrimiento de concreto sobre la resistencia de adherencia de barras de acero de alta resistencia

Notas: 1 pulg. = 25.4 mm; 1000 psi = 6.895 MPa.

En esta tabla se puede observar que el valor promedio de los esfuerzos normalizados para los especímenes de ensayo con barras traslapadas sin refuerzo de confinamiento es 1144, con un coeficiente de variación de 0.126. Esto indica que las relaciones propuestas entre la resistencia del traslazo y la resistencia del concreto, la longitud de traslazo, el recubrimiento de concreto y el diámetro de barra pueden representar de manera razonable el efecto de estos parámetros sobre la resistencia de adherencia de barras de acero ASTM A1035/A1035M Grado 100.

Este hallazgo pone de relieve la posibilidad de desarrollar una expresión simple que prediga los esfuerzos en barras traslapadas no confinadas. La Figura 3 muestra una gráfica de los valores de Ω en la última columna de la Tabla 3 contra los valores correspondientes de l_d/d_b . Con base en esta gráfica, se puede ver que el valor promedio de Ω es 1144 (ó 27.4 usando unidades del SI) para todos los valores de l_d/d_b . De acuerdo con esto, se puede obtener la siguiente expresión simple y general

Identificación del espécimen	f'_c , psi	l_d , pulg.	c , pulg.	f_b , ksi	$\Omega = \frac{f_b}{\sqrt{f'_c} \sqrt{l_d/d_s} \sqrt{c/d_s}}$
Especímenes con barras No. 16 (No. 5)					
5-5-O-3/4	5200	33	0.75	80	1184
5-5-X-3/4	5200	44	0.75	91	1166
5-5-O-1/4	5200	18	1.25	88	1365
5-5-X-1/4	5200	25	1.25	110	1448
5-5-O-2.0	5700	15	2.00	97	1274
5-5-X-2.0	5700	20	2.00	120	1365
5-5-O-3/4	5490	32	0.80	77	1109
5-5-X-3/4	4670	43	0.70	83	1138
5-5-O-1/4	5490	18	1.09	87	1431
5-5-X-1/4	4670	25	0.98	91	1393
Especímenes con barras No. 25 (No. 8)					
8-5-O-1.5	5000	47	1.50	74	1048
8-5-X-1.5	4700	62	1.50	82	1027
8-5-O-1.5*	5200	40	1.50	72	1095
8-8-O-1.5	8300	40	1.50	80	1082
8-8-X-1.5	7800	54	1.50	86	1017
8-5-O-1.5	5260	47	1.40	78	1132
8-5-X-1.5	5940	63	1.41	90	1090
8-8-O-2.5	8660	27	2.30	80	1048
8-8-X-2.5	7990	36	2.38	91	1044
8-5-O-2.5	6020	31	2.50	96	1238
8-5-X-2.5	5820	41	2.50	110	1244
8-8-O-1.5	8400	40	1.50	91	1227
8-8-X-1.5	10,200	54	1.50	109	1205
Especímenes con barras No. 36 (No. 11)					
11-5-O-3.0	5000	50	2.75	75	1072
11-5-X-3.0	5400	67	2.75	84	1018
11-8-O-2.0	9370	58	1.89	68	931
11-8-X-2.0	9910	79	1.85	79	923
11-5-O-2.0	5340	69	2.00	74	1039
11-5-X-2.0	4060	91	2.00	72	943
11-8-O-3.0	6070	43	3.00	78	1097
11-8-X-3.0	8380	57	3.00	96	1082
Promedio					1144
Desviación estándar					144
Coficiente de variación					0.126

Tabla 3 – Esfuerzos normalizados en barras traslapadas sin confinamiento a partir de los resultados de los ensayos

*Especimen duplicado.

Notas: 1 pulg. = 25.4 mm; 1000 psi = 6.895 MPa.

$$f_s = \frac{1144 \cdot \sqrt[4]{f'_c} \cdot \sqrt{l_d} \cdot \sqrt{c_{min}}}{d_b} \text{ Unidades: psi y pulg.} \quad (1)$$

$$f_s = \frac{27.4 \cdot \sqrt[4]{f'_c} \cdot \sqrt{l_d} \cdot \sqrt{c_{min}}}{d_b} \text{ Unidades: Mpa y mm} \quad (2)$$

donde f_s son los esfuerzos en las barras traslapadas; d_b es el diámetro nominal de las barras traslapadas; f'_c es la resistencia a compresión del concreto; l_d es la longitud de traslapo o la longitud de desarrollo; c_{min} es el mínimo entre c_b ó c_s ; c_b es el recubrimiento libre de la parte inferior; c_s es el mínimo entre c_{so} ó c_{si} + 6.4 mm (0.25 pulg.); c_{so} es el recubrimiento lateral libre; y c_{si} es la mitad del espaciamiento libre entre barras traslapadas. La constante 1144 (ó 27.4) es el promedio de los esfuerzos normalizados por la resistencia a compresión del concreto, el recubrimiento de concreto, la longitud de traslapo y el diámetro de barra. Para asegurar un factor de seguridad mayor, la constante se reduce por una desviación estándar, dando como resultado la siguiente ecuación propuesta para predecir los esfuerzos en barras de acero traslapadas no confinadas

$$f_s = \frac{1000 \cdot \sqrt[4]{f'_c} \cdot \sqrt{l_d} \cdot \sqrt{c_{min}}}{d_b} \text{ Unidades: psi y pulg.} \quad (3)$$

$$f_s = \frac{24 \cdot \sqrt[4]{f'_c} \cdot \sqrt{l_d} \cdot \sqrt{c_{min}}}{d_b} \text{ Unidades: Mpa y mm} \quad (4)$$

Las Ecuaciones (3) y (4) se pueden reorganizar de la manera siguiente, con el fin de determinar la longitud de traslapo para barras de refuerzo ASTM A1035/A1035M Grado 100

$$l_d = \frac{(f_s d_b)^2}{10^6 c_{min} \sqrt{f'_c}} = \frac{(0.001 f_s d_b)^2}{c_{min} \sqrt{f'_c}} \text{ Unidades: psi y pulg.} \quad (5)$$

$$l_d = \frac{(f_s d_b)^2}{576 c_{min} \sqrt{f'_c}} = \frac{(0.042 f_s d_b)^2}{c_{min} \sqrt{f'_c}} \text{ Unidades: MPa y mm} \quad (6)$$

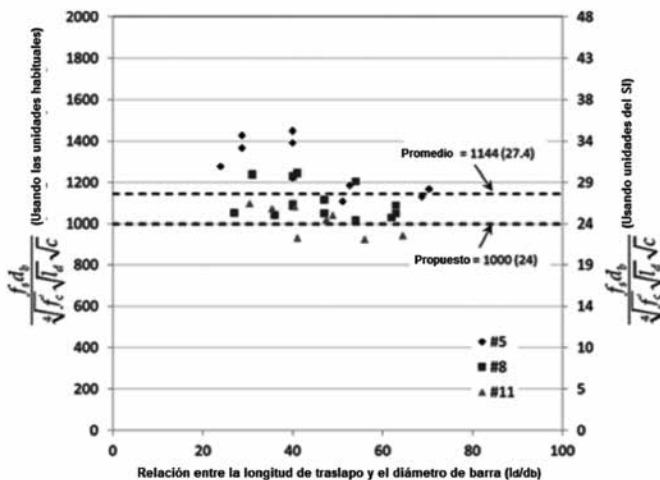


Fig. 3 – Distribución de la constante versus l_d/d_b para los especímenes ensayados.

Validación de la ecuación propuesta

La Ecuación (5) se usó para predecir los esfuerzos en las barras ASTM A1035/A1035M traslapadas de las vigas, sin refuerzo transversal de confinamiento ensayadas en el programa experimental. Estos resultados se comparan con los esfuerzos calculados usando la ecuación del ACI 318-08 y la ecuación recomendada por el ACI 408R-03, como lo muestra la Tabla 4. La tabla muestra las relaciones entre los esfuerzos medidos y los esfuerzos calculados, además del promedio, la desviación estándar y el coeficiente de variación de estas relaciones. Los resultados también se presentan de manera gráfica en la Fig. 4, mostrando la distribución de las relaciones entre los esfuerzos medidos y los esfuerzos calculados de las vigas ensayadas.

Tanto la Tabla 4 como la Fig. 4 demuestran que la ecuación del ACI 318-08 arroja la mayor dispersión de los resultados, con un promedio de 1.14, un coeficiente de variación de 0.20 y un error de la raíz cuadrada de la media (RMSE, por sus siglas en inglés) de 16.2 cuando se compara tanto con la Ec. (5) como con la ecuación del ACI 408R-03. De las tres ecuaciones, la Ec. (5) muestra la mejor predicción de los esfuerzos en las barras traslapadas con una relación entre el esfuerzo medido y el calculado que varía entre 1.0 a 1.1, y un promedio de 1.14 con un coeficiente de variación de 0.12, así como el RMSE más bajo de 14.4.

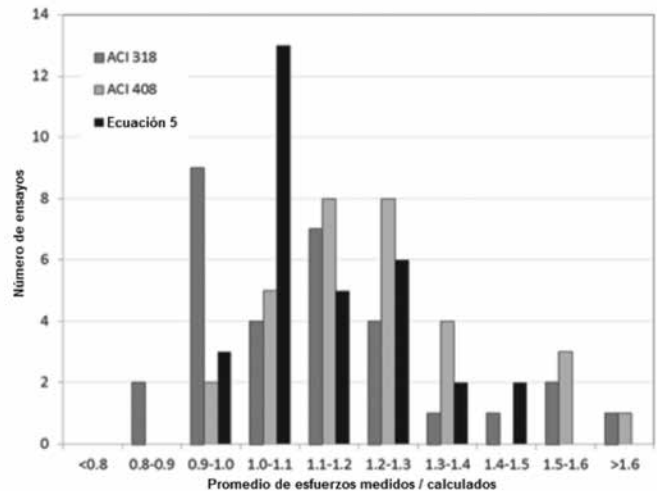


Fig. 4 – Distribución de las relaciones de esfuerzos medidos/calculados para los especímenes ensayados.

Para examinar más profundamente la validez de la Ec. (5), se usó para predecir los resultados de otros programas experimentales reportados en la literatura. Estos programas experimentales incluían trabajos hechos por El-Hacha et al.,¹² Zuo y Darwin,¹³ Azizinamini et al.,¹⁴ Hamad e Itani,¹⁵ Darwin et al.,¹⁶ Azizinamini et al.,¹⁷ Tepfers,¹⁸ Ferguson y Breen,¹⁹ Chamberlin,^{20,21} y Chinn et al.²² La Tabla A1 en el Apéndice resume estos programas de ensayos. Las bases de datos recolectadas incluyeron solamente ensayos usando especímenes de traslapo de vigas con barras no confinadas, no revestidas, con encofrado inferior, y con tamaños de barra No. 13, No. 16, No. 19, No. 25 y No. 36 (No. 4, No. 5, No. 6, No. 8 y No. 11). El rango de la relación entre la longitud de traslapo y el diámetro de barra considerado fue de 12 a 80. Los ensa-

Viga	Esfuerzos de barra medidos, ksi	Esfuerzos de barra calculados					
		ACI 318-08		ACI 408R-03		Ec. (5) propuesta	
		Esfuerzo	Relación	Esfuerzo	Relación	Esfuerzo	Relación
Especímenes con barras No. 16 (No. 5)							
5-5-O-3/4	80	61	1.31	61	1.30	68	1.18
5-5-X-3/4	91	81	1.12	75	1.21	78	1.17
5-5-O-1/4	88	55	1.59	58	1.53	64	1.37
5-5-X-1/4	110	77	1.43	72	1.52	76	1.45
5-5-O-2.0	97	77	1.25	72	1.35	76	1.27
5-5-X-2.0	120	129	0.93	106	1.14	98	1.22
5-5-O-3/4	77	65	1.19	64	1.21	70	1.10
5-5-X-3/4	83	70	1.18	68	1.21	73	1.14
5-5-O-1/4	87	50	1.75	54	1.62	61	1.43
5-5-X-1/4	91	57	1.59	59	1.53	65	1.39
Especímenes con barras No. 25 (No. 8)							
8-5-O-1.5	74	66	1.11	65	1.13	71	1.05
8-5-X-1.5	82	85	0.96	79	1.04	80	1.03
8-5-O-1.5*	72	58	1.25	59	1.22	66	1.09
8-8-O-1.5	80	73	1.10	67	1.20	74	1.08
8-8-X-1.5	86	95	0.90	81	1.07	85	1.02
8-5-O-1.5	78	64	1.23	63	1.23	69	1.13
8-5-X-1.5	90	91	0.99	81	1.12	83	1.09
8-8-O-2.5	80	77	1.04	69	1.16	76	1.05
8-8-X-2.5	91	102	0.89	84	1.08	88	1.04
8-5-O-2.5	96	80	1.20	73	1.31	78	1.24
8-5-X-2.5	110	104	1.06	89	1.23	88	1.24
8-8-O-1.5	91	73	1.24	67	1.36	74	1.23
8-8-X-1.5	109	109	1.00	86	1.26	90	1.21
Especímenes con barras No. 36 (No. 11)							
11-5-O-3.0	75	65	1.15	65	1.16	70	1.07
11-5-X-3.0	84	91	0.93	81	1.03	83	1.02
11-8-O-2.0	68	71	0.96	65	1.05	73	0.93
11-8-X-2.0	79	98	0.81	80	0.99	86	0.92
11-5-O-2.0	74	68	1.09	66	1.12	71	1.04
11-5-X-2.0	72	78	0.93	75	0.96	76	0.94
11-8-O-3.0	78	67	1.16	65	1.20	71	1.10
11-8-X-3.0	96	105	0.91	86	1.12	89	1.08
	Promedio		1.14		1.22		1.14
	Desviación estándar		0.22		0.16		0.14
	Coefficiente de variación		0.20		0.14		0.12
	Mínimo		0.81		0.96		0.92
	Máximo		1.75		1.62		1.45
	RMSE		16.2		17.7		14.4

Tabla 4 – Comparación de los esfuerzos medidos con los calculados

*Especimen duplicado.

Notas = 1 pulg. = 25.4 mm; 1000 psi = 6.895 MPa.

Los resultados muestran el conservatismo de la ecuación ACI 318-08, presentándose 80 especímenes con una relación entre el esfuerzo medido y el esfuerzo calculado mayor a 1.6. La figura muestra también que la Ec. (5) propuesta produce la menor dispersión en los resultados, con un promedio de 1.10 y un coeficiente de variación de 0.13, como se muestra en la Tabla 5.

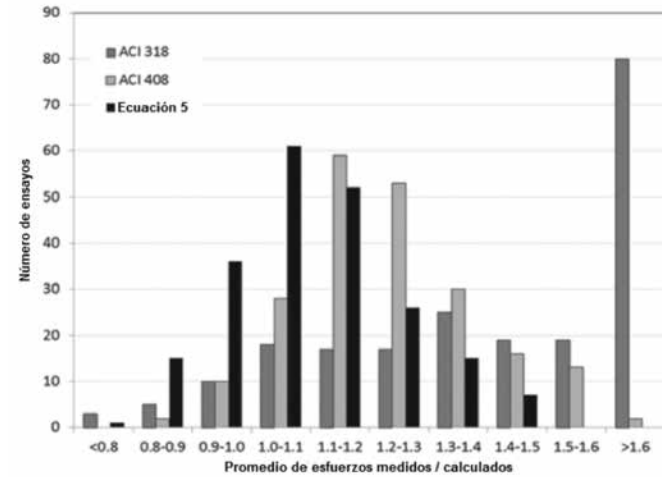


Fig. 5 – Distribución de las relaciones de esfuerzos medidos/calculados para todos los especímenes.

Adicionalmente, se usaron para fines comparativos la ecuación propuesta (Ec. (5) ó (6)) y las ecuaciones del ACI 318-08 y ACI 408R-03 para calcular las longitudes de traslape requeridas para alcanzar diferentes niveles de esfuerzo, como se muestra en la Fig. 6. Se debe anotar que la Fig. 6 se desarrolló usando una resistencia de concreto de 34.5 MPa (5000 psi) y un recubrimiento de concreto de 51 mm (2.0 pulg.), que son valores usados frecuentemente en la práctica. En la Fig. 6 se evidencia que la ecuación del ACI 318-08 representa una relación lineal entre la longitud de desarrollo y el esfuerzo de la barra (por lo tanto, el esfuerzo de adherencia), sin limitación de la longitud de desarrollo. El incremento de l_d dará como resultado el incremento del esfuerzo de la barra (o la resistencia de adherencia). Para la ecuación del ACI 408R-03, es también casi lineal pero con una pendiente reducida, lo que significa que el incremento de l_d dará como resultado un incremento de la resistencia de adherencia pero menor, y por lo tanto comparable con la ecuación del ACI 318-08. Sin embargo, se ha demostrado que a mayor longitud de traslape, este se hace menos efectivo, lo que se ve claramente reflejado en la Ec. (5) propuesta. Vale la pena notar que las predicciones calculadas con la Ec. (5) y la ecuación del ACI 408R-03 corresponden de manera muy cercana, para un nivel de esfuerzo de aproxima-

damente 414 MPa (60 ksi). Para niveles de esfuerzo mayores, la Ec. (5) requeriría progresivamente una longitud de traslape mayor. Las ecuaciones del ACI 318-08 y el ACI 408R-03 fueron calibradas para barras de refuerzo convencional y no son aplicables a niveles de esfuerzo mayores a 552 MPa (80 ksi), como lo muestran las líneas punteadas en la Fig. 6. La importancia de la ecuación propuesta es que para longitudes de desarrollo mayores (es decir, relaciones l_d/d_b mayores), la no linealidad de la ecuación indica claramente que el hecho de incrementar la longitud de traslape no incrementará de manera eficiente la resistencia del mismo. En tales casos, el uso de acoples para traslapar barras de acero de alta resistencia sería una alternativa más económica, especialmente cuando se van a desarrollar altos niveles de esfuerzo sin el uso de refuerzo transversal de confinamiento.

mente 414 MPa (60 ksi). Para niveles de esfuerzo mayores, la Ec. (5) requeriría progresivamente una longitud de traslape mayor. Las ecuaciones del ACI 318-08 y el ACI 408R-03 fueron calibradas para barras de refuerzo convencional y no son aplicables a niveles de esfuerzo mayores a 552 MPa (80 ksi), como lo muestran las líneas punteadas en la Fig. 6. La importancia de la ecuación propuesta es que para longitudes de desarrollo mayores (es decir, relaciones l_d/d_b mayores), la no linealidad de la ecuación indica claramente que el hecho de incrementar la longitud de traslape no incrementará de manera eficiente la resistencia del mismo. En tales casos, el uso de acoples para traslapar barras de acero de alta resistencia sería una alternativa más económica, especialmente cuando se van a desarrollar altos niveles de esfuerzo sin el uso de refuerzo transversal de confinamiento.

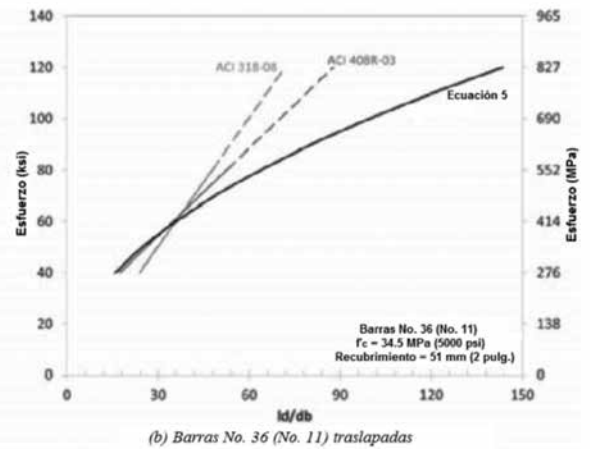
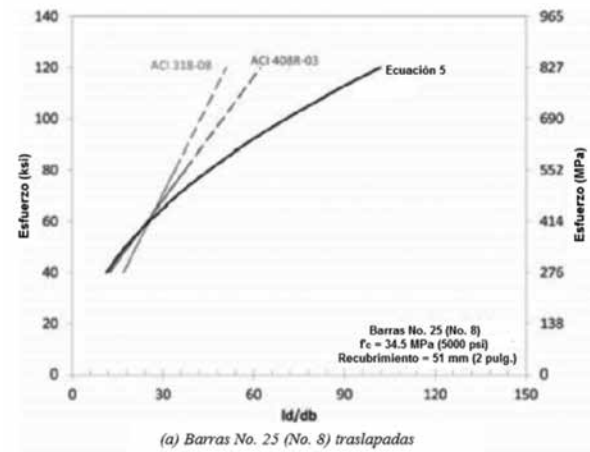


Fig. 6 – Predicción de las longitudes de traslape de acuerdo con la Ec. (5) y las ecuaciones del ACI 318-08 y ACI 408R-03.

	ACI 318-08	ACI 408R-03	Ec. (5) propuesta
Promedio	1.56	1.23	1.10
Desviación estándar	0.50	0.16	0.14
Coefficiente de variación	0.32	0.13	0.13
Mínimo	0.65	0.86	0.80
Máximo	3.23	1.64	1.46

Tabla 5 – Datos estadísticos para las relaciones entre esfuerzos medidos y esfuerzos calculados usando las tres ecuaciones para todos los especímenes

CONCLUSIONES

Con base en los resultados de 213 vigas y losas reforzadas con barras traslapadas sin confinamiento, usando barras de acero de alta resistencia ASTM A1035/A1035M Grado 100 y barras de acero de refuerzo convencionales acordes con el ASTM A615/A615M y A706/A706M, se puede usar la siguiente ecuación simple y general para determinar la longitud de desarrollo de barras de refuerzo no confinadas

$$l_d = \frac{(0.001f_s d_b)^2}{c_{min} \sqrt{f'_c}} \text{ Unidades: psi y pulg.}$$

$$l_d = \frac{(0.042f_s d_b)^2}{c_{min} \sqrt{f'_c}} \text{ Unidades: MPa y mm}$$

La ecuación toma en cuenta los esfuerzos especificados en las barras traslapadas f_s ; el diámetro nominal de barra d_b ; la resistencia del concreto f'_c y el recubrimiento mínimo de concreto c_{min} .

La ecuación propuesta es comparable con numerosos resultados de ensayos desarrollados por los autores y otros investigadores reportados en la literatura. Adicionalmente, la ecuación propuesta permite una mejor predicción de la resistencia de desarrollo en comparación con las ecuaciones dadas por el ACI 318-08 y el ACI 408R-03.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen enormemente el apoyo de MMFX Technologies Corporation por patrocinar este estudio y suministrar el acero. Los autores también agradecen a J. Atkinson en el Constructed Facilities Laboratory por su incansable ayuda con el trabajo de laboratorio. Adicionalmente, aprecian mucho la ayuda prestada por C. DeVoto III, M. Sumpter y J. Wheeler (estudiantes de posgrado en el Constructed Facilities Laboratory).

REFERENCIAS

1. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2008, 473 pp.
2. ACI Committee 408, "Bond and Development of Straight Reinforcing Bars in Tension (ACI 408R-03) (Reapproved 2012)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2003, 49 pp.
3. ASTM A615/A615M-09b, "Standard Specification for Deformed and Plain Carbon-Steel Bars for Concrete Reinforcement," ASTM International, West Conshohocken, PA, 2009, 6 pp.
4. ASTM A706/A706M-09b, "Standard Specification for Low-Alloy Deformed and Plain Bars for Concrete Reinforcement," ASTM International, West Conshohocken, PA, 2009, 6 pp.
5. ASTM A1035/A1035M-09, "Standard Specification for Deformed and Plain, Low-Carbon, Chromium, Steel Bars for Concrete Reinforcement," ASTM International, West Conshohocken, PA, 2009, 5 pp.
6. Seliem, H. M.; Hosny, A.; Rizkalla, S.; Zia, P.; Briggs, M.; Miller, S.; Darwin, D.; Browning, J.; Glass, G. M.; Hoyt, K.; Donnelly, K.; and Jirsa, J. O., "Bond Characteristics of ASTM A1025 Steel Reinfor-

cing Bars," *ACI Structural Journal*, V. 106, No. 4, July-Aug. 2009, pp. 530-539.

7. Briggs, M.; Miller, S.; Darwin, D.; and Browning, J., "Bond Behavior of Grade 100 ASTM A1035 Reinforcing Steel in Beam-Splice Specimens," *SL Report 07-01, the University of Kansas Center for Research Inc., Lawrence, KS, Aug. 2007 (revised Oct. 2007)*, 83 pp. 8.

Glass, G. M., "Performance of Tension Lap Splices with MMFX High Strength Reinforcing Bars," *MSc thesis, University of Texas at Austin, Austin, TX, 2007, 141 pp.*

9. Hosny, A., "Bond Behavior of High Performance Reinforcing Bars for Concrete Structures," *MSc thesis, North Carolina State University, Raleigh, NC, 2007, 150 pp.*

10. Seliem, H. M., "Behavior of Concrete Bridges Reinforced with High Performance Steel Reinforcing Bars," *PhD dissertation, North Carolina State University, Raleigh, NC, 2007, 259 pp.*

11. Seliem, H. M.; Hosny, A.; and Rizkalla, S., "Evaluation of Bond Characteristics of MMFX Steel," *Technical Report No. RD-07-02, Constructed Facilities Laboratory (CFL), North Carolina State University, Raleigh, NC, 2007, 71 pp.*

12. El-Hacha, R.; El-Agroudy, H.; and Rizkalla, S. H., "Bond Characteristics of High-Strength Steel Reinforcement," *ACI Structural Journal*, V. 103, No. 6, Nov.-Dec. 2006, pp. 771-782.

13. Zuo, J., and Darwin, D., "Splice Strength of Conventional and High Relative Rib Area Bars in Normal and High-Strength Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 97, No. 4, July-Aug. 2000, pp. 630-641.

14. Azizinamini, A.; Pavel, R.; Hatfield, E.; and Gosh, S., "Behavior of Lap-Spliced Bars Embedded in High-Strength Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 96, No. 5, Sept.-Oct. 1999, pp. 826-835.

15. Hamad, B., and Itani, M., "Bond Strength of Reinforcement in High Performance Concrete: The Role of Silica Fume, Casting Position, and Superplasticizer Dosage," *ACI Materials Journal*, V. 95, No. 5, Sept.-Oct. 1998, pp. 499-511.

16. Darwin, D.; Tholen, M.; Idun, E.; and Zuo, J., "Splice Strength of High Relative Rib Area Reinforcing Bars," *ACI Structural Journal*, V. 93, No. 1, Jan.-Feb. 1996, pp. 95-107.

17. Azizinamini, A.; Stark, M.; Roller, J.; and Gosh, S., "Bond Performance of Reinforcing Bars Embedded in High-Strength Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 90, No. 5, Sept.-Oct. 1993, pp. 554-561.

18. Tepfers, R., "A Theory of Bond Applied to Overlapped Tensile Reinforcement Splices for Deformed Bars," *Publication No. 73:2, Division of Concrete Structures, Chalmers University of Technology, Göteborg, Sweden, 1973, 328 pp.*

19. Ferguson, P., and Breen, J., "Lapped Splices for High Strength Reinforcing Bars," *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 62, No. 9, Sept. 1965, pp. 1063-1078.

20. Chamberlin, S., "Spacing of Spliced Bars in Beams," *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 54, No. 2, Feb. 1958, pp. 689-697.

21. Chamberlin, S., "Spacing of Reinforcement in Beams," *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 53, No. 7, July 1956, pp. 113-134.

22. Chinn, J.; Ferguson, P.; and Thompson, J., "Lapped Splices in Reinforced Concrete Beams," *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 52, No. 10, Oct. 1955, pp. 201-213.

23. Canbay, E., and Frosh, R. J., "Bond Strength of Lap-Spliced Bars," *ACI Structural Journal*, V. 102, No. 4, July-Aug. 2005, pp. 605-614.

APÉNDICE

Referencia	Número de ensayos	Tamaño de barra (No.)	Rango de longitud de traslapo, pulg. (mm)	Rango de recubrimiento, pulg. (mm)
Seliem et al. ⁶	10	5 (16)	15 a 44 (381 a 1118)	0.75 a 2.00 (19 a 51)
	14	8 (25)	31 a 63 (787 a 1600)	1.29 a 2.50 (33 a 64)
	8	11 (36)	43 a 91 (1092 a 2311)	2.00 a 3.00 (51 a 76)
El-Hacha et al. ¹²	4	6 (19)	12 a 60 (305 a 1524)	1.50 (38)
Zuo y Darwin ¹³	1	5 (16)	17 (432)	1.273 (32)
	14	8 (25)	17 a 40 (432 a 1016)	0.902 a 3.032 (23 a 77)
	6	11 (36)	28 a 30 (711 a 762)	1.313 a 1.977 (33 a 50)
Azizinamini et al. ¹⁴	13	8 (25)	10 a 41 (254 a 1041)	1.00 a 2.00 (25 a 51)
	21	11 (36)	13 a 80 (330 a 2032)	1.41 a 2.82 (36 a 72)
Hamad e Itani ¹⁵	14	8 (25)	12 (305)	1.5 (38)
Darwin et al. ¹⁶	2	5 (16)	16 a 17 (406 a 432)	1.266 a 1.281 (32 a 33)
	9	8 (25)	16 a 26 (406 a 660)	1.313 a 2.938 (33 a 75)
	2	11 (36)	40 (1016)	1.895 a 1.908 (48 a 48)
Azizinamini et al. ¹⁷	16	11 (36)	13 a 80 (330 a 2032)	1.41 (36)
Tepfers ¹⁸	12	6 (16)	10 a 52 (254 a 1321)	0.787 a 1.614 (10 a 41)
Ferguson y Breen ¹⁹	13	8 (25)	18 a 80 (457 a 2032)	1.38 a 1.75 (35 a 44)
	13	11 (36)	34 a 83 (864 a 2096)	1.31 a 2.06 (33 a 52)
Chamberlin ²⁰	6	4 (13)	6 (152)	0.50 a 1.00 (13 a 25)
Chamberlin ²¹	10	4 (13)	6 a 16 (152 a 406)	0.50 a 1.00 (13 a 25)
Chinn et al. ²²	25	6 (19)	11 a 24 (152 a 406)	0.75 a 1.62 (19 a 41)

Tabla A1 – Resumen de los datos recopilados

El baúl de los recuerdos

Colaboración del Ingeniero Jairo Uribe Escamilla

En esta la Revista Técnica N° 28 de la Seccional Colombiana del ACI, presentamos un facsímil del formato con el cual el ilustre ingeniero Antonio María Gómez (Q.E.P.D.), entonces profesor de la Universidad Nacional de Colombia y de la Escuela Colombiana de Ingeniería, solicita su afiliación como miembro de la Seccional Colombiana del Instituto Americano del Concreto ACI.

INSTITUTO AMERICANO DEL CONCRETO (ACI)
Solicitud de Afiliación a la Seccional Colombiana

Señores
Junta Directiva
Seccional Colombiana del ACI

Por medio de la presente solicito mi afiliación a la Seccional Colombiana del Instituto Americano del Concreto (ACI) en la categoría de socio:

<input type="checkbox"/> Contribuyente	<input type="checkbox"/> Juvenil
<input type="checkbox"/> Organizacional	<input type="checkbox"/> Estudiantil
<input type="checkbox"/> Individual	<input checked="" type="checkbox"/> Afiliado

que es idéntico a la que tengo en el Instituto, o me corresponde por no pertenecer a él.

Atentamente,

Antonio M. Gómez
(firma)

Nombre ANTONIO M. GOMEZ

Dirección residencia Calle 110 A # 4-47 Tel 2-540 881

Dirección oficina Av. Caracas # 54-73 Of. 306 Tel 2 553410

Apartado Nat. _____ Aéreo _____ Ciudad _____

Empresa donde trabaja Universidad Nacional, Esc. Col. de Ing.

Cargo Profesor

Favor enviar la correspondencia a: residencia
oficina
apartado

Forma de pago: Efectivo
 Cheque No. _____ Banco _____

Favor girar los cheques a nombre de SECCIONAL COLOMBIANA DEL ACI

Fecha Febrero 1°/79

Instrucciones para la publicación de artículos

POLÍTICA EDITORIAL

El boletín técnico de la Seccional Colombiana del Instituto Americano del Concreto (ACI), acepta para su publicación, artículos sobre investigaciones científicas y desarrollos tecnológicos originales e inéditos, relacionados con el cemento, el concreto, las estructuras de concreto reforzado, la ingeniería y las ciencias aplicadas afines. Se entiende por documento inédito aquel que se haya preparado especialmente para su publicación en el boletín y por lo tanto no se encuentre en proceso de aprobación en otra revista.

También se aceptan artículos de revisión o actualización, traducciones técnicas y demás trabajos que contribuyan a la generación de conocimiento y la difusión del mismo, como resúmenes de tesis y trabajos de promoción, entre otros. Los artículos deben corresponder a la siguiente tipología, de acuerdo con los lineamientos de Colciencias:

1. Artículo de investigación científica y tecnológica. Documento que presenta de manera detallada, los resultados originales de proyectos terminados de investigación. El artículo debe estar compuesto por cuatro apartes importantes: introducción, metodología, resultados y conclusiones.

2. Artículo de reflexión. Documento que presenta resultados de investigación terminada desde una perspectiva analítica, interpretativa o crítica del autor, sobre un tema específico, recurriendo a fuentes originales.

3. Artículo de revisión. Documento resultado de una investigación terminada donde se analizan, sistematizan e integran los resultados de investigaciones publicadas o no publicadas, sobre un campo en ciencia o tecnología, con el fin de dar cuenta de los avances y las tendencias de desarrollo. Se caracteriza por presentar una cuidadosa revisión bibliográfica de por lo menos 50 referencias.

4. Artículo corto. Documento breve que presenta resultados originales preliminares o parciales de una investigación científica o tecnológica, que por lo general requiere de una pronta difusión.

5. Reporte de caso. Documento que presenta los resultados de un estudio sobre una situación particular con el fin de dar a conocer las experiencias técnicas y metodológicas consideradas en un caso específico. Incluye una revisión sistemática comentada de la literatura sobre casos análogos.

6. Revisión de tema. Documento resultado de la revisión crítica de la literatura sobre un tema en particular.

7. Cartas al editor. Posiciones críticas, analíticas o interpretativas sobre los documentos publicados en el boletín, que a juicio del comité editorial constituyen un aporte importante a la discusión del tema por parte de la comunidad científica de referencia.

8. Editorial. Documento escrito por el presidente de la seccional, un miembro del comité editorial, el editor o un invitado, sobre orientaciones en el dominio temático del boletín.

9. Traducción. Traducciones de textos clásicos o de actualidad o transcripciones de documentos históricos o de interés particular en el dominio de publicación del boletín técnico.

10. Documento de reflexión no derivado de investigación.

Cabe destacar que serán privilegiados para la publicación en el boletín técnico, los tipos de artículos de los numerales 1, 2 y 3.

PROCESO PARA LA PUBLICACIÓN DEL ARTÍCULO

Los artículos se pueden enviar en medio físico y magnético a la sede de la Seccional Colombiana del ACI, localizada en la carrera 19A No. 84-14 Oficina 502, de la Ciudad de Bogotá, D. C. También se puede enviar en medio magnético a la dirección de correo electrónico de la seccional aci.colombia@gmail.com. Los documentos deben ser tipo texto y deben estar elaborados bajo ambientes windows.

El boletín de la seccional se reserva los derechos de impresión, reproducción total o parcial del material, así como el de aceptarlo o rechazarlo. Igualmente, se reserva el derecho de hacer cualquier observación editorial que estime conveniente. En este sentido, el comité editorial revisará el artículo y en caso de ser necesario, el autor recibirá por escrito recomendaciones de los evaluadores o con sistema de control de cambios sugerencias sobre el archivo original del documento. Si la acepta, deberá entregar el artículo con los ajustes sugeridos dentro de las fechas fijadas por la revista para garantizar su

publicación dentro del número programado. El comité editorial se apoyará en pares nacionales e internacionales.

El artículo debe estar acompañado de una carta del autor, dirigida al editor, en la cual manifieste que el artículo es inédito, que no ha sido remitido a otra publicación, que conoce y acepta las instrucciones y términos para la publicación de artículos y hace la cesión de derechos de autor al Boletín Técnico de la Seccional Colombiana del ACI. Debe anexas su dirección de correo electrónico y números telefónicos de contacto.

El Comité editorial de las revistas técnicas, en un término de 45 días, contados a partir de la fecha de recibido, terminará la revisión del artículo y dará a conocer al autor las observaciones a que haya lugar o le notificará la no aceptación. En el caso en que se consideren observaciones, se le informará al autor que tiene un plazo de 15 días para su respuesta y el comité editorial dispondrá de otros quince días para realizar las verificaciones o aceptar las explicaciones del caso.

CONTENIDO DEL ARTÍCULO

El artículo debe componerse de las siguientes partes:

Título en español e inglés. Debe ser explicativo del artículo, estar escrito en mayúsculas y preferiblemente ser breve.

Información de los autores. En toda propuesta se debe presentar del autor o autores: nombre, formación académica, cargo actual e instituciones a la que está vinculado. Si prefieren, pueden anotar su dirección de correo electrónico.

Resumen en español e inglés. El trabajo debe acompañarse de resúmenes de aproximadamente 200 palabras en español e inglés.

Palabras claves en español e inglés. Deben presentarse de tres a diez palabras o frases que identifiquen los aspectos principales del artículo.

Dependiendo del tipo de artículo este debe contener Introducción, marco teórico, metodología, desarrollo experimental, resultados y conclusiones.

Agradecimientos. Si los hay, deben ser breves e incluir los aportes esenciales para el desarrollo del trabajo.

Apéndices

Referencias. Las referencias bibliográficas se incluirán al final del artículo, enumeradas según orden de aparición, escribiendo primero el apellido seguido de las iniciales de los nombres de cada uno de los autores. Si los autores son más de tres, en el texto principal cite sólo al primero, seguido de la expresión et al. Separar con comas todos los ítems. Preferiblemente Indicar las páginas referenciadas. En general aplican las normas NTC pertinentes.

PRESENTACIÓN DE LOS ARTÍCULOS

La extensión máxima del artículo propuesto será de 20 páginas a espacio doble en papel tamaño carta, incluyendo tablas, gráficas y fotografías. Todo el documento debe estar en blanco y negro.

Las expresiones matemáticas deben hacerse con un editor de fórmulas adecuado y los símbolos especiales se identificarán en forma apropiada. Las letras utilizadas como símbolos se definirán cuando aparezcan por primera vez, bien sea en figuras, tablas o texto, y se dispondrán alfabéticamente al final del artículo en un apéndice denominado Nomenclatura.

Se usarán definiciones y símbolos empleados en ingeniería.

Se utilizarán el sistema internacional de unidades y los símbolos correspondientes. En aquellos casos en que se acostumbren otras unidades, a continuación de estas, se colocará entre paréntesis su equivalente en el sistema internacional de unidades. En caso de traducciones, se debe incluir una copia del artículo en el idioma original.

El boletín técnico, su editor y consejo editorial manifiestan que no son responsables del contenido de los artículos publicados, que la veracidad es responsabilidad exclusiva del autor y que los lectores deben analizar e interpretar el contenido bajo su propio criterio.



Carrera 19 A # 84-14 Of. 502 PBX: 691 6125
 Bogotá, D.C., Colombia
 www.acicolombia.org.co • aci.colombia@gmail.com

FORMULARIO

AFILIACIÓN

ESTUDIANTE

RENOVACIÓN

PROFESIONAL

Nombres: _____
 Apellidos: _____
 Empresa: _____
 Cargo: _____
 Actividad de la empresa: _____
 Profesión: _____
 Dirección ofic. _____ Ciudad _____
 E-mail: _____
 Teléfonos: _____
 Dirección envío de correspondencia: _____
 No. Matrícula Profesional: _____
 No. Cédula de ciudadanía: _____
 Universidad: _____
 Fecha de Grado: _____
 Estudios de Postgrado: _____

Cuota Año 2014

Profesionales:	\$ 150.000
Estudiantes:	<ul style="list-style-type: none"> • Con revista en medio magnético (por medio de la página web) No pagan • Con revista en medio físico \$ 45.000

Favor consignar en Banco de Bogotá Cuenta Corriente No. 008-03227-8 a nombre del Instituto Americano del Concreto y enviar el formulario y la consignación diligenciada al Fax No. 5300827 o al correo aci.colombia@gmail.com

Fecha: _____ Firma: _____

Nota: Los Estudiantes deberán anexar copia del carnet estudiantil vigente.



Carrera 19 A # 84-14 Of. 502 PBX: 691 6125
Bogotá, D.C., Colombia
www.acicolombia.org.co • aci.colombia@gmail.com